REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

"ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y CONCRETO PRESFORZADO – POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA-AREQUIPA".

Tesis presentada por los bachilleres:

ANGGIE LOURDES M. VARGAS BARREDA

JIMMY GAEL JARA TURPO

Para obtener el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

AREQUIPA- PERÚ

2015

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Dedicatoria:

A Dios por ser mi pilar, motor, guía y fortaleza en todo momento. A mis amados padres Jose y Lourdes por todo su amor, comprensión, motivación y confianza y por ser mi ejemplo dia a día. Mis logros son suyos; los amo. A mis hermanos Jose Alonso y Renatto, por ser mi inspiración y mi alegría.

A mi mama Dorita por todo su cariño y consejos dados. A mis familiares en general por la paciencia y confianza depositada.

A mi novio Fabrizio por su amor y ser un apoyo incondicional, respaldo y aliento constante, en esta meta y durante ocho años.

A mi compañero de tesis Jimmy por el cariño, empuje, imposición y ánimo brindado en todo momento.

Anggie

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Dedicatoria:

A Diosito por iluminarme, guiarme y estar siempre conmigo.

A mi mama Magda y mi papa Alfredo por ser pilares fundamentales en todo lo que soy y porque su apoyo día a día me brinda la fuerza para lograr mis sueños.

A la memoria de mis abuelitos que estarán siempre en mi corazón. Y a todos aquellos que me dieron su apoyo moral y academico en todo momento en especial a Anggie porque con su perseverancia se logro llegar a la meta trazada.

Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos

Jimmy

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

PRÓLOGO

Esta Tesis presenta el desarrollo elemental del "Análisis y diseño comparativo en la aplicación de concreto reforzado y concreto presforzado – postensado para la construcción del puente Quebrada Honda en el distrito de yarabamba-Arequipa". El propósito es el de exponer en una forma sencilla, lo aprendido durante la vida universitaria con la aplicación de las normas fundamentales que rigen el diseño estructural de los puentes.

Los autores quieren con esta publicación satisfacer el anhelo sentido como estudiante de presentar una guía de diseño de puentes. En tal sentido se recomienda que los estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil que utilicen esta Tesis, la complementen con observaciones directas hechas en la construcción de puentes.

Solamente en la medida en que el Ingeniero Civil, ve realizadas las obras por él concebidas, diseñadas y construidas, encuentra la satisfacción de haber prestado un servicio a la comunidad y el sentido de su razón de ser.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INDICE GENERAL

CAPITULO I: DESCRIPCION GENERAL.....1

1.1 EL PUENTE Y SU UBICACIÓN 1
1.1.1 TÍTULO DEL PROYECTO DE TESIS 1
1.1.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO DE TESIS 1
1.2 PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO DE TESIS..... 2
1.2.1 PROBLEMÁTICA 2
1.2.2 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO DE TESIS 2
1.3 OBJETIVOS Y METODOLOGÍA 4
1.3.1 OBJETIVOS..... 4
1.3.2 METODOLOGÍA 4
1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES..... 5
1.4.1 ALCANCES 5
1.4.2 LIMITACIONES 5
1.5 RECONOCIMIENTO DE LA VÍAY DISEÑO GEOMÉTRICO DEL PUENTE..... 5
1.5.1 DISEÑO GEOMÉTRICOHORIZONTAL DEL PUENTE 5
1.5.2 DISEÑO DE PERFIL DEL PUENTE 11
1.5.3 DISEÑO GEOMÉTRICO TRANSVERSAL DEL PUENTE 14

CAPITULO II: ESTUDIOS BASICOS 17

2.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS..... 17
2.1.1 VÍAS DE ACCESO 17
2.1.2 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA..... 17
2.1.3 PUNTOS DE REFERENCIA PARA EL REPLANTEO DEL PUENTE 17
2.1.4 PLANOS TOPOGRÁFICOS..... 18
2.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA 20
2.2.1 INFORMACIÓN METEOROLÓGICA Y CARTOGRÁFICA 20
2.2.2 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN RECOPILADA 20
2.2.3 CALCULO DE LA INTENSIDAD MÁXIMA..... 36
2.2.4 CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO 40
2.2.5 ANÁLISIS HIDRÁULICO 43
2.2.6 SOCAVACIÓN 44
2.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS 49
2.3.1 ESTUDIOS GEOLÓGICOS..... 49
2.3.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS 51
2.4 ESTUDIOS DE SÍSMO 75
2.4.1 ZONA SÍSMICA A DONDE PERTENECE EL PUENTE 75
2.4.2 REQUISITOS DE ANÁLISIS ESENCIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO 75

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.5 ESTUDIO DE TRAFICO 80
2.5.1 OBJETIVO 80
2.5.2 EVALUACIÓN DEL TRÁFICO EXISTENTE 80
2.6 ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS 86
2.6.1 EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE 87
2.6.2 ALINEACIÓN DEL PUENTE 87
2.6.3 ACCESOS 90
2.6.4 CONCLUSIÓN 91
2.7 SOBRE EL PORQUÉ DE LAS ELECCIONES 92
2.7.1 EN CUANTO AL MÉTODO DE DISEÑO GENERAL DEL PUENTE 92
2.7.2 EN CUANTO A LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA. 92
2.7.3 EN CUANTO A LA SUBESTRUCTURA. 92

CAPITULO III: ANALISIS Y DISEÑO DEL PUENTE S. REFORZADO 94

3.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA PUENTE SIMPLEMENTE REFORZADO 94
3.1.1 GENERALIDADES 94
3.1.2 CONFIGURACIÓN DEL PUENTE PARA EL ANÁLISIS 95
3.1.3 CARGAS Y ESTADOS DE CARGA A UTILIZARSE 96
3.1.4 COMBINACIONES DE CARGA, ESTADOS LIMITE Y FACTORES DE CARGA 98
3.1.5 MODELAMIENTO PARA EL ANÁLISIS 100
3.1.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTILIZANDO SOFTWARE CSI BRIDGE 104
3.1.7 ANÁLISIS SÍSMICO DEL PUENTE 143
3.1.8 ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS. 149
3.2 DISEÑO DEL PUENTE SIMPLEMENTE REFORZADO 151
3.2.1 GENERALIDADES 151
3.2.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA 151
3.2.3 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA 169
3.2.4 DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS 206

CAPITULO IV: ANALISIS Y DISEÑO PUENTE P. POSTENSADO 221

4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA PUENTE PRE-ESFORZADO - POSTENSADO 221
4.1.1 INTRODUCCIÓN AL PRE-ESFUERZO 221
4.1.2 TIPOS DE PRE-ESFUERZO 223
4.1.3 ELEMENTOS Y MATERIALES QUE COMPONEN AL SISTEMA DEL PRE-ESFORZADO 225
4.1.4 ELECCIÓN DEL TIPO DE SISTEMA DEL PRE-ESFORZADO A UTILIZAR 226
4.1.5 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS FUERZAS DE PRE-ESFUERZO 226
4.1.6 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL SISTEMA DE PRE-ESFUERZO 227
4.1.7 TRAYECTORIAS DE LA FUERZA DE PRE-ESFUERZO 230
4.1.8 DESCRIPCIÓN DE LA FUERZA DE PRE-ESFUERZO Y LO QUE ORIGINA. 231
4.1.9 EL CASO DE CARGA PRE-ESFUERZO 232

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.10 PÉRDIDAS DE FUERZA POR PRE-ESFUERZO 234
4.1.11 MATERIALES A UTILIZAR PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO 240
4.1.12 PROCESO DE LA TRANSFERENCIA DE FUERZA DE PREESFUERZO (POSTENSADO) 243
4.1.13 PROCESO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL - PUENTE POSTENSADO 246
4.1.14 ANÁLISIS DE LAS VIGAS INTERIORES (VINT) 250
4.1.15 ANÁLISIS DE LAS VIGAS EXTERIORES (VEXT) 264
4.1.16 RECUPERACIÓN DE FUERZA DE PRE-ESFUERZO POR SOBRETENSIONAMIENTO 276
4.1.17 FUERZAS DE PRE-ESFUERZO DE DISEÑO A INDUCIRSE CON LOS GATOS 276
4.1.18 ÁREA Y DIÁMETRO DE LOS DUCTOS 277
4.1.19 ANÁLISIS COMPUTARIZADO UTILIZANDO SOFTWARE CSIBRIDGE 277
4.1.20 DESARROLLO DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL SOFTWARE CSIBRIDGE 280
4.1.21 PROCESO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL – SUBESTRUCTURA 303
4.2 DISEÑO PARA PUENTE PRE-ESFORZADO (POSTENSADO) 322
4.2.1 GENERALIDADES 322
4.2.2 PROCESO DE DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA 322
4.2.3 PROCESO DE DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA 341
4.2.4 ANÁLISIS SÍSMICO DEL PUENTE PRE-ESFORZADO POSTENSADO 374

CAPITULO V: DE VIAS DE ACCESO Y PAVIMENTO 382

5.1 VÍAS DE ACCESO AL PUENTE 382
5.2 DISEÑO GEOMÉTRICO 382
5.3 TRAZO Y MODIFICACIÓN DE LA RUTA ACTUAL 382
5.4 MOVIMIENTO DE TIERRAS PARA LA CONFORMACIÓN DE LA NUEVA VÍA 383
5.5 DISEÑO DE PAVIMENTO 384
5.5.1 ALCANCES 384
5.5.2 TIPO DE PAVIMENTO A UTILIZAR 385
5.5.3 PAVIMENTOS FLEXIBLES 385

CAPITULO VI: EVALUACION DE IMPACTO AMBIENTAL 397

6.1 GENERALIDADES 397
6.1.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 397
6.2 METODOLOGÍA DE LA EIA 397
6.3 IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES 407
6.4 ANÁLISIS MATRICIAL DE LEOPOLD 407
6.5 DESCRIPCIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES EVALUADOS. 413
6.5.1 ETAPA PRELIMINAR 413
6.5.2 ETAPA DE CONSTRUCCIÓN 414
6.5.3 ETAPA DE OPERACIÓN 417
6.6 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA) 418
6.7 CONCLUSIONES 423

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO VII: COSTOS – PROGRAMACION DE OBRA 425

7.1 INSUMOS COSTOS Y PARTIDAS DE AMBAS PROPUESTAS 425
7.1.1 GENERALIDADES 425
7.1.2 INSUMOS 425
7.1.3 COSTOS 427
7.1.4 PARTIDAS 428
7.1.5 PLAZO DE EJECUCION 430
7.2 RELACIÓN DE METRADOS DE AMBAS ALTERNATIVAS 431
7.2.1 RELACION DE METRADOS PARA PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO 431
7.2.2 RELACION DE METRADOS PARA PUENTE DE CONCRETO PRE-ESFORZADO POSTENSADO 445
7.3 PRESUPUESTO PARA AMBAS PROPUESTAS 459
7.3.1 PRESUPUESTO DE PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO 459
7.3.2 PRESUPUESTO DE PUENTE PRE-ESFORZADO POSTENSADO 461
7.4 PRECIOS Y CANTIDADES REQUERIDOS POR TIPO DE AMBAS PROPUESTAS 463
7.4.1 PRECIOS Y CANTIDADES REQUERIDOS POR TIPO – PUENTE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO... 463
7.4.2 PRECIOS Y CANTIDADES REQUERIDOS POR TIPO – PUENTE POSTENSADO 465
7.5 ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS DE AMBAS PROPUESTAS 467
7.5.1 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE PARTIDAS PARA AMBAS PROPUESTAS 467
7.5.2 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE PUENTE SIMPLEMENTE REFORZADO 477
7.5.3 ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS DE PUENTE DE CONCRETO PRE-ESFORZADO POSTENSADO 481

CAPITULO VIII: REVISION FINAL COMPARACION Y ELECCION..489

8.1 REVISIÓN FINAL Y RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DE LA INVESTIGACIÓN Y ANÁLISIS.....489
8.1.1 DELOS MATERIALES Y ESPECIFICACIONES 489
8.1.2 DEL ANÁLISIS 489
8.2 ANÁLISIS COMPARATIVO DE ACUERDO A LOS RESULTADOS (COSTO, TIEMPO, Y RESISTENCIA).....491
8.2.1 ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS 492
8.2.2 ANÁLISIS COMPARATIVO DE TIEMPO Y PROCESO CONSTRUCTIVO 493
8.2.3 ANÁLISIS COMPARATIVO DEL MEJOR COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y RESISTENCIA 494
8.3 ELECCIÓN FINAL EN BASE A LOS RESULTADOS 495

CAPITULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 497

9.1 CONCLUSIONES 497
9.2 RECOMENDACIONES 500

BIBLIOGRAFÍA GENERAL 501

INDICE DE PLANOS.....503

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I - 1 Correccion de cotas de la rasante – curva vertical 1 13
Tabla I - 2 Corrección de cotas de la rasante- curva vertical 2 13

Tabla II - 1 Elementos de curvas 19
Tabla II - 2 Elementos para trazo 19
Tabla II - 3 Bench Marks 19
Tabla II - 4 Características de estaciones meteorológicas 20
Tabla II - 5 Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes 24
Tabla II - 6 Curva de frecuencia de altitudes 26
Tabla II - 7 Criterio de Alvort 26
Tabla II - 8 Resumen de Informacion Pluviometrica - SENAMHI 30
Tabla II - 9 Resumen Probabilidades de ocurrencia – Dist. Log Pearson Tipo III 31
Tabla II - 10 Precipitaciones máximas Dist. Log Pearson Tipo III 32
Tabla II - 11 Resumen Probabilidad de ocurrencia - Distribución Gumbel 33
Tabla II - 12 Precipitación máxima Dist. Gumbel –Todas las estaciones 33
Tabla II - 13 Precipitaciones máximas para determinadas estaciones 35
Tabla II - 14 Prueba de bondad de ajuste – 3 Estaciones 35
Tabla II - 15 Intensidad máxima para diversas duraciones de lluvia y periodos 38
Tabla II - 16 Resultados del análisis para el tiempo de concentración 40
Tabla II - 17 Intensidad máxima (T=100 años) – 3 Estaciones 40
Tabla II - 18 Factor de escorrentía de Mac Math 41
Tabla II - 19 Resumen del cálculo máximo de diseño 43
Tabla II - 20 Clasificación del parámetro Fs 43
Tabla II - 21 Clasificación para socavación general 44
Tabla II - 22Coeficiente de contracción “μ” 46
Tabla II - 23 Valores De x para suelos no cohesivos 46
Tabla II - 24 Valores del coeficiente β 46
Tabla II - 25 Información geológica de nuestros suelos en estudio 50
Tabla II - 26 Ensayos de laboratorio 53
Tabla II - 27 Clasificación de suelos C01-E01 53
Tabla II - 28 Clasificación de suelos C01-E02 54
Tabla II - 29 Clasificación de suelos C01-E03 55
Tabla II - 30 Clasificación de suelos C02-E01 56
Tabla II - 31 Perfil estratigráfico Estribos 57
Tabla II - 32 Perfil Estratigráfico Pilar 58
Tabla II - 33 Contenido de Humedad 59
Tabla II - 34 Densidades máx. y mín. Estrato 01 Calicata 01- Estribos y Pilares extremos 60
Tabla II - 35 Densidades máxi.y mín. Estrato 02 Calicata 01- Estribos y pilares extremos 60

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla II - 36 Densidades máx. y mín. Estrato 03 Cal. 02 Estribos y Pilares extremos 61
Tabla II - 37 Densidades máx. y mín. Estrato 01 Cal.02 – Pilar al costado del rio 61
Tabla II - 38 Densidad natural 61
Tabla II - 39 Densidad relativa 62
Tabla II - 40 Corte directo C01-E03 P=4Kg 62
Tabla II - 41 Corte directo C01-E03 P=8Kg 63
Tabla II - 42 Corte directo C01-E03 P=12Kg 64
Tabla II - 43 Corte directo C01-E03 P=16Kg 65
Tabla II - 44 Resumen de ensayo de corte directo C01-E03 (Estribos) 66
Tabla II - 45 Corte directo C02-E01 P=4Kg 67
Tabla II - 46 Corte directo C02-E01 P=8Kg 68
Tabla II - 47 Corte directo C02-E01 P=12Kg 69
Tabla II - 48 Corte directo C02-E01 P=16Kg 70
Tabla II - 49 Resumen de ensayo de corte directo C02-E01 (Pilares) 71
Tabla II - 50 Categoría de comportamiento sísmico 76
Tabla II - 51 Coeficiente de sitio “S” 77
Tabla II - 52 Metodo de Analisis Sismico 78
Tabla II - 53 Factores de modificación de respuesta 78
Tabla II - 54 Determinacion del espectro de respuesta 79
Tabla II - 55 Conteo de vehículos, FC, IMD 83
Tabla II - 56 Variación diaria en ambos sentidos o tramos 84
Tabla II - 57 Composición vehicular en porcentaje 85
Tabla II - 58 Trafico futuro por tipo de vehículo y periodo de 20 años 86

Tabla III - 1 Incremento por carga dinámica 98
Tabla III - 2 Combinaciones de carga AASHTO 99
Tabla III - 3Factores de carga para cargas Permanentes γp 99
Tabla III - 4 Factor de Presencia Múltiple (m) 100
Tabla III - 5 Combinaciones factores y estados de carga 109
Tabla III - 6 Deformaciones para varios peraltes de superestructuras 109
Tabla III - 7 Elección del peralte de la superestructura 110
Tabla III - 8 Momentos a lo largo de la Sección transversal– Tramo 1 111
Tabla III - 9 Momentos a lo largo de la sección transversal - Tramo 2 112
Tabla III - 10 Momentos a lo largo de la sección transversal- Tramo 3 113
Tabla III - 11 Momentos a lo largo de la sección transversal - Tramo 4 114
Tabla III - 12 Momentos en Viga Exterior Izquierda 115
Tabla III - 13 Momentos en Viga Interior 1 (Izquierda) 115
Tabla III - 14 Momentos de Viga interior 2 (Derecha) 117
Tabla III - 15 Momentos en Viga Exterior Derecha 117
Tabla III - 16 Cargas, Estados Limite, factores y combinaciones a usarse 122
Tabla III - 17 Carga Muerta DC en un estribo 123
Tabla III - 18 Cálculo carga del peso del terreno 123

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla III - 19 Altura equivalente debido a carga viva 124
Tabla III - 20 Resumen de las cargas verticales 124
Tabla III - 21 Resumen de las cargas horizontales (actuantes) 127
Tabla III - 22 Cargas Verticales Últimas Vu (resistente) 128
Tabla III - 23 Cargas Horizontales Ultimas Hu (actuantes). 128
Tabla III - 24 Momento Estabilizador por cargas verticales Mu 128
Tabla III - 25 Momentos de vuelco por cargas Horizontales Mu (Actuantes) 129
Tabla III - 26 Chequeo de estabilidad del estribo 129
Tabla III - 27 Chequeo por deslizamiento del estribo 130
Tabla III - 28 Chequeo por capacidad de carga 130
Tabla III - 29 Chequeo por excentricidad estribo 131
Tabla III - 30 Cargas, y combinaciones a usarse en pilares 135
Tabla III - 31 Fuerzas y Momentos Sentido Longitud-Transversal– Pilar 1 136
Tabla III - 32 Fuerzas y Momentos Sentido Longitud-Transversal– Pilar 2 136
Tabla III - 33 Fuerzas y Momentos Sentido Longitudinal Transversal – Pilar 3 137
Tabla III - 34 Fuerzas y Momentos resultantes Pilar 1 2 y 3 139
Tabla III - 35 Calculo de esfuerzos, interacción zapata combinada- terreno Pilar 1 2 y 3 139
Tabla III - 36 Chequeo de excentricidad de fuerza resultante Pilar 1 2 y 3 142
Tabla III - 37 Fuerzas y momentos resultantes por sismo sobre pilares 144
Tabla III - 38 Fuerzas y momentos sísmicos criticos 145
Tabla III - 39 Desplazamientos máximos 147
Tabla III - 40 Calculo del refuerzo negativo perpendicular al trafico 153
Tabla III - 41 Revision por fisuracion 153
Tabla III - 42 Cálculo del refuerzo positivo perpendicular al tráfico 153
Tabla III - 43 Revision por fisuracion 154
Tabla III - 44 Refuerzo positivo de la losa en la dirección del trafico 155
Tabla III - 45 Revision por fisuracion 155
Tabla III - 46 Refuerzo negativo en volados 156
Tabla III - 47 Revision por fisuracion en volados 156
Tabla III - 48 Acero positivo perpendicular al tráfico en losa inferior 157
Tabla III - 49 Revision por fisuracion 157
Tabla III - 50 Acero negativo perpendicular al tráfico losa inferior 157
Tabla III - 51 Acero positivo paralelo al trafico 158
Tabla III - 52 Revision por fisuramiento 158
Tabla III - 53 Momentos positivos – Diseño de viga interior 1 (Izquierda) 162
Tabla III - 54 Momentos positivos – Diseño viga Interior 2 (derecha) 162
Tabla III - 55 Momentos positivos – Diseño viga Exterior Izquierda 163
Tabla III - 56 Momentos positivos – Diseño viga exterior derecho 163
Tabla III - 57 Momentos negativos Diseño viga interior 1 (Izquierda) 164
Tabla III - 58 Momentos negativos Diseño viga Interior 2 (derecha) 164
Tabla III - 59 Momentos negativos Diseño Viga Exterior Izquierda 165
Tabla III - 60 Momentos negativos Diseño Viga Exterior derecha 165
Tabla III - 61 Diseño por corte viga exterior izquierda 167

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla III - 62 Diseño por corte Viga Interior 1 Izquierda 167
Tabla III - 63 Diseño por corte Viga Interior 2 Derecha 168
Tabla III - 64 Diseño por corte exterior derecha 168
Tabla III - 65 Resultado para el análisis de las tres columnas – pilar extremo 1 183
Tabla III - 66 Momentos en las direcciones long. y trans. de la zapata - pilar extremo 1 183
Tabla III - 67 Resultado para análisis de las tres columnas – pilar central 184
Tabla III - 68 Momentos en las direcciones long. y trans. de la zapata - pilar central 184
Tabla III - 69 Resultado para análisis detres columnas – pilar extremo 3 185
Tabla III - 70 Momentos en las direcciones long. y trans. de la zapata - pilar extremo 2 185
Tabla III - 71 Diseño de vereda para h=10 cm 219
Tabla III - 72 Diseño de vereda h=30 cm 219

Tabla IV - 1 Propiedades de las barras y Torón de Pretensar - AASHTO 240
Tabla IV - 2 Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento 241
Tabla IV - 3 Peralte mínimo para puente de concreto pre-esforzado 246
Tabla IV - 4 Combinaciones, factores y estados de carga 249
Tabla IV - 5 Pendientes horizontales en planta del puente 256
Tabla IV - 6 Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo, cables 2 y 3 258
Tabla IV - 7 Variacion de fuerzas por pérdidas de curvatura y friccion cables 2 y 3 258
Tabla IV - 8 Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo Cable 1 261
Tabla IV - 9 Variacion de fuerzas por perdidas de curvatura y friccion cable 1 261
Tabla IV - 10 Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo cables 2 y 3 (VEXT) 270
Tabla IV - 11Fuerzas por pérdidas de curvatura yfricción cables 2 y 3 270
Tabla IV - 12 Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo Cable 1 273
Tabla IV - 13 Variacion de fuerzas por perdidas de curvatura y friccion cable 1 273
Tabla IV - 14 Perdidas de fuerza de pre-esfuerzo en porcentaje 275
Tabla IV - 15 Porcentajes de recuperación de pre-esfuerzo sobretensionamiento 276
Tabla IV - 16 Propiedades geométricas de los ductos 277
Tabla IV - 17 Creacion de nuevo estado de carga POSTENSADO 278
Tabla IV - 18 Maximas deflexiones producidas 281
Tabla IV - 19 Maximas deflexiones producidas – Analisis final 282
Tabla IV - 20 Fuerzas y perdidas de fuerza – Vigas interiores y exteriores 283
Tabla IV - 21 Fuerzas y momentos en análisis – Vigas interiores 285
Tabla IV - 22 Esfuerzos en compresión según análisis en secciones establecidas 285
Tabla IV - 23 Fuerzas y momentos en análisis – Vigas interiores en servicio 286
Tabla IV - 24 Esfuerzos en compresión según análisis en secciones establecidas 287
Tabla IV - 25 Fuerzas y momentos en análisis – Vigas exteriores 289
Tabla IV - 26 Esfuerzos en compresión según análisis en secciones establecidas 289
Tabla IV - 27 Fuerzas y momentos en análisis – Vigas interiores en servicio 290
Tabla IV - 28 Esfuerzos en compresión según análisis en secciones establecidas 291
Tabla IV - 29 Momentos a lo largo de la Seccion Transversal – Tramo 1 292
Tabla IV - 30 Momentos a lo largo de la seccion transversal – Tramo 2 293

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 31 Momentos a lo largo de la sección transversal – tramo 3 293
Tabla IV - 32 Momentos a lo largo de la sección transversal – Tramo 4..... 294
Tabla IV - 33 Estado de carga postensado – Viga exteriorizquierda 295
Tabla IV - 34 Estado de carga postensado – Viga interior izquierda..... 296
Tabla IV - 35 Estado de carga postensado – Viga interior derecha..... 297
Tabla IV - 36 Estado de carga postensado – Viga exterior derecha 298
Tabla IV - 37 Combinación envolvente de estados – Vigas exteriores e interiores 299
Tabla IV - 38 Cargas, estados limite, factores y combinaciones a usarse 305
Tabla IV - 39 Carga muerta DC en un estribo..... 306
Tabla IV - 40 Cálculo carga del peso del terreno..... 306
Tabla IV - 41 Resumen de las cargas verticales..... 307
Tabla IV - 42 Resumen de las cargas horizontales (actuantes) 309
Tabla IV - 43 Cargas Verticales Últimas Vu (resistente) 310
Tabla IV - 44 Cargas Horizontales Ultimas Hu (actuantes)..... 310
Tabla IV - 45 Momento Estabilizador por cargas verticales Mu..... 311
Tabla IV - 46 Momentos de vuelco por cargas Horiz. Mu (Actuantes) 311
Tabla IV - 47 Chequeo de estabilidad del estribo..... 312
Tabla IV - 48 Chequeo por deslizamiento del estribo 312
Tabla IV - 49 Chequeo por capacidad de carga 313
Tabla IV - 50 Chequeo por excentricidad estribo..... 313
Tabla IV - 51 Cargas y combinaciones a usarse en pilares 316
Tabla IV - 52 Fuerzas momentos sentido Transversa y longitudinal – Pilar 1..... 316
Tabla IV - 53 Fuerzas momentos sentido Transversal y longitudinal – Pilar 2..... 317
Tabla IV - 54 Fuerzas momentos sentido Transversal y longitudinal – Pilar 3..... 317
Tabla IV - 55 Fuerzas y Momentos resultantes – Pilar 1 2 y 3..... 318
Tabla IV - 56 Calculo de los esfuerzos, interacción zapata combinada-terreno Pilar 1 2 y 3... 319
Tabla IV - 57 Chequeo de excentricidad de fuerza resultante Pilar 1 2 y 3..... 321
Tabla IV - 58 Diseño del acero negativo de la losa superior 324
Tabla IV - 59 Revision por fisuramiento – losa superior 325
Tabla IV - 60 Diseño del acero positivo losa superior – perpendicular al tráfico..... 325
Tabla IV - 61 Revision por fisurasion acero positivo losa superior perpendicular al trafico.... 325
Tabla IV - 62 Diseño del acero positivo losa superior – paralelo al trafico 326
Tabla IV - 63 Revision por fisuramiento acero positivo losa superior paralelo al trafico 327
Tabla IV - 64 Diseño de acero negativo – volados – perpendicular a trafico..... 327
Tabla IV - 65 Revision por fisurasion acero negativo – volados – perpendicular al tráfico 327
Tabla IV - 66 Acero positivo perpendiculares al trafico en losa inferior 329
Tabla IV - 67 Revisión por fisurasión acero positivo losa inferior perpendicular al trafico 329
Tabla IV - 68 Acero negativo paralelo al tráfico en losa inferior..... 330
Tabla IV - 69 Revision por fisurasion acero negativo – losa inferior – paralelo al trafico..... 330
Tabla IV - 70 Diseño del refuerzo pasivo viga exterior izquierda..... 334
Tabla IV - 71 Diseño del refuerzo pasivo viga interior izquierda..... 334
Tabla IV - 72 Diseño del refuerzo pasivo viga interior derecha 335
Tabla IV - 73 Diseño del refuerzo pasivo viga exterior derecha..... 335

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 74 Diseño por corte viga exterior izquierda 337
Tabla IV - 75 Diseño por corte viga interior 1 izquierda 338
Tabla IV - 76 Diseño por corte viga interior 2 derecha 338
Tabla IV - 77 Diseño por corte viga exterior derecha 339
Tabla IV - 78 Resultado para análisis de los tres pilares 361
Tabla IV - 79 Resultado para análisis de los tres pilares 363
Tabla IV - 80 Resultado para análisis de los tres pilares 364
Tabla IV - 81 Revision de los efectos cortantes de los pilares 367
Tabla IV - 82 Fuerzas y momentos resultantes por sismo sobre pilares 376
Tabla IV - 83 Fuerzas y momentos sísmicos criticos 377
Tabla IV - 84 Desplazamientos maximos 379

Tabla V - 1 Via de acceso al puente (Entrada) 382
Tabla V - 2 Trazo y modificación de la ruta actual 382
Tabla V - 3Volúmenes totales Corte y Relleno 384

Tabla VI - 1 Matriz de identificación de Impactos Ambientales Potenciales 409
Tabla VI - 2 Matriz de evaluación de Impactos ambientales Potenciales 410
Tabla VI - 3 Resumen de la matriz de Evaluacion de Impactos Ambientales Potenciales 412
Tabla VI - 4 Medidas de prevención y/o Mitigacion de Impactos Ambientales Potenciales ... 419

Tabla VIII - 1 Comparación de materiales y especificaciones de cada propuesta 489
Tabla VIII - 2 Comparación de Análisis estructural de losa y vigas 489
Tabla VIII - 3 Comparacion de análisis estructural – Cortantes y momentos 490
Tabla VIII - 4 Comparación de análisis estructural de la Subestructura 491
Tabla VIII - 5 Análisis comparativo – costo de vigas de puente 493
Tabla VIII - 6 Análisis comparativo – Costo total de Puente 493

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ÍNDICE DE GRAFICAS

Grafica II - 1 Curva hipsométrica de la cuenca 24
Grafica II - 2 Curva de frecuencia de altitudes Área vs altura 25
Gráfica II - 3 Curva granulométrica C01-E01 54
Gráfica II - 4 Curva Granulométrica C01-E02 55
Gráfica II - 5 Curva Granulométrica C01-E03 56
Grafica II - 6 Curva granulométrica Pilar 57
Grafica II - 7 Curva esfuerzo deformación C01-E03 P=4Kg 63
Grafica II - 8 Curva esfuerzo deformación C01-E03 P=8Kg 64
Grafica II - 9 Curva cortante deformación C01-E03 P=12Kg 65
Grafica II - 10 Curva cortante deformación C01-E03 P=16Kg 66
Grafica II - 11 Envolvente de Resistencia 66
Grafica II - 12 Curva cortante deformación C02-E01 P=4Kg 67
Grafica II - 13 Curva cortante deformación C02-E01 P=8Kg 68
Grafica II - 14 Curva cortante deformación C02-E01 P=12Kg 69
Grafica II - 15 Curva cortante deformación C02-E01 P=16Kg 70
Gráfica II - 16 Curva envolvente de resistencia C02-E01 71
Grafica II - 17 Espectro de respuesta afectado por R 79
Grafica II - 18 Variación diaria en un solo sentido 84
Grafica II - 19 Variación diaria en un solo sentido 84
Grafica II - 20 Composición vehicular en porcentaje 85
Grafica II - 21 Proyección del tráfico futuro 86

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I - 1 Ubicación del puente 1
Figura I - 2 Curva que incumple con radios permitidos – Descensos humanos 2
Figura I - 3 Pendiente excesiva – vista lateral geometría actual 2
Figura I - 4 Rangos de velocidad de diseño 6
Figura I - 5 Valores del bombeo de la calzada 7
Figura I - 6 Cálculo de radio mínimo 9
Figura I - 7 Radio de curvatura generado en la zona 9
Figura I - 8 Sobreancho producido en la curva de transición 10
Figura I - 9 Unión curvas de transición con curva central del puente 11
Figura I - 10 Alineamiento final 11
Figura I - 11 Diseño de la curva vertical 1 en acceso 13
Figura I - 12 Diseño de la curva vertical 2 en acceso 14
Figura I - 13 Perspectiva de la geometría obtenida para el nuevo trazo 15
Figura I - 14 Variación de la superficie de rodadura a lo largo de todo el tramo 15

Figura II - 1 Vista satelital del lugar en estudio 17
Figura II - 2 Elevaciones en tres dimensiones de la cuenca delimitada 21
Figura II - 3 Imagen procesada del programa Google Earth y Autocad Civil 3d 21
Figura II - 4 Cuenca delimitada 22
Figura II - 5 Clasificación del orden de la cuenca 23
Figura II - 6 Cuenca delimitada, círculo morado indica el puente 24
Figura II - 7 Curvas que caracterizan el ciclo de erosión de una cuenca 25
Figura II - 8 Cuenca delimitada con curvas de nivel e intervalos cada 10 m 27
Figura II - 9 Apreciacion de las pendientes dentro de los circulos 28
Figura II - 10 Perfil longitudinal del cauce principal de la cuenca 29
Figura II - 11 Perfil longitudinal del curso del agua en la cuenca 29
Figura II - 12 Determinación del coeficiente de Escorrentía por características del cauce 39
Figura II - 13 Determinación del número de curva 42
Figura II - 14 Gasto unitario según el tiempo de concentración 42
Figura II - 15 Sección transversal del cauce en el punto donde se emplazara el puente 48
Figura II - 16 Mapa geológico de Arequipa – Cuadrángulo Puquina 50
Figura II - 17 Perfil estratigráfico Pilar 58
Figura II - 18 Perfil estratigráfico de ambos estribos 59
Figura II - 19 Mapa de zonificación sísmica 75
Figura II - 20 Mapa de isoaceleraciones 76
Figura II - 21 Ubicación de estación de conteo 80
Figura II - 22 Mapa de peajes 82
Figura II - 23 Alineación de las cimentaciones Pilares y Estribos 88

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura II - 24 Modelación del tramo compuestas por tres curvas 88
Figura II - 25 Radio para curvatura de puente 89
Figura II - 26 Subestructura – Pilares y estribos cada 30 metros 89
Figura II - 27 Disposición de pilar para no interferir en corriente de rio 90
Figura II - 28 Área de corte - desnivel final entre el puente y la carretera. 90
Figura II - 29 Alineación de losa superior para el tablero del puente, y accesos 91

Figura III - 1 Esquema - Análisis estructural de puente simplemente reforzado 95
Figura III - 2 Características del camión de diseño 98
Figura III - 3 Modelamiento CSI Bridge – Bridge Objet Data 100
Figura III - 4 Modelamiento CSI Bridge – Vista en planta (XY) 101
Figura III - 5 Modelamiento CSI Bridge –Perspectiva 3D 101
Figura III - 6 Modelamiento CSI Bridge - Estribos 101
Figura III - 7 Modelamiento CSI Bridge – Pilares 101
Figura III - 8 Modelamiento – Pavimento rígido, Veredas y Carga Peatonal, Barandas 102
Figura III - 9 Caso 1 de carga vehicular – TRUCK 103
Figura III - 10 Caso 2 de carga vehicular TRUCK 1 103
Figura III - 11 Caso 3 de carga vehicular TRUCK 2 103
Figura III - 12 Modelamiento CSI Bridge –Puente Quebrada Honda 104
Figura III - 13 Sección transversal de la superestructura 107
Figura III - 14 Deformaciones máximas en cada tramo del puente 110
Figura III - 15 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 1 111
Figura III - 16 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 2 112
Figura III - 17 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 3 113
Figura III - 18 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 4 114
Figura III - 19 Diagramas de Momentos y Fuerzas – VEI y VII 116
Figura III - 20 Diagramas de Momentos y Fuerzas – VED 118
Figura III - 21 Predimensionamiento de estribos derecho e izquierdo 121
Figura III - 22 Despiece para el cálculo del peso 122
Figura III - 23 Reacciones de la sobrecarga vehicular en estribos 124
Figura III - 24 Estudio de suelos en estribos 125
Figura III - 25 Representación gráfica de fuerzas actuantes y resistentes 127
Figura III - 26 Fuerzas actuantes de columnas sobre zapata combinada 138
Figura III - 27 Equivalencia de fuerzas sobre zapata combinada 138
Figura III - 28 Deformaciones y presiones de la base sobre la zapata – Pilar 1 140
Figura III - 29 Deformaciones y presiones de la base sobre la zapata – Pilar 2 140
Figura III - 30 Deformaciones y presiones de la base sobre la zapata – Pilar 3 141
Figura III - 31 Modos y periodos de vibracion 146
Figura III - 32 Nudos de la estructura examinados 148
Figura III - 33 Evaluación de resultados 150
Figura III - 34 Esquema para la realización del diseño 151
Figura III - 35 Maximos momentos positivos y negativos en losa de puente 152

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 36 Máximos momentos negativos en volados 155
Figura III - 37 Máximos momentos perpendiculares al trafico 157
Figura III - 38 Momentos envolventes paralelos al tráfico Mu Losa inferior 158
Figura III - 39 Sección efectiva de análisis viga exterior 161
Figura III - 40 Vista en elevación del puente, 4 tramos de 30 m cada uno 161
Figura III - 41 Diagramas de momentos envolventes de diseño- valores (ton-m) 169
Figura III - 42 Esfuerzos en la base de la zapata tridimensional 182
Figura III - 43 Dimensiones en zapata (tres pilares) 186
Figura III - 44 Diagrama momentos envolventes viga interm.entre pilares 191
Figura III - 45 Tipos de dispositivos 207
Figura III - 46 Espesores de placas de elastómero y de zunchos usuales 207
Figura III - 47 Diseño de dispositivo de apoyo 211
Figura III - 48 Valores de K segun tipo de suelo 212
Figura III - 49 Diseño de parapeto 218

Figura IV - 1 DMF originado por la trayectoria parabólica de la fuerza de pre-esfuerzo 221
Figura IV - 2 Secciones de concreto reforzado y pre - esforzado 222
Figura IV - 3 Características del pre-esforzado 223
Figura IV - 4 Características de los cables de Postensado en un puente 224
Figura IV - 5 Elementos que componen al sistema de Pre-esforzado 225
Figura IV - 6 Materiales equipos y herramientas a usarse en el pre-esforzado 226
Figura IV - 7 Superposición de esfuerzos en sección pre-esforzada 227
Figura IV - 8 Esfuerzos debidos a las fuerzas de pre-esfuerzo en una viga 227
Figura IV - 9 Esfuerzos sobre el concreto durante transferencia de fuerza de pre esfuerzo 228
Figura IV - 10 Estados de esfuerzo sobre el concreto en etapas de servicio 228
Figura IV - 11 Los esfuerzos admisibles durante la transferencia y estado de servicio 229
Figura IV - 12 Trayectorias posibles de la fuerza de pre-esfuerzo 230
Figura IV - 13 Corrimiento del apoyo hacia el centro de luz - Postensado 232
Figura IV - 14 Armadura en el bloque de anclaje - Postensado 232
Figura IV - 15 Fuerzas que actúan sobre el bloque de anclaje 232
Figura IV - 16 Fuerza de pre-esfuerzo en acción 233
Figura IV - 17 Características geométricas del cable de pre-esfuerzo parabólico 233
Figura IV - 18 Fuerzas equivalente de pre-esfuerzo 234
Figura IV - 19 Deformaciones en el concreto en función del tiempo 235
Figura IV - 20 Tensionamiento en varias etapas 235
Figura IV - 21 Causas de la pérdida de fuerza de pre-esfuerzo 236
Figura IV - 22 Coeficientes de fricción para tendones postensados 238
Figura IV - 23 Acero de pre-esfuerzo alta resistencia 240
Figura IV - 24 Sistemas de anclaje - Postensado 242
Figura IV - 25 Ubicación los accesorios para el sistema “de Freyssinet” 242
Figura IV - 26 Utilización de los ductos para acero del pre-esfuerzo 243
Figura IV - 27 Proceso de postensamiento 243

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 28 Colocación de acero de pre-esfuerzo y ductos de anclaje 244
Figura IV - 29 Proceso de colocación del acero y posicionamiento 244
Figura IV - 30 Vaciado del concreto sobre el armado de los ductos 244
Figura IV - 31 Ejecución del tensionamiento (Según manual de Mtc) 245
Figura IV - 32 Inyección del mortero en los ductos 245
Figura IV - 33 Seccion transversalde la superestructura pre-esforzada 247
Figura IV - 34 Vigas exterior e interior típicas de la superestructura 249
Figura IV - 35 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo Primer tramo del puente 251
Figura IV - 36 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo 2do tramo del puente 252
Figura IV - 37 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo 255
Figura IV - 38 Sagita de parábolas en luces interiores y exteriores del puente 255
Figura IV - 39 Distribucion de la cantidad de cables necesarios para el pre-esfuerzo 255
Figura IV - 40 Vista en planta del puente – Apreciacion de pendientes 256
Figura IV - 41 Representacion de pendientes de las parábolas que definen las trayectorias . 257
Figura IV - 42 Fuerza efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia 258
Figura IV - 43 Fuerza efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia 262
Figura IV - 44 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo Primer tramo del puente (VEXT) 265
Figura IV - 45 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo segundo tramo del puente 266
Figura IV - 46 Trayectoria del cable del pre-esfuerzo 268
Figura IV - 47 Sagita de parábolas en luces interiores y exteriores del puente 268
Figura IV - 48 Distribución de la cantidad de cables necesarios para el pre-esfuerzo (VEXT) . 268
Figura IV - 49 Representacion grafica de las pendientes de las parábolas 270
Figura IV - 50 Fuerza efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia 270
Figura IV - 51 Fuerza efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia 273
Figura IV - 52 Diseño de cables 2, 3 y 4 de viga interior de puente 278
Figura IV - 53 Colocación de la verdadera posición del cable (x=0, y=0,61) 279
Figura IV - 54 Edición de la trayectoria del cable de pre-esfuerzo por tramos 279
Figura IV - 55 Colocación de fuerza de pre esfuerzo, propiedades torones 279
Figura IV - 56 Posicion final de cables (centroide) a la mitad de la luz y apoyos 280
Figura IV - 57 Cables de preesfuerzo ubicados en el puente 280
Figura IV - 58Deflexiones máximas producidas en servicio 281
Figura IV - 59 Deflexiones máximas el puente en estado de servicio 282
Figura IV - 60 Extensiónde la losa longitudinalmente – puntos a analizar 283
Figura IV - 61 Momentos resultantes del analisis 284
Figura IV - 62 Representación de la fuerza de preesfuerzo – Vigas interiores 285
Figura IV - 63 Representación de la fuerza de preesfuerzo– Vigas interiores - servicio 286
Figura IV - 64 Momentos resultantes del análisis vigas exteriores 288
Figura IV - 65 Representaciónde la fuerza de preesfuerzo – Vigas exteriores 289
Figura IV - 66 Representaciónde la fuerza de preesfuerzo– Vigasinteriores 290
Figura IV - 67 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 1 291
Figura IV - 68 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 2 292
Figura IV - 69 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 3 293
Figura IV - 70 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 4 294

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 71 Diagramas de envolvente de momentos, cortantes y torsión– VEI y VII..... 301
Figura IV - 72 Diagramas de envolvente momentos cortante y torsión VID y VED 302
Figura IV - 73 Pre dimensionamiento de estribo derecho e izquierdo 304
Figura IV - 74 Despiece para el cálculo del peso 305
Figura IV - 75 Reacciones por la carga vehicular Rmax(LL+IM) CSI Bridge..... 307
Figura IV - 76 Representación gráfica de las fuerzas actuantes y resistentes 310
Figura IV - 77 Fuerzas actuantes de columnas sobre zapata combinada 318
Figura IV - 78 Esfuerzos en la base de la zapata Pilar 1..... 320
Figura IV - 79 Esfuerzos en la base de la zapata Pilar 2..... 320
Figura IV - 80 Esfuerzos en la base de la zapata Pilar 3..... 320
Figura IV - 81 Maximos momentos negativos en volados 327
Figura IV - 82Máximos momentos perpendiculares al trafico..... 328
Figura IV - 83 Momentos envolventes paralelos al tráfico Mu losa inferior..... 329
Figura IV - 84 Seccion efectiva de análisis viga exterior (izquierda) e interior (derecha)..... 333
Figura IV - 85 Vista en elevación del puente, 4 tramos de 30 m cada uno..... 333
Figura IV - 86 Digramas de momentos envolventes de diseño..... 347
Figura IV - 87 Esfuerzos en la base de la zapata (tridimensional)..... 361
Figura IV - 88 Momentos en las direcciones long y trans de la zapata en el pilar extremo 1.. 362
Figura IV - 89 Momentos en las direcciones long y trans de la zapata en el pilar central..... 363
Figura IV - 90 Momentos dirección longitudinal y transversal pilar extremo 3..... 364
Figura IV - 91 Diagrama de momentos envolventes viga intermedia entre pilares..... 369
Figura IV - 92 Identificación de los nudos analizados del puente..... 377
Figura IV - 93 Modos y periodos de vibracion..... 378

Figura VI - 1 Etapas del informe del EIA..... 398
Figura VI - 2 Mapa de ubicación del puente 399
Figura VI - 3 Mapa geológico del Perú 400
Figura VI - 4 Mapa ecológico del Perú..... 401
Figura VI - 5 Mapa según el uso de Tierras 402
Figura VI - 6 Área de influencia indirecta equivalente al área de la cuenca delimitada..... 403
Figura VI - 7 Mapa áreas de influencia del puente 404

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

RESUMEN

El objetivo principal de esta Tesis es presentar una solución a un tramo de vía mal diseñada de la carretera Arequipa Chapi, presentando como propuesta el reemplazo de esta via por el emplazamiento de un puente planteando dos alternativas de diseño, una de concreto armado y la otra que plantee la utilización de concreto pre-esforzado en su metodología de postensado.

Una vez impuestas las alternativas se hara la elección de la que mejor satisfaga las necesidades, no solo estructurales sino también que beneficien en costo tiempo y proceso constructivo.

El trabajo esta dividido en diez partes que se despliegan utilizando las normas vigentes; en el primer capitulo se da un alcance general y una descripción de las condiciones en las que se basa el presente estudio, asi como el diseño geométrico. En el segundo capitulo parte se presentan todos los estudios realizados para la ingeniería básica en el diseño de puentes y carreteras.

En el tercer y cuarto capitulo se desarrolla el análisis y diseño estructural del puente simplemente reforzado y del puente pre-esforzado postensado, respectivamente, tanto de la superestructura como de la subestructura

En el quinto capitulo se presentan las vías de acceso al puente y diseño de pavimento. En el sexto capitulo encontramos el estudio de impacto ambiental, con sus impactos potenciales y el plan de manejo ambiental.

En el septimo capitulo se desarrolla, el análisis de costos unitarios, presupuesto y cronograma de ejecución de cada alternativa. En el octavo capitulo se tiene el resumen de resultados de ambos puentes y la elección final de la mejor propuesta analizada.

Finalmente, en el último capitulo, se dan a conocer las conclusiones y recomendaciones del estudio,

Los estudiantes de nuestro programa profesional encontraran en este material una ayuda complementaria para el estudio de proyectos de parecida magnitud.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to present a solution to a poorly designed track section of Arequipa Chapi road, posing as proposed replacing this route by the site of a bridge considering two alternative design, reinforced concrete and other arising from the use of concrete pre-worked in his post-tensioning method.

Once imposed the alternative choice that best meets the needs will be made not only structural but also time and cost benefit in construction process. The work is divided into ten parts that are deployed using the existing rules; in the first chapter of general application and a description of the conditions in which this study is based, as well as the geometric design is given. In the second chapter part all studies for basic engineering design of bridges and roads are presented.

In the third and fourth chapter structural analysis and bridge design simply reinforced and pre-worked prestressing bridge develops, respectively, both of the superstructure and the substructure.

In the fifth chapter the access roads to the bridge and pavement design are presented. In the sixth chapter we find the environmental impact, its potential impacts and environmental management plan.

In the seventh, the unit cost analysis, budget and timetable of each alternative is developed. In the eighth chapter has a summary of results of both bridges and the final choice of the best proposal analyzed.

Finally, in the last chapter, disclosed the findings and recommendations of the study,

Students of our professional program found in this material additional aid for the study of projects of similar magnitude.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

GLOSARIO

AASHTO	Manual de Norma para el cálculo o diseño de carreteras (American Association of State Highway and Transportation Officials).
ASTM	Norma para el control de calidad de materiales (American Society for Testing and Materials).
ACI	Codigo de diseño de concreto estructural (American Concrete Institute).
Puente	Estructura diseñada y construida con el propósito de cruzar sobre un obstáculo natural o artificial.
Diseño Geométrico	Técnica ingenieril para el trazado de una carretera sobre el terreno, mediante criterio parámetros y normas establecidas.
Socavación	Erosión del lecho de un cauce natural.
Concreto	Mezcla de cemento portland u otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.
Acerode refuerzo	Material estructuralde distintos diámetros empleado para armaduras de elementos estructurales, resistente dúctil y durable.
Luz	Longitud del puente

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Flexión	Tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal
Tensión	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto y tienden a estirarlo.
CSI Brigde	Es un software aplicado al diseño y cálculo de puentes de acero y concreto, con las características del módulo de SAP 2000 incorporadas y nuevas.
Resistencia	Capacidad de soportar un esfuerzo de mayor o menor intensidad durante un tiempo prolongado.
Acero de pre esfuerzo	Material de acero de alta resistencia utilizado para la aplicación de fuerzas de preesforzado en el concreto.
Postensado	Metodología de preesforzado en el cual el acero de pre esfuerzo se tensiona después de del vaciado del concreto.
Anclaje	Elemento a través de los cuales se transmite al concreto la fuerza de pretensado concentrada en el extremo del tendón o torón.
Torón	Son 7 alambres conformados en frio.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO I

Descripción general

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

1 CAPITULO I: DESCRIPCION GENERAL

1.1 El puente y su ubicación

El objetivo de un puente es cumplir con los requerimientos desde puntos de vista geométricos, estructurales, económicos yestéticos, la elección del tipo será fundamental para el desarrollo. Los materiales, la forma de la superestructura, el trazo geométrico, la vida útil, el tipo de apoyo, el proceso constructivo, el tipo de cimentaciones y otras serán las que lo definan.

De esta forma se elaborara los diseños de la subestructura, la superestructura y los accesos que cumplan con todos los requerimientos.

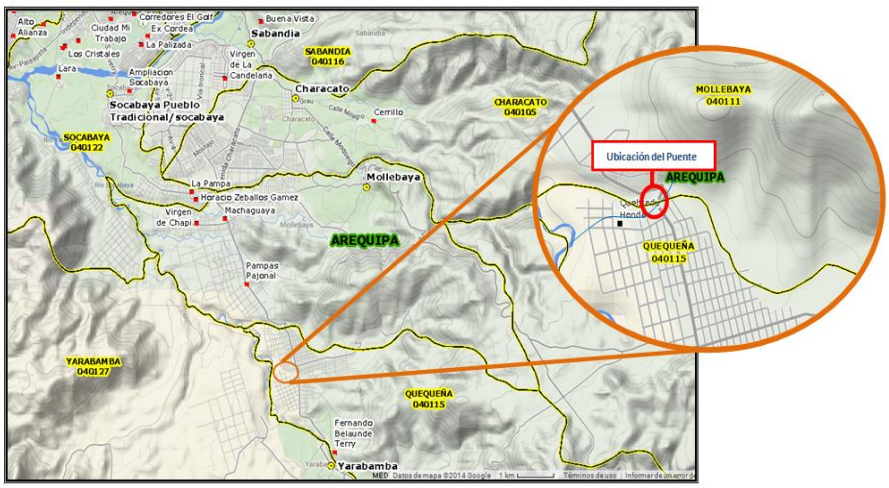
1.1.1 Título del proyecto de Tesis

“Análisis y diseño comparativo en la Aplicación de concreto Reforzado y concreto Preesforzado – Postensado, para la construcción del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa“.

1.1.2 Ubicación del proyecto de tesis

Ubicado en las coordenadas 16º latitud norte, 17ª latitud sur y 72º longitud oeste, 71ª longitud este, y políticamente en la zona de Quebrada Honda el distritode Yarabamba, al sur-este de la ciudad de Arequipa.Pertenecerá a la carretera Arequipa- Chapi en el ahora km 6+100 hasta el km 6+439, geográficamente se emplazara sobre un punto bajo del rio Yarabamba.

Figura I - 1 Ubicación del puente



Fuente: Google Maps

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

1.2 Problemática y justificación del proyecto de tesis

1.2.1 Problemática

Existe un tramo de vía mal diseñada de la carretera Arequipa Chapi exactamente desde el km 6+100 hasta el km 6+439, el mal diseño ha traído como consecuencias decesos humanos debido a accidentes en la zona, pues no facilita el movimiento adecuado que debe tener un vehículo ante una curva provocando descarrilamientos, además por los meses de máximas precipitaciones (enero y febrero) el caudal del rio Yarabamba alcanza niveles que llegan a cubrir parte de la carretera como se grafica en la figura I - 2.

Figura I - 2 Curva que incumple con radios permitidos – Descensos humanos

Figura I - 3 Pendiente excesiva – vista lateral geometría actual

1.2.2 Justificación del Proyecto de tesis

La problemática a su vez es justificación para el desarrollo de esta tesis, pues bien pasamos a comprobar los problemas mencionados.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En base al plano PT - 07 se puede verificar lo siguiente:

El **MAL DISEÑO GEOMETRICO**:

1.- Porque la zona marcada en verde que es un tramo en pendiente supera lo permitido por norma ya que la parte en verde de 121.59 m tiene una pendiente de **8.16 %,** lo que se puede verificar con las **curvas de nivel** (entre 2180 y 2190 m.s.n.m.) en el plano.

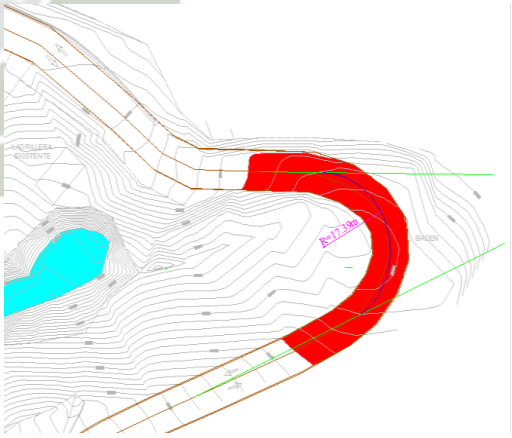
Según la tabla 303.01 de la norma DG 2013 la máxima pendiente para una carretera de segunda clase y a una velocidad de 80 km/hr la máxima pendiente es de 6%, y si se considera como una pendiente excepcional solo podría subir hasta 7%, y justificando la verdadera necesidad, sin embargo antes de pavimentar la vía se hubiese podido aumentar el material de relleno para alcanzar una pendiente del 6%.

Tabla 303.01

Pendientes máximas (%)

Demanda	Autopistas								Carretera				Carretera				Carretera			
Vehículos/día	> 6.000				6.000 - 4001				4.000-2.001				2.000-400				< 400			
Características	Primera clase				Segunda clase				Primera clase				Segunda clase				Tercera clase			
Tipo de orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Velocidad de diseño: 20 km/h																	8,00	9,00	10,00	12,00
30 km/h																	8,00	9,00	10,00	12,00
40 km/h																9,00	8,00	9,00	10,00	10,00
50 km/h											7,00	7,00			8,00	9,00	8,00	8,00	8,00	8,00
60 km/h					6,00	6,00	7,00	7,00	6,00	6,00	7,00	7,00	6,00	7,00	8,00	9,00	8,00	8,00	8,00	8,00
70 km/h			5,00	5,00	6,00	6,00	6,00	7,00	6,00	6,00	7,00	7,00	6,00	7,00	7,00		7,00	7,00	7,00	7,00
80 km/h	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00		6,00	6,00			7,00	7,00	7,00	7,00
90km/h	4,50	5,00	5,00		5,00	5,00	6,00		5,00	5,00			6,00				6,00	6,00	6,00	6,00
100km/h	4,50	4,50	4,50		5,00	5,00	6,00		5,00				6,00							
110 km/h	4,00	4,00			4,00															
120 km/h	4,00	4,00			4,00															
130 km/h	3,50																			

2.- El radio de curvatura en planta de la zona en rojo de la carretera, con **R=17.39 m.** De la norma DG 2013 el radio mínimo de curvatura debe cumplir con: $Rm\frac{V^2}{127(Pmax+fmax)}$ donde la velocidad v=80 km/hr, pmax=4.0% y fmax=0.4, según esta fórmula Rm=280 m, el valor de 16.51m es muy pequeño, esto incrementa la fuerza centrífuga generando más posibilidades de un descarrilamiento, según $Fc = m \cdot \frac{V^2}{R}$.



3.- Por los meses de precipitaciones máximas el nivel del caudal se incrementa evitando el pase de vehículos por la carretera Arequipa Chapi, esto es posible comprobar en los planos donde se grafica aproximadamente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Adicionalmente pondremos a prueba la modelación de 2 tipos de aplicaciones en la construcción de puentes, la obtención de resultados y análisis de costos que implique un puente de concreto simplemente reforzado para luego compararlo con un modelo pre-esforzado, y identificar el mejor método

1.3 Objetivos y Metodología

1.3.1 Objetivos

- ✓ La modificación parcial de la carretera Arequipa – Chapi en aproximadamente 400m que darásolución al problema vial entre los km 6 + 100 hasta el km 6 +439, sustituyéndola por aproximadamente 250 metros compuestos de u puente de 120m de longitud y sus accesos en la entrada y la salida de aproximadamente 130 m.
- ✓ El diseño en su totalidad del puente curvo R= 280 m. de 120 m. estableciendo dos tipos de aplicaciones, en concreto simplemente reforzado como en concreto pre-esforzado demostrando la efectividad de cada método,
- ✓ Comparar los dos métodos utilizados para el diseño del puente e identificar qué tipo es más factible tanto estructural, como económicamente.
- ✓ Servir como una pequeña guía para aquellas personas interesadas en el amplio tema de puentes y sus aplicaciones como las que se van a utilizar como son simplemente reforzadas y pre-esforzadas.

1.3.2 Metodología

Se toma como principal guía las especificaciones de la norma AASHTO sexta edición 2012 y el método de diseño LRFD, elegido porque utiliza limites últimos de resistencia en cada elemento a diseñarse así como los estados de serviciabilidad necesarios para obtener resultados adecuados, se decide hacer una comparación entre los resultados obtenidos manualmente según las distintas teorías de puentes y los resultados obtenidos computacionalmente mediante programas como el SAP 2000 y el CSI BRIDGE.Se hace la necesidad de usar hojas de cálculo EXCEL de elaboración propia para determinar distintos parámetros y mostrar resultados.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

1.4 Alcances y limitaciones

En esta sección definiremos metodología que usaremos para analizar y diseñar cada elemento, las teorías que las respaldan, la norma a la cual nos regiremos y el procedimiento necesario, asi como los límites de nuestro estudio.

1.4.1 Alcances

El diseño geometrico será bajo las consideraciones de la norma DG 2013, los estudios preliminares se encargaran de datos esenciales cada uno respaldado con las normas que les compete; el análisis y diseño serán realizados computacionalmente respaldados or las especificaciones AASHTO.

1.4.2 Limitaciones

Los estudios preliminares se realizaron evocando los datos disponibles en Arequipa como datos hidrologicos, y en ensayos disponibles en el laboratorio no siendo en ningún caso impedimento para el correcto desarrollo, en cuanto al análisis se trata de un análisis estático lineal, el diseño será realizado teniendo en cuenta los materiales disponibles en nuestro país.

1.5 Reconocimiento de la víay diseño geométrico del puente

Para este punto haremos uso de la norma DG 2013 vigente en la actualidad con la cual podemos decidir lo siguiente:

1.5.1 Diseño geométricohorizontal del puente

Dada la geometría antes del km 6+100 y después del km 6+439 se decide utilizar un puente curvo ya que hacerlo recto tendría la necesidad de mover la alineación de uno de los tramos ya existentes, esto también lo recomienda la norma DG 2013 la cual dice “El alineamiento de la carretera en el tramo de ubicación del puente, puede ser curvo y no necesariamente perpendicular al curso de agua, quebrada u obstáculo que se desea superar”, se desarrollaráel puente curvo adaptándolo a la carretera con la ayuda de curvas de transición.

1.5.1.1 Tipo de carretera

La carretera Arequipa – Chapi, según la demanda vehicular se clasifica como **segunda clase** ya que el IMD es: 1638 veh/día.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

1.5.1.2 Orografía

El tramo en investigación tiene un terreno **ondulado**.

1.5.1.3 Velocidad de diseño

En cuanto a lavelocidad de diseño esta tiene el objetivo mantener con seguridad y comodidad a los vehículos siendo ésta la máxima con la que deberán transitar por ese tramo de la carretera, nuestro puente seráhomogéneo en todo el tramo que ocupara el cual está en función de la clase de la carretera por la demanda y orografía.

Figura I - 4 Rangos de velocidad de diseño

Rangos de la Velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.

CLASIFICACION	OROGRAFIA	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h)										
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Autopista de primera clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											
Autopista de segunda clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											
Carretera de primera clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											
Carretera de segunda clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											
Carretera de tercera clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											

Fuente: Norma DG 2013

Para una carretera de segunda clase y orografía ondulada se deduce que la velocidad de diseño será **V= 80 km/h**, máxima en tránsito normal para el tramo.

La velocidad de diseño será la única base para el cálculo de los demás elementos geométricos tanto principales como de transición como el radio mínimo de curva, longitudes de transición, etc.; pues bien la curvatura del tramo curvo en el puente hace necesidad de un peralte, inclinando la sección transversal de la vía para contrarrestar la fuerza centrífuga del vehículo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.5.1.4 Bombeo

La inclinación transversal que se le da a la vía por la necesidad de eliminar el agua de lluvia haciendo que corra al sistema de drenaje con la finalidad de la conservación del asfalto es calculado siguiendo la norma DG– 2013.

Figura I - 5Valores del bombeo de la calzada

Tipo de Superficie	Bombeo (%)	
	Precipitación <500 mm/año	Precipitación >500 mm/año
Pavimento asfaltico y/o concreto Portland	2,0	2,5
Tratamiento superficial	2,5	2,5-3,0
Afirmado	3,0-3,5	3,0-4,0

Fuente: Norma DG 2013

De acuerdo a la tabla anterior y nuestros estudios hidrologicos la precipitacion maxima es menor a 500 mm/año y que nuestro pavimento es asfaltico, le correponde **2%** de bombeo para la evacuacion de aguas. Inclinacion transversal que tiene la funcion de contrarrestar a la fuerza centrifuga al pasar una curva, se tiene un **peralte maximo normal de 4% y un peralte maximo absoluto de 6%,** según tabla 304-05 del DG-2013.

1.5.1.5 Peralte

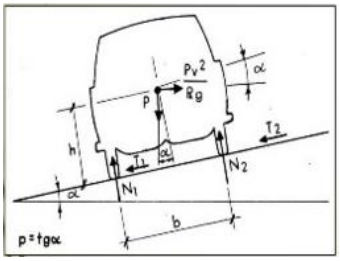
Inclinación transversal que tiene la función de contrarrestar a la fuerza centrífuga al pasar una curva, se tiene un **peralte máximo normal de 4%** según la tabla 304 -05 del DG-2013. Con lo que $h_{peralte\ máximo}$=0.164 m.

1.5.1.5.1 Reducción de velocidad en curva peraltada.

Fuerza total de rozamiento del vehículo:

α= 2.29º

tanα = p=0.04



$p=\frac{V^2}{127R}-f$, de donde despejando f= 0.14

Máxima velocidad con la que el vehículo puede describir la curva peraltada con seguridad:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$V=\sqrt{R\cdot g\left(\frac{sen(\alpha)+f\cdot cos(\alpha)}{cos(\alpha)-f\cdot sen(\alpha)}\right)}=\sqrt{280\cdot 9.81\left(\frac{sen(2.29)+0.14\cdot cos(2.29)}{cos(2.29)-0.14\cdot sen(2.29)}\right)}=22.29$$

$$=25\ km/hr$$

Conclusión: La velocidad de diseño encontrada es de 80 km/hr, y no existe otra que influye en el diseño geométrico, esta velocidad reducida de 25 km/hr debido a la curva peraltada solo existirá mientras el vehículo describe la curva principal en el puente de R=280 m.

1.5.1.5.2 Transición en la rampa del peralte (tp)

La variacion del peralte requiere una longitud minima, de forma que no se supere un determinado valor maximo de inclinacion (ip_{max}) que cualquier borde de la calzada tenga con relacion a la del eje de giro del peralte

ip_{max}=1.8-0.01(V) → ip_{max}= 1%

La longitud de tramo de transicion de peralte tendra una longitud minima:

$$Lmin=\frac{p_f-p_i}{Ip_{max}}\cdot B$$

Pf= Peralte final, con su signo = 4% (peralte maximo)Pi= Perante inicial con su signo = -2% (bombeo) B= ancho de la calzada = 7.20 m

Lmin= ((4—2)/1)*7.2=43.2m. a lo que asumimos 45 m

De lo obtenido; la longitud de transicion del peralte llamada tambien rampa de peralte sera sobre-elevando gradualmente el borde exterior en la parte recta inmediatamente anterior al comienzo de la curva de modo que cuando se inicie la curva, ya estara integramente sobre elevado comenzando a decrecer en forma paulatina, a partir del punto de terminacion de la curva, de la misma manera que se hizo en el acceso a la curva.

1.5.1.6 Radio correspondiente al alineamiento curvo del puente (Cc)

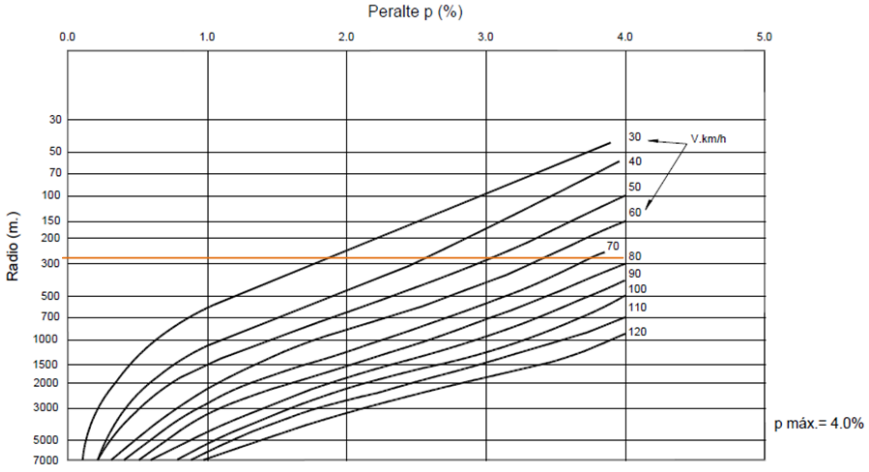
Según la Norma DG 2013 es posible hallar un radio mínimo a través de la velocidad de diseño y de un peralte adecuado debido a la curva.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

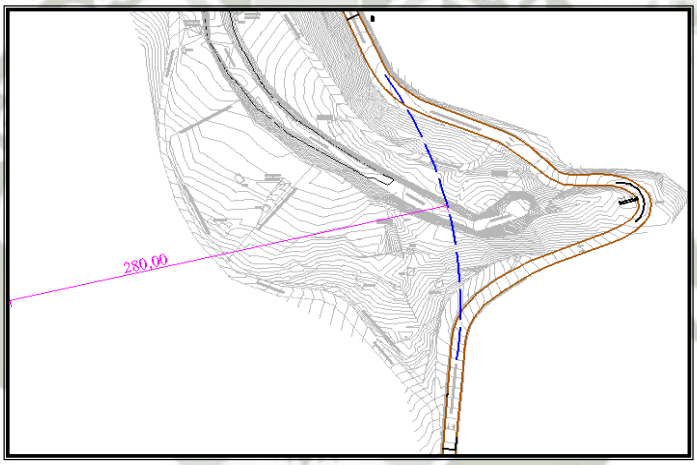
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura I - 6 Cálculo de radio mínimo



Rmin= 280 m *Fuente: Norma DG 2013*

Figura I - 7 Radio de curvatura generado en la zona



Fuente: Elab. Propia

1.5.1.6.1 Curva de transición (ct)

Para evitar discontinuidades en la curva del trazo y permitir una adecuada alineación con los tramos tangentes se usaésta curva, la cual se adiciona a la entrada y salida del puente, una vez encajado el tramo curvo con las curvas de transición se tendrá una alineación con condiciones de seguridad, comodidad y estética.

Longitud Minina de la cura de transición $L_{min} = \frac{V}{46.656}\left[\frac{V^2}{R} - 1.27p\right]$

Donde V= velocidad de diseño = 80 Km/hr

R = radio de curva = 280 m p= peralte = 4.0%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Por lo tanto$L_{min} = 45\,m$

El trazo que se obtendrá de la unión de estas curvas (curva principal y de transición) se vera en detalle en la sección de trazo y diseño de accesos.

Cada curva poseerá un radio propio, sin embargo a la entrada del puente "ct1", el radio generado es muy grande r=1825 m por lo que lo tomaremos como una recta r=0.00, mientras que a la salida "ct2" el radio es de r=242.07m con lo que se puede ya realizar el trazado topográfico.

1.5.1.7 Sobreancho

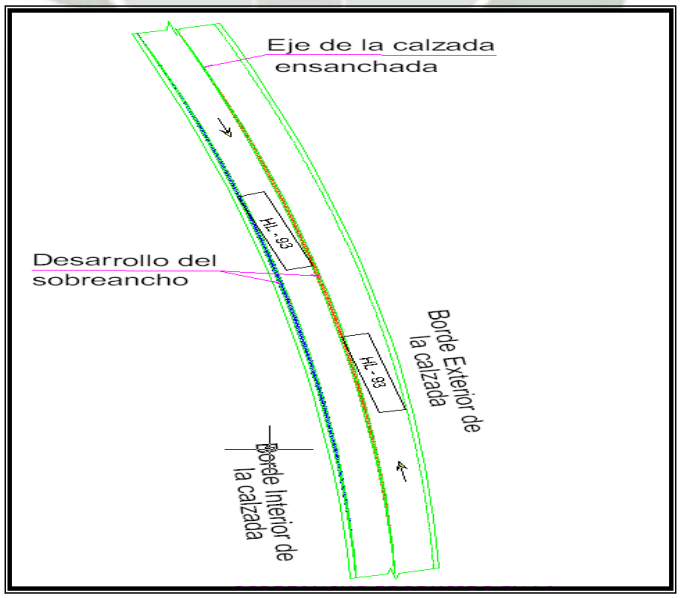
Debido al tramo curvo del puente, para mantener los vehículos dentro de los carriles es que se colocará sobreancho. Este no podrá ser menor a 0.40 m.

$S = n(R - \sqrt{R^2 - L^2}) + \frac{V}{10\sqrt{R}}$

Dónde n= número de carriles =2, R= radio de curva = 280 m, L= Distancia entre el eje posterior y la parte frontal = 13.3 m (semirremolque → máxima condición) V= Velocidad de diseño = 80 km/hr.

Caculando S=1.1 m, y aplicando el factor de reducción de la tabla Nº 302.20 de la norma DG – 2013, F=0.22, tenemos S= 1.1*0.22=0.242. Considerando el valor minimo S=0.4m es que se hara un promedio adecuado para el sobreancho de **S= 0.70 m** como sobreancho final.

Figura I - 8 Sobreancho producido en la curva de transición



Fuente: Elab. Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura I - 9 Unión curvas de transición con curva central del puente

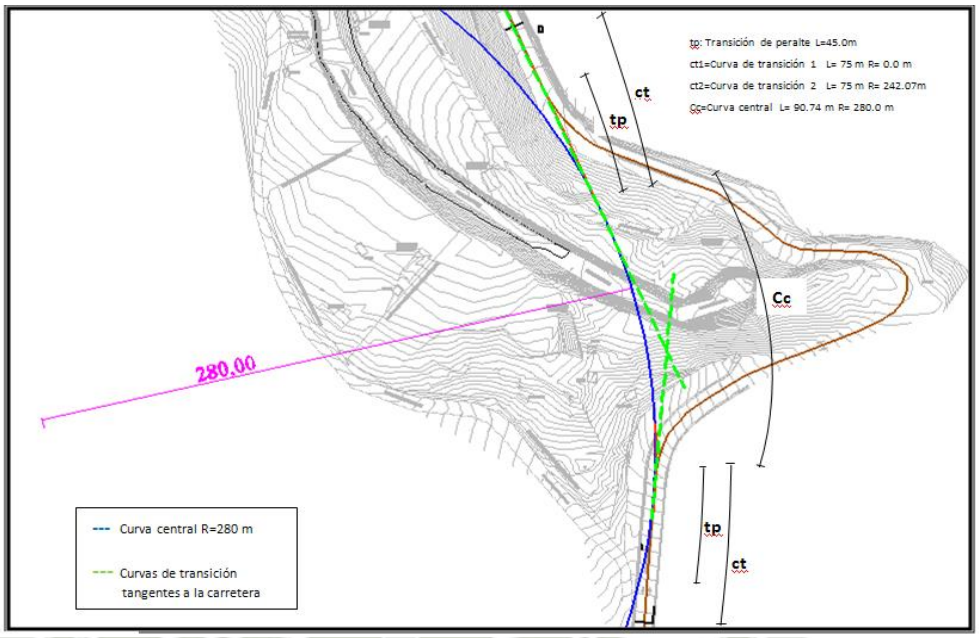
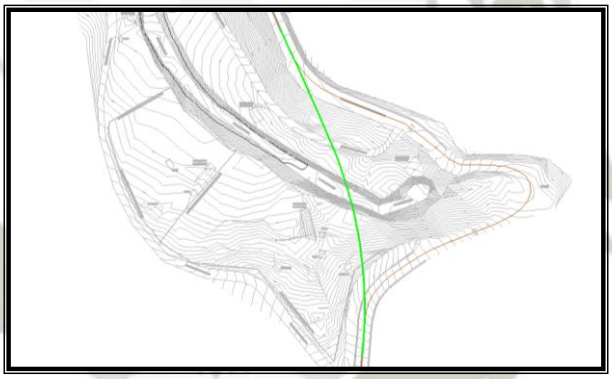


Figura I - 10 Alineamiento final



1.5.2 Diseño de perfil del puente

Se alineará verticalmente las pendientes de entrada y salida. La pendiente que ingresa al puente en el km 6+100 es de 2.65% pues en los 38 metros que tiene la vía de acceso se desciende 1.0m de altura generando dicha pendiente.La pendiente que sale del puente en el km 6+439 es de 7.06%, ya que el nivel del puente en su totalidad está a 2186.5 m.s.n.m., luego de los 120m de longitud del puente, el terreno natural sube su pendiente de manera muy rápida 2189.0 en aproximadamente 7.5 m generando una pendiente de 33%. Como solucionrealizaremos el corte en 184 m para elevarnos una altura de 13 metros con una pendiente de 7.06 %.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.5.2.1 Diseño de las curvas verticales en los accesos del puente

Debido a los cambios de pendiente (de 2.65% a 0.0% y de 0.0% a 7.06%) en la rasante de la vía, se tienen pendientes sucesivas que se enlazaran con curvas verticales parabólicas, pues la diferencia de entre tramos es mayor a 1%.Tipo de curvas verticales: Serán curvas cóncavas, con ramas asimétricas ya que la posicion del puente no permite tener ambas ramas iguales. Para este análisis llamaremos Curva vertical 1 a la que ingresa al puente en la progresiva km 0+47.80 y Curva vertical 2 a la que ingresa en la progresiva km 0+167.80.**Longitud de las curvas verticales:** $L = \frac{A \cdot V^2}{395}$

Curva vertical 1, ingresa al puente en la progresiva km 0+47.80V=80 km/hr.

A=-2.65-0-00=-2.65% ⇒ L= 42.94 m ≡ 43.0 m

Curva vertical 2, ingresa al puente en la progresiva km 0+167.80V=80 km/hr.

A=0.00-7.06=-7.06% ⇒ L= 114.38 m ≡ 114.0 m

1.5.2.2 Longitudes de cada rama en ambas curvas asimétricas

Curva vertical 1: La primera curva L1=2.50m tendrá inicio en PCV de progresiva km 0+47.80 y cota 2186.50 m.s.n.m.; la segunda curva L2=40.50 m que tendrá inicio en el vértice PIV de progresiva km 0+45.30 y cota 2186.50 m.s.n.m., como final PTV de progresiva km 0+04.80 y cota 2187.58 m.s.n.m.Curva vertical 2: La primera curva L1=2.00m tendrá inicio en PCV de progresiva km 0+167.80 cota 2186.50 m.s.n.m.; la segunda curva L2=112.00m con inicio en el vértice PIV de progresiva km 0+169.80, cota 2186.50 m.s.n.m. y como final en PTV de progresiva km 0+281.80 y cota 2195.37 m.s.n.m.

1.5.2.3 Corrección de cotas para el trazo de la curva vertical

A través de este proceso se tendrá dos curvas que componen a la curva asimétrica se hallara un “y” para cada curva que a su vez es necesario hallar la denominada externa E. $Y_1 = E\left(\frac{x_1}{L_1}\right)^2$, $Y_2 = E\left(\frac{x_2}{L_2}\right)^2$

Donde E es la externa $E = \frac{A(L_1 * L_2)}{200(L_1 * L_2)}$, $A = |i_1 - i_2|$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

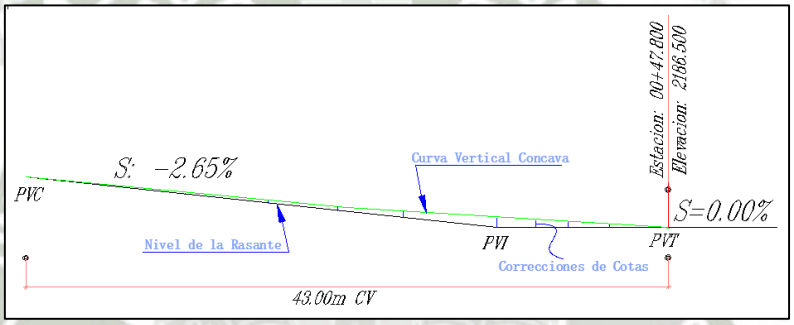
- Curva vertical 1: L1=2.50 m y L2=40.50 m A=2.65%E= 0.031 m

Con estos datos procedemos a hallar la configuración de la curva vertical

Tabla I - 1 Correccion de cotas de la rasante – curva vertical 1

PROGRESIVA	PEND (%)	Cota tangente	x	Y (corrección)	Cota de rasante
0+47.80	0.00	2186.50	0.0	0.0000	2186.50
0+44.80		2186.50	0.5	0.0012	2186.50
0+44.30		2186.50	1.5	0.0112	2186.51
0+43.30		2186.50	2.0	0.0200	2186.52
0+45.30		2186.50	2.5	0.0312	2186.53
0+45.30		2186.50	40.5	0.0312	2186.53
0+44.80	-2.65	2186.51	40.0	0.0304	2186.54
0+34.80		2186.78	30.0	0.0171	2186.80
0+24.80		2187.05	20.0	0.0076	2187.05
0+14.80		2187.31	10.0	0.0019	2187.31
0+5.80		2187.55	1.0	1.90E-05	2187.55
0+4.80		2187.58	0.0	0.0000	2187.58

Figura I - 11 Diseño de la curva vertical 1 en acceso



- Curva vertical 2: L1=2.00m y L2=112.00m A=7.06 E= 0.069 mCon estos datos procedemos a hallar la configuración de la curva vertical

Tabla I - 2Corrección de cotas de la rasante- curva vertical 2

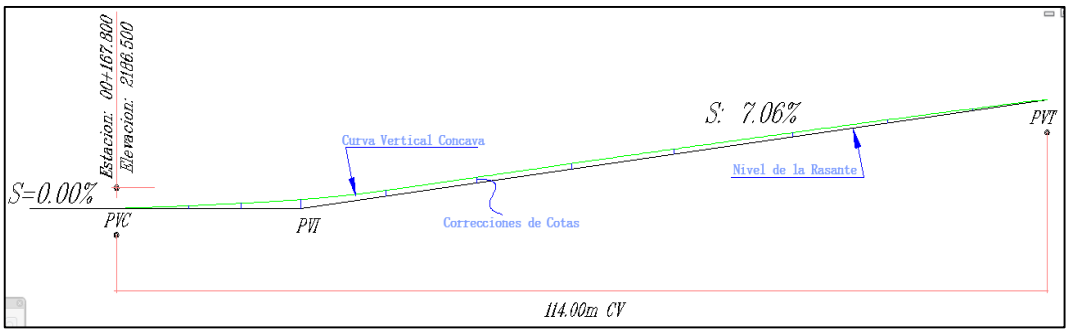
PROGRESIVA	PEND (%)	Cota tangente	x	Y (corrección)	Cota de rasante
0+167.80	0.00	2186.50	0.0	0.0000	2186.50
0+168.80		2186.50	1.0	0.0173	2186.52
0+169.30		2186.50	1.5	0.0390	2186.54
0+169.80		2186.50	2.0	0.0694	2186.57
0+169.80		2186.50	112.0	0.0694	2186.57
0+181.80	7.06	2187.31	100.0	0.0553	2187.36
0+211.80		2189.73	70.0	0.0271	2189.76
0+231.80		2191.34	50.0	0.0138	2191.36
0+251.80		2192.95	30.0	0.0050	2192.96
0+261.80		2193.76	20.0	0.0022	2193.76
0+271.80		2194.57	10.0	5.53E-04	2194.57
0+280.80		2195.29	1.0	5.53E-06	2195.29
0+281.80		2195.37	0.0	0.0000	2195.37

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura I - 12 Diseño de la curva vertical 2 en acceso



Fuente: Elaboración propia

Verificación: En la norma DG 2013 (tabla 303.011- Pendientes Máximas), la pendiente máxima es 6%, sin embargo, también menciona que para pistas en bajada podría superarse hasta en un 2% a los establecidos, por lo que tendríamos un límite de 8%, como 7.06% < 8 % es aplicable nuestro análisis

1.5.3 Diseño geométrico Transversal del puente

1.5.3.1 Calzada:

Según la norma DG 2013 de acuerdo a la tabla 304.01 (anchos mínimos de calzada) sabiendo que nuestra carretera es de segunda clase de suelo ondulado se considera un ancho de calzada de 7.2m lo que significaría carriles de 3.6 m, que corresponde al mismo ancho de calzada actual.

1.5.3.2 Bermas:

Segun la norma DG 2013 en su tabla 304.02 (Ancho de Bermas) corresponde un ancho de berma de 2,00 m sin embargo, debemos adecuarnosa la geometría que ya está trazada, debiendo tener 0.50 m a cada lado.

1.5.3.3 Veredas:

Cada una se ubicaran a partir del borde exterior de las bermas y según la norma debe tener un ancho mínimo de 0.70 m, además se añadirá una barrera de tipo New Jersey, a la cual se ancla una baranda de 0.35 m de altura.

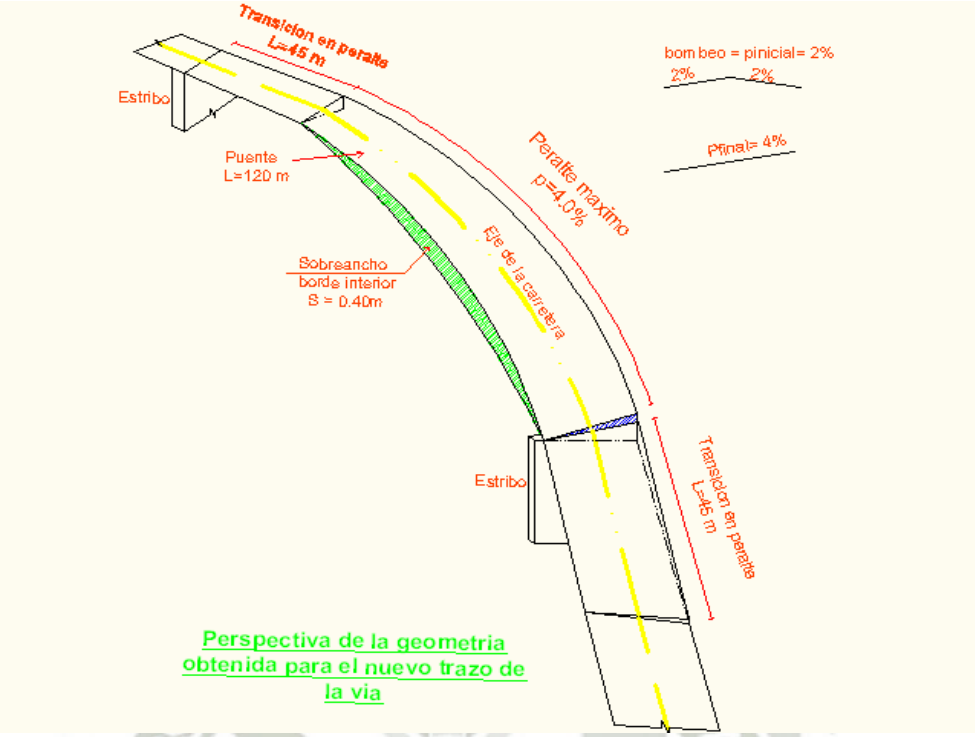
Peralte del tablero superior: Como se analizó anteriormente el peralte máximo que debemos tener es 4%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

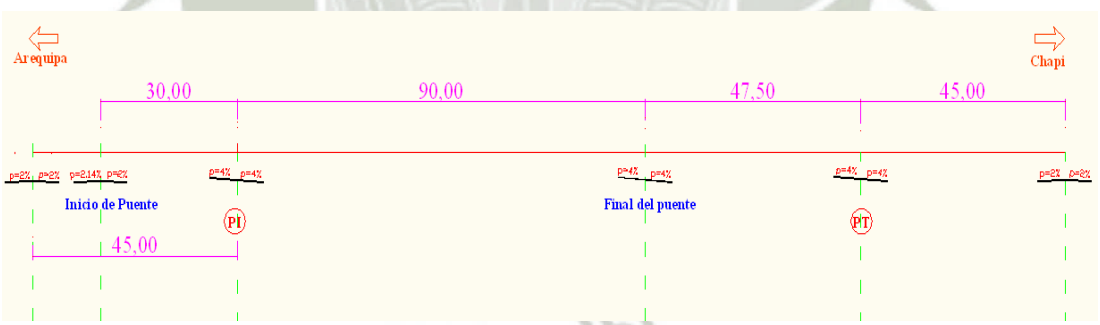
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura I - 13 Perspectiva de la geometría obtenida para el nuevo trazo



Fuente: Elaboración Propia

Figura I - 14 Variación de la superficie de rodadura a lo largo de todo el tramo



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO II

Estudios Básicos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2 CAPITULO II: ESTUDIOS BASICOS

2.1 Estudios Topográficos

2.1.1 Vías de acceso

Hay dos vías de acceso a la zona desde Arequipa, los accesos pueden ser por el distrito Socabaya oSabandia. Y desde Yarabamba por la carretera Arequipa – Chapi.

2.1.2 Información Cartográfica

Del Instituto Geográfico Nacional (IGN), se ha obtenido el mapa de la carta nacional correspondiente denominado Puquina con código 34t el cual abarca toda zona sobre el cual se realizan los estudios

Figura II - 1 Vista satelital del lugar en estudio

Fuente: Google Earth

2.1.3 Puntos de referencia para el replanteo del puente

Son los puntos de ubicación e indicación de cotas de zonas referenciales, de inflexión, inicio y término de tramos curvos así como ubicación de los Bench Marks, también se indicara la dirección del curso del agua, los limites aproximados de zona inundable en condiciones de aguas máximas y mínimas.

A. Tabla de elementos geométricos para el trazo topográfico.

Se aísla de la carretera existente todo el tramo a ser modificado generándose así nuevas progresivas con km 0+000 en lo que era el km 6 + 100 hasta el km 0+343.61 en lo que era el km 6 +439.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

B. Codificación

Estribo derecho ED - Estribo Izquierdo EI - Pilar extremo 1 PE1 - Pilar central PC - Viga Exterior Derecha VED - Viga Exterior Izquierda VEI - Viga interior 1VI1 - Viga Interior 2 VI2

C. Cotas y niveles referenciales

Nivel cero (Nivel central más bajo de lecho del rio) N.F. 2172.00 m.s.n.m.Nivel de Losa Superior (máximo nivel): C.R. 2186.50 m.s.n.m.

Nivel de Losa Inferior (fondo): C.R. 2184.70 m.s.n.m.

Nivel de fondo de cimentación estribos: C.R. 2175.40 m.s.n.m. Nivel de fondo de cimentación PE1 y PE2: C.R. 2176.50 m.s.n.m. Nivel de fondo de cimentación PC: C.R. 2173.30 m.s.n.m. Nivel máximo del Agua (en avenidas máximas):C.R. 2174.25 m.s.n.mAltura de socavación: 1.00 m Nivel del centro de curva 1 R=280 m: C.R.2186.50 m.s.n.m. Nivel del centro de curva 2 R=242.07 m:C.R.2186.50 m.s.n.m.

2.1.4 Planos topográficos

La ubicación en el espacio del puente se plasma en planos a una escala de 1/100 y 1/200 adjuntos en la sección de planos, donde se mostrara la ubicación del puente, accesos, un plano de vista general en planta con secciones tanto transversal como longitudinal, también plano de trazos que juntamente con los datos de replanteo se podrá plasmar los dibujos idealizados en la realidad, y plano de secciones transversales de todo el nuevo tramo levantados en determinadas progresivas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tabla II - 1 Elementos de curvas

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS. PUENTE YARABAMBA ELEMENTOS GEOMÉTRICOS															
CNº	S	AD	R	LC	PC			PI			PT			SA	P
					PC	NORTE	ESTE	PI	NORTE	ESTE	PT	NORTE	ESTE		
001	D	S16º08'10"E	280.00	90.74	00+77.090	7999714.96	200128.72	00+122.46	7999673.62	200148.36	00+167.83	7999628.17	200153.82	0.4	0.00
002	D	S2º45'34.54"E	242.07	47.75	00+167.83	7999628.17	200153.82	00+191.71	7999604.48	200157.33	00+215.59	7999580.55	200156.12	0.3	0.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla II - 2 Elementos para trazo

CUADRO DE ELEMENTOS PARA TRAZO - PUENTE YARABAMBA													
Elemento	Angulo	LONG. M	Punto Inicial			Punto Final			RADIO m	S A m	P %	H m.s.n.m.
			PC	NORTE	ESTE	PT	NORTE	ESTE				
												2187.85
E1	S294º39'6"E	47.80	00+000.00	7999714.96	200128.72	00+047.98	7999673.62	200148.36	00.00	0.00	-2.65	2186.50
E2	S294º39'6"E	30.00	00+047.98	7999673.62	200148.36	00+077.09	7999714.96	200128.72	00.00	0.00	0.00	2186.50
E3	S16º08'10"E	90.74	00+077.09	7999714.96	200128.72	00+167.83	7999628.17	200153.82	280.00	0.40	0.00	2186.50
E4	S2º45'34.54"E	47.75	00+167.83	7999628.17	200153.82	00+215.59	7999580.55	200156.12	242.07	0.30	0.00	2186.50
E4	S265º20'58"E	128.02	00+215.59	7999580.55	200156.12	00+343.61	7999452.96	200145.74	00.00	0.00	7.06	2200.50

Fuente: Elaboración propia

Tabla II - 3 Bench Marks

BENCH MARKS			
Codigo	UBICACIÓN		ALTURA
	ESTE	NORTE	
BM-01	200104.72	7999755.49	2188.00
BM-02	200184.41	7999724.99	2187.00
BM-02	200149.37	7999578.18	2193.00

Fuente: Elaboración propia

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.2 Estudios de Hidrología e Hidráulica

2.2.1 Información Meteorológica y Cartográfica

La información meteorológica otorgada por SENAMHI fue obtenida desde el año 1971 hasta la mitad del año 2014 (Junio) que corresponde a las estaciones meteorológicas de Characato, Socabaya y Chiguata, 3 de las 12 que existen en la provincia de Arequipa, estas fueron las más cercanas al punto de análisis. Estos datos son los que se muestra en la Tabla II - 2.

Tabla II - 4 Características de estaciones meteorológicas

ESTACION	SITUACION GEOGRAFICA			PROVINCIA	DISTRITO	CUENCA	PERIODO DE REGISTRO	CONTROL
	LATITUD SUR	LONGITUD OESTE	ALTITUD m.s.n.m.					
Characato	16º 28'	71º29'	2500.00	Arequipa	Characato	Rio Chili	1971-2014	SENAMHI
Socavaya	16º28'	71º 32'	2339.00	Arequipa	Socabaya	Rio Chili	1971-2014	SENAMHI
Chiguata	16º24'	71º24'	2964.00	Arequipa	Chiguata	Rio Chili	1971-2014	SENAMHI

Fuente: SENAMHI

La información cartográfica fue obtenida por fuentes del Ministerio de Educación del Perú (MED) actualizado a junio del 2014, y fueron corroboradas con las cartas nacionales que la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa posee. La información obtenida fue a partir de la carta Nacional 34-t.

2.2.2 Procesamiento de la información recopilada

2.2.2.1 Análisis de la cuenca

Se debe obtener un área en la cual todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua; obteniendo una delimitación de la cuenca a la cual se hallara sus características geomorfológicas.

2.2.2.1.1 Delimitación de la cuenca

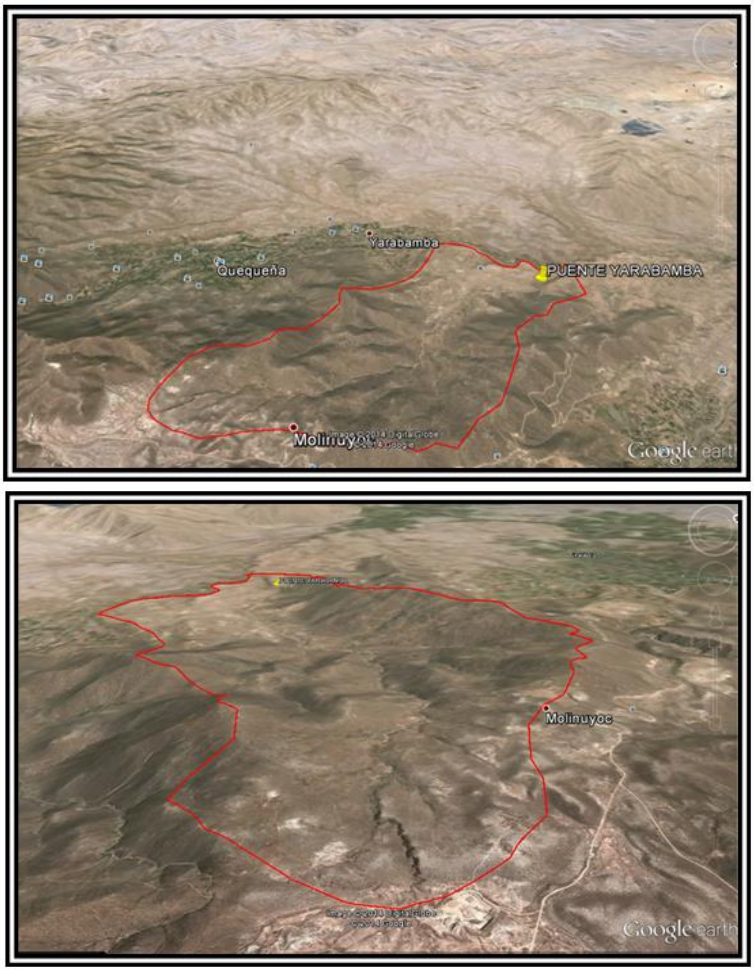
Para la delimitación de la cuenca se tomó dos métodos; el manual que sobre un plano o mapa a curvas de nivel se traza un límite siguiendo las líneas del divortium acuarium (parteaguas). Por otro lado se juntó las cartas obtenidas del MED en el programa Autocad Civil 3d identificando los ríos afluentes a nuestro cauce y que intervendrían para formar la cuenca. El resultado de ambos métodos se presenta en las siguientes figuras.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura II - 2 Elevaciones en tres dimensiones de la cuenca delimitada



Fuente: Google Earth

Figura II - 3 Imagen procesada del programa Google Earth y Autocad Civil 3d

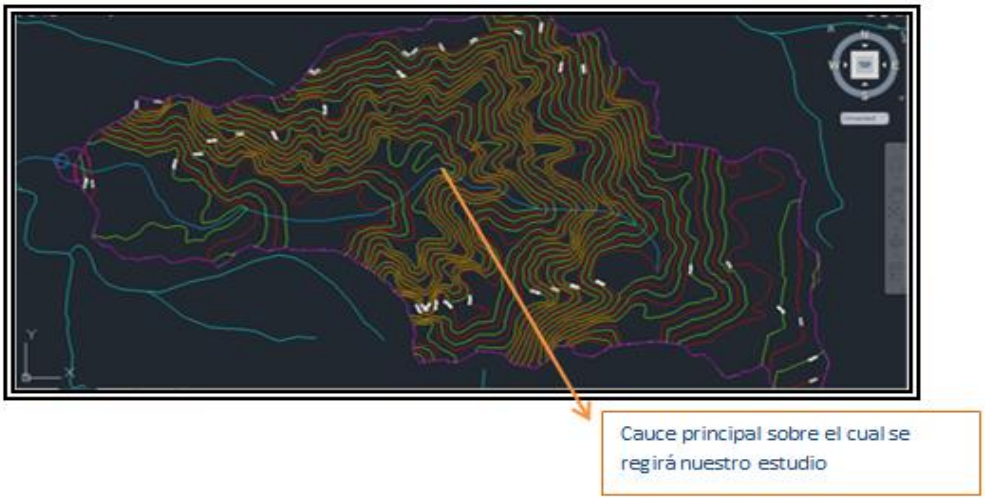
Fuente: Google Earth

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura II - 4 Cuenca delimitada



2.2.2.1.2 Características geomorfológicas de la cuenca en estudio

- **Área de la cuenca:**

  Area de la cuenca = 15393846.06 m2≡ **15.394 km**^{2}

- **Clasificación:** Según el area hallada se considera una cuenca pequeña.
- **Longitud de la cuenca:**

  L= 1.27A$^{0.6}$*Dónde:*

  L=6.55 Km

  L es la longitud del canal principal en km

  A es el área de drenaje en kilómetros cuadrados.

  Ancho de la cuenca: Se halla con la siguiente relación**:**

  $B = A/L \ldots$ (II -02) B=15.394/6.55 = **2.35 km**

- **Perímetro de la cuenca:** 20604.544 m**= 20.61 km**
- **Forma de la Cuenca:**

  Índice de Compacidad, Llamado también índice de Gravelious.

$$K = \frac{Perímetro\ de\ la\ Cuenca}{Perímetro\ de\ un\ circulo\ de\ igual\ area}$$

$$K = \frac{P}{P_0} \quad = \quad K = \frac{P}{2r\pi} \quad \Rightarrow \quad K = 0.28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$k = 0.28\frac{20.61}{\sqrt{15.394}} = 1.471 \quad \rightarrow \boldsymbol{k = 1.471}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

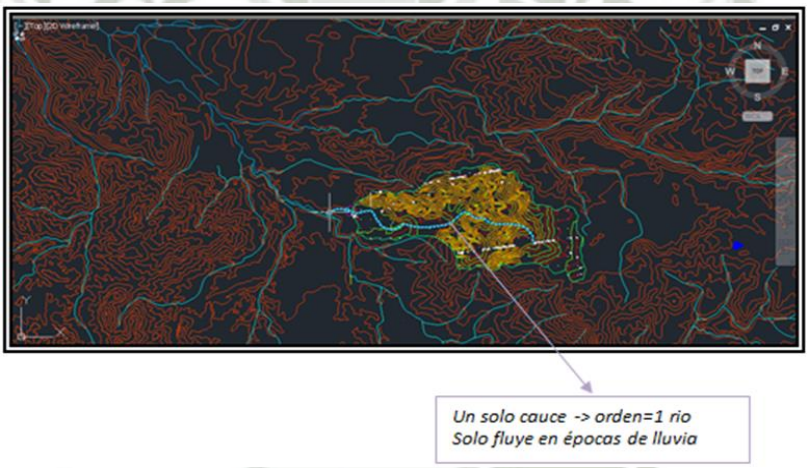
Conclusión: Como el índice es mayor a 1.0 la forma de la cuenca es irregular, además que las crecientes que se presentan en la cuenca no son fuertes.

Factor de Forma: *Sugerido* por Horton, con este factor se expresa la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca.$F = \frac{A}{Lr^2}$

Dónde: Lr = Longitud del cauce en línea recta $\boldsymbol{F = 0.417}$

- ***Numero de Orden del Cauce,*** También sugerido por Horton (1945), pero modificado su criterio por Strahler (1964): *"los cauces reconocibles más pequeños se designan como de orden 1,* de la unión de dos cauces de orden *u*, resulta uno de orden *u*+1".No existiendo afluente alguno que llegue a nuestro cauce se clasificaría como de orden 1.**Orden de la cuenca =1.**

Figura II - 5Clasificación del orden de la cuenca



2.2.2.1.3 Relaciones área elevación – Curvas características de la cuenca

a. **<u>Curva Hipsométrica:</u>**El objetivo de la gráfica es la madures del cauce que permitirá observar en que parte de su ciclo erosivo esta la cuenca, también servirá como indicador del equilibrio dinámico.

Uniformización de areas parciales:$N = \frac{Hmax - Hmin}{6} \rightarrow \frac{3040 - 2420}{6} = 103.333 \equiv 100$

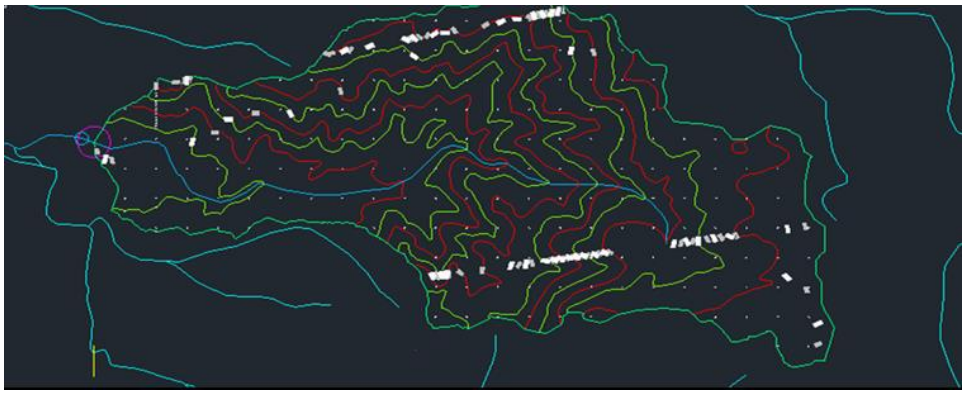
Se debe tener curvas de nivel equidistantes cada 100 metros, sin embargo, a mayor cantidad de datos el resultado será más correcto, por lo que se trabajara también con curvas cada 50 metros, las curvas mayores se mostraran de color rojo (cada 100m) y curvas menores color verde (cada 50 metros).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura II - 6 Cuenca delimitada, círculo morado indica el puente



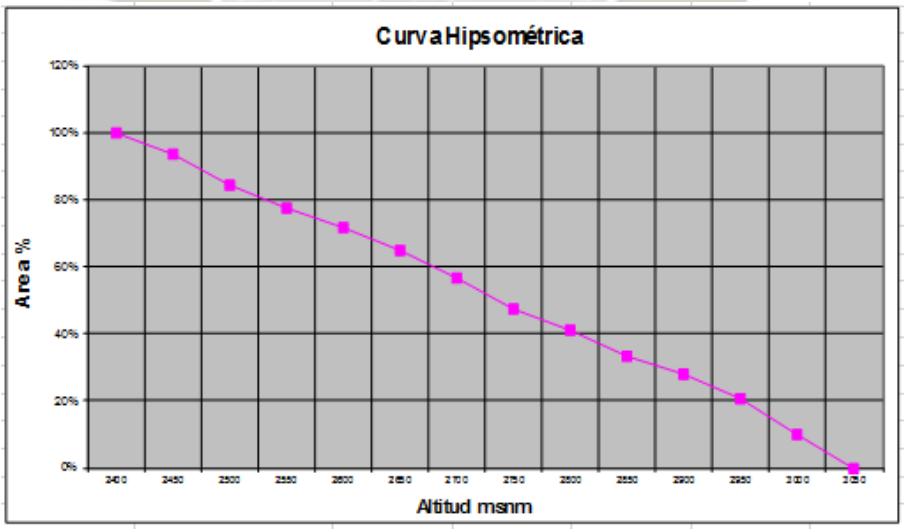
Fuente: Elaboracion propia

Tabla II - 5 Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes

CURVA HIPSOMÉTRICA Y FRECUENCIA DE ALTITUDES

Altitud msnm	Areas (Km2)	A Acum (Km2)	Area que quedan sobre las altitudes (Km2)	% Total	% del total que queda sobre la altitud
2400	-	-	15.39	0%	100%
2450	0.98	0.98	14.42	6%	94%
2500	1.42	2.39	13.00	9%	84%
2550	1.07	3.46	11.94	7%	78%
2600	0.90	4.36	11.04	6%	72%
2650	1.05	5.40	9.99	7%	65%
2700	1.24	6.65	8.75	8%	57%
2750	1.48	8.12	7.27	10%	47%
2800	0.97	9.10	6.30	6%	41%
2850	1.15	10.25	5.14	7%	33%
2900	0.84	11.10	4.30	5%	28%
2950	1.10	12.20	3.20	7%	21%
3000	1.64	13.83	1.56	11%	10%
3050	1.56	15.39	-	10%	0%
	15.39			100%	0%

Grafica II - 1 Curva hipsométrica de la cuenca

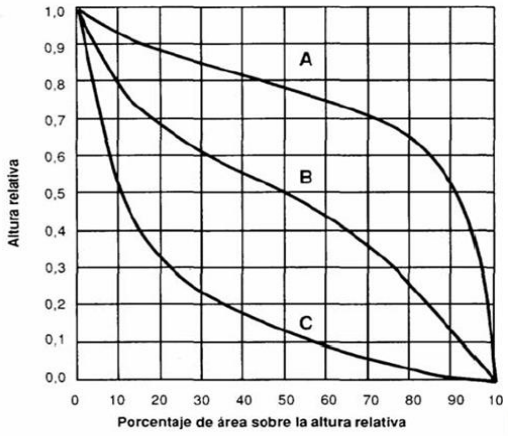


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura II - 7 Curvas que caracterizan el ciclo de erosión de una cuenca



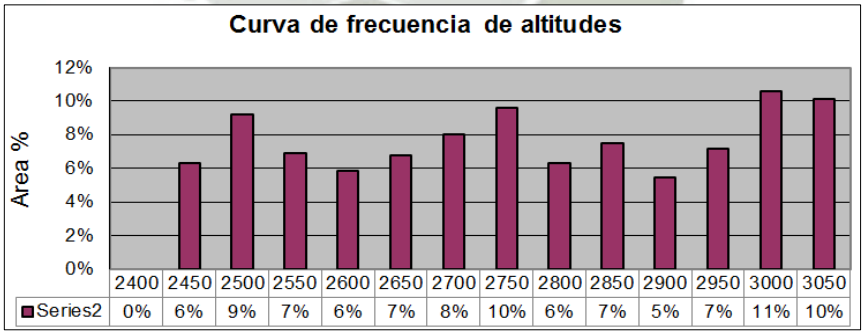
Fuente: Cuenca Hidrológica – Universidad de Cuyo

Curva A refleja una cuenca con gran carácter erosivo, curva B caracteriza a una curva en equilibrio y la curva C representa a una cuenca sedimentaria.

Conclusión: Comparando la gráfica obtenida con la figura nuestra cuenca tiene carácter erosivo en equilibrio y tendera a sedimentarse con el tiempo.

b. **Diagrama de Frecuencia Altimétricas:** Esta grafica representara la distribución en porcentaje de las superficies ocupadas por diferentes altitudes en la cuenca, podremos determinar la Altitud Media, Altitud más Frecuente y Altitud de Frecuencia Media.

Grafica II - 2 Curva de frecuencia de altitudes Área vs altura



Fuente: Elaboración propia

Altitud media: $E_m = \frac{\sum a*e}{A}$

a=área entre los contornos, e=elevación media entre dos contornos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 6 Curva de frecuencia de altitudes

a	e	a xe
0.98	2425	2,364.87
1.42	2475	3,503.51
1.07	2525	2,689.64
0.90	2575	2,323.63
1.05	2625	2,746.69
1.24	2675	3,318.14
1.48	2725	4,032.51
0.97	2775	2,701.43
1.15	2825	3,259.58
0.84	2875	2,425.44
1.10	2925	3,226.12
1.64	2975	4,864.54
1.56	3025	4,719.03
15.39		42,175.12

$= 2739\ m.s.n.m.$

- **Altitud más frecuente:** Este será el máximo valor en porcentaje de la curva de frecuencia de altitudes, para nuestro caso este valor es 11 % por lo que la altitud más frecuente en la cuenca es de **3000 m.s.n.m.**

2.2.2.1.4 Pendiente de la cuenca

Se usara tres métodos: el criterio de Alvord, de Horton, y criterio de Nash.

a. Criterio de Alvort

El desarrollo de las investigaciones de Alvort nos muestra la siguiente fórmula para hallar la pendiente buscada.

$$S = \frac{D_1 l_1 + D(l_2 + l_3 + \ldots l_{n-1}) + D_n l_n}{A}$$

Tabla II - 7 Criterio de Alvort

Criterio de Alvort					
N°	D (m)	D(Km)	L (m)	L (Km)	Di x Li
1	50	0.05	4156.07	4.16	0.21
2	50	0.05	4675.01	4.68	0.23
3	50	0.05	7362.16	7.36	0.37
4	50	0.05	7297.72	7.30	0.36
5	50	0.05	8706.44	8.71	0.44
6	50	0.05	9496.79	9.50	0.47
7	50	0.05	7426.78	7.43	0.37
8	50	0.05	7646.12	7.65	0.38
9	50	0.05	5362.45	5.36	0.27
10	50	0.05	5254.39	5.25	0.26
11	50	0.05	5316.93	5.32	0.27
12	50	0.05	4637.89	4.64	0.23
TOTAL				77.34	3.87
		A =	15393846.06	m2	
		A =	15.394	km2	

Sc = 0.251 = 25.12 %

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. Criterio de Horton

Se procede de la siguiente manera, según Horton. $Sx = \frac{N_x D}{L_x}$ $Sy = \frac{N_y D}{L_y}$

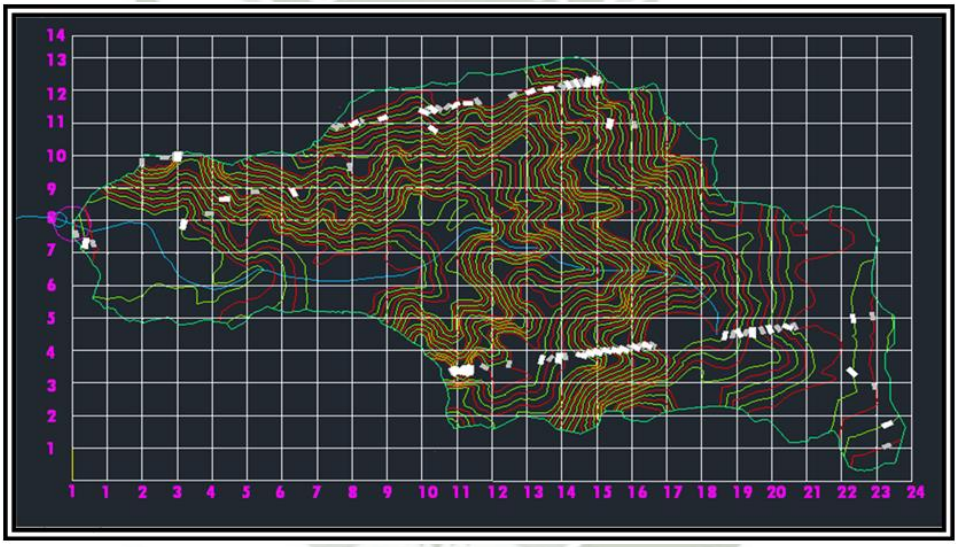
Además se determinara el ángulo θ entre las líneas del reticulado y las curvas de nivel así se obtendrá la pendiente de la cuenca:

$$S_C = \frac{N * D * sec(\theta)}{L}$$

Sin embargo el valor de $sec(\theta)$ será igual a 1.57, sugerido por Horton.

$$L = L_X + L_Y \quad , \quad N = N_X + N_Y$$

Figura II - 8 Cuenca delimitada con curvas de nivel e intervalos cada 10 m



- **Calculo de la pendiente de la cuenca**

  Del calculo de las intersecciones y longitudes en ambas direcciones x e y mostrado en el cuadro correspondiente al criterio Horton del *anexo digital* en lo que respecta a estudios hidráulicos se tiene que

  N= 1350.00, L= 102.02 , D = 10.00 , sec(θ) = 1.57

  $S_C = \frac{N*D*sec(\theta)}{L} = \frac{1350*10.00*1.57}{102.02}$ = 0.2077 = 20.77 **%**

c. Criterio de Nash

$$S_C = \frac{\sum S_i}{(N-m)}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

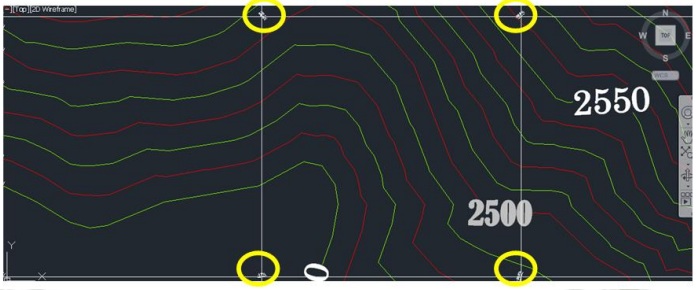
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Calculo de la pendiente de la cuenca**

Con ayuda de Autocad Civil 3D se encontraron las pendientes en las intersecciones curvas- reticulado como se muestra en la siguiente figura

Figura II - 9 Apreciacion de las pendientes dentro de los circulos



Fuente: Elaboración propia

Los cálculos de intersecciones y pendientes se muestran en su totalidad en el *anexo digital* referente a estudios hidrológicos de donde se obtiene que:

N= 172
m= 21
$\sum S$= 3641.10

De acuerdo a la formula enunciada $S_C = \frac{3641.1}{(172-21)} =$ **24.113%**

Conclusión: De acuerdo a los distintos resultados encontrados con los métodos descritos lo más adecuado es hacer un promedio teniendo entonces que la pendiente de la cuenca $\boldsymbol{S_c = 23.33\ \%}$

2.2.2.1.5 Pendiente del cauce principal

- **Método 1: <u>Ecuación de Taylor y Schwarz</u>**

$$S = \left[\frac{N}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \cdots + \frac{1}{\sqrt{S_N}}}\right]^2$$

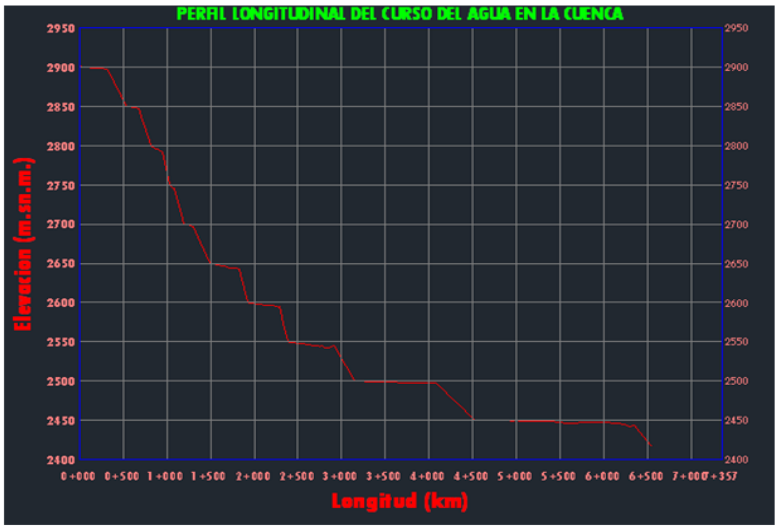
Para dividir el eje del cauce principal en tramos iguales, se hizo un levantamiento del perfil longitudinal del cauce.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura II - 10 Perfil longitudinal del cauce principal de la cuenca



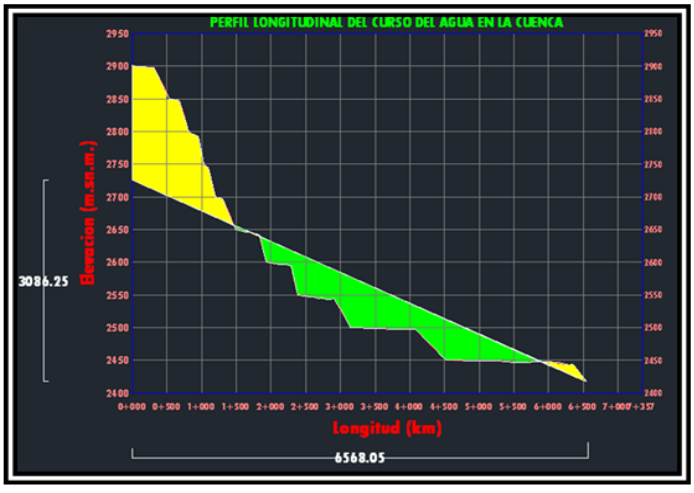
El cálculo de la formula se puede ver en la tabla correspondiete a la formula de Taylor y Schwarz del *anexo digital* donde cavalor es encontrado teniéndose asi:

$$S=\left[\frac{13}{144.20}\right]^2 = 0.00812 \quad \Longrightarrow \quad S = 0.813\ \%$$

- **Método 2: <u>Compensación de Áreas</u>**

Trazaremos una línea que una la parte más baja del cauce con un punto que este a una determinada altura, ésta dividirá al perfil del cauce en sub áreas iguales arriba y abajo, la pendiente de dicha inea será la del cauce.

Figura II - 11 Perfil longitudinal del curso del agua en la cuenca



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Área total de la parte superior= 1775130.46
Área total de la parte inferior = 1775130.46

Área equivalente entre ambas partes

La pendiente del triángulo generado por las áreas equivalentes viene a ser:

$S = \frac{308.625}{6568.05} = 0.046$ **S = 4.60 %**

Conclusión: Se hace un promedio aritmético. **Scauce = 2.71 %**

2.2.2.2 Obtención del caudal máximo

Se pone a prueba las diversas metodologías que se han desarrollado, los métodos a utilizar serán: el racional, el de Mac Math, laformula de Burkli – Zieger y el método de número de curva.

2.2.2.2.1 Método racional modificado

Se aplicara este método con la siguiente formula: $\boldsymbol{Q = 0.278\, C\, I\, A\, K}$

a. Intensidad de precipitación máxima horaria

De la información de SENAMHI sobre las series históricas de precipitaciones máximas en 24 horas desde el año 1971 hastaJuniodel 2014 de las estaciones meteorológicas de Characato, Socabaya y Chiguata se halla lasprecipitaciones máximas mediante los modelos probabilísticos: Distribución Log Pearson Tipo III y Distribución Gumbel.La recopilación de datos de SENAMHI sobreprecipitaciones maximas en 24 horas (mm) para las 3 estaciones son mostradas en el *anexo digital*.

Tabla II - 8 Resumen de Informacion Pluviometrica - SENAMHI

Nº de registro	Año	ESTACIONES		
		CHIGUATA	SOCABAYA	CHARACATO
1	1971	16.00	33.00	16.80
7	1977	34.60	29.00	62.70
11	1981	28.90	49.00	55.40
17	1987	39.40	5.00	83.60
21	1991	13.50	51.00	4.70
26	1996	15.90	102.00	14.50
32	2002	24.30	68.00	20.75
34	2004	18.70	76.00	19.90
37	2007	23.40	34.00	51.40
42	2012	39.20	41.60	76.00
43	2013	28.50	34.20	46.00
44	2014	23.70	31.00	76.00

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Se presentan en el cuadro anterior los registros mas altos de precipitaciones en los 44 años que se pudiero analizar, el cuadro completo esta en *anexo digital*

- **Distribución Log Pearson Tipo III**

La función de distribución es: $F(x) = \log(x) = \overline{\log(x)} + K_T * S_y$

Se tomaran los logaritmos de la información hidrológica Y=log(x) para luego calcular el promedio aritmético Yprom=$\overline{\log(x)}$, la desviación estándar Sy y el factor de frecuencia K_T, el que depende del periodo de retorno T y el coeficiente de asimetría Cs. Registro Hidrológico: x (Precipitación máxima registrada cada 24 horas) Logaritmo del registro: Y=log(x) Promedio aritmético: Y_{prom}= $\overline{\log(x)} = \frac{\sum Y}{n}$ Desviación Estándar: $S_Y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(y_1 - \overline{\log(x)})^2}{n-1}}$ Factor de frecuencia: $K_T = z + (z^2 - 1)\frac{C_s}{6} + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)\left(\frac{C_s}{6}\right)^2 - (z^2 - 1)\left(\frac{C_s}{6}\right)^3 + z\left(\frac{C_s}{6}\right)^4 + \frac{1}{3}\left(\frac{C_s}{6}\right)^5$

Para hallar la ecuación es necesario conocer:

$$z = W - \frac{2.515517 + 0.802853W + 0.01032W^2}{1 + 1.432788W + 0.189269W^2 + 0.001308W^3} \quad \text{y} \quad W = \left[ln\left(\frac{1}{p^2}\right)\right]^{\frac{3}{2}}$$

$$C_S = \frac{a}{{S_Y}^3} \quad , \text{ pero } \quad a = \frac{n}{(n-1)(n-2)}\sum_{i=1}^{n}(Y_i - Y_{prom})^3$$

Se calcula Sy, Cs y Yprom para cada estación con los datos SENAMHI, su cálculo esta en *anexo digital* sobre a la Distribucion Log Pearson Tipo**III**.

Tabla II - 9 Resumen Probabilidades de ocurrencia – Dist. Log Pearson Tipo III

	Estaciones		
Descripción	**Chiguata**	**Socabaya**	**Characato**
N° Datos	44	44	44
∑Y	57.63	59.51	63.8
Yprom	1.31	1.35	1.45
Sy	0.24	0.49	0.32
Cs	-0.944	-1.264	-0.377

Fuente: Elaboración Propia

Con lo obtenido hallamosprecipitaciones para los periodos de retorno mas grandes sin embargo en *anexo digital* se tendrael calculo para mas periodos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 10 Precipitaciones máximas Dist. Log Pearson Tipo III

Precipitaciones máximas para distintos periodos de retorno – Distribución Log Pearson Tipo III							
ítem	T Años	P 1/T	W	Z	K_t	$Y = log(x) \equiv \overline{log(x)} + K_t S_Y$	$P_{max} = 10^Y$(mm)
ESTACIÓN CHIGUATA							
1	50.0	0.0200	2.80	2.05	1.53	1.68	47.55
2	100.0	0.0100	3.03	2.33	1.64	1.70	50.49
3	200.0	0.0050	3.26	2.58	1.73	1.72	52.97
4	500.0	0.0020	3.53	2.88	1.82	1.75	55.68
5	1000.0	0.0010	3.72	3.09	1.87	1.76	57.37
6	2000.0	0.0005	3.90	3.29	1.92	1.77	58.81
ESTACIÓN SOCABAYA							
1	50.0	0.0200	2.80	2.05	1.36	2.02	104.20
2	100.0	0.0100	3.03	2.33	1.42	2.05	112.35
3	200.0	0.0050	3.26	-2.58	-3.74	-0.48	0.33
4	500.0	0.0020	3.53	2.88	1.51	2.10	124.69
5	1000.0	0.0010	3.72	3.09	1.54	2.11	127.93
6	2000.0	0.0005	3.90	3.29	1.55	2.11	130.28
ESTACIÓN CHARACATO							
1	50.0	0.0200	2.80	2.05	1.85	2.04	109.77
2	100.0	0.0100	3.03	2.33	2.05	2.10	127.25
3	200.0	0.0050	3.26	-2.58	-2.93	0.51	3.26
4	500.0	0.0020	3.53	2.88	2.43	2.23	168.62
5	1000.0	0.0010	3.72	3.09	2.57	2.27	186.73
6	2000.0	0.0005	3.90	3.29	2.70	2.31	204.98

Fuente: Elaboración Propia

- **Distribución Gumbel** La función de distribución es: $F(x) = P = e^{-e^{-y}}$

En donde F(x) es la probabilidad "P" de que exista una precipitación máxima por lo que sería la función que representa a la precipitación máxima, y donde "y" es una variable reducida segun una moda de distribución $y = a(x - u)$

Para una muestra finita de datos: $u = \bar{x} - \sigma_x \frac{\overline{y_n}}{\sigma_n}$, $a = \frac{\sigma_n}{\sigma_x}$

Reemplazando estos dos datos en la ecuación (*) la distribución de Gumbel puede ser expresada como: $x = \bar{x} + k\sigma_x$

Dónde: x = Precipitación con una probabilidad dada (Pmax) $\bar{x} =$ Media de la serie de precipitaciones $\sigma_x =$ Desviación estándar de la serie completa

Pero: $\bar{x} = x_{prom} = P_{prom} - 0.45 \cdot S_y$

Dónde: P_{prom} = promedio aritmético de las precipitaciones

Sy = Desviación estándar de la muestra de datos

$$\sigma_x = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_Y$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La distribución que definirá al factor de frecuencia se obtendría de aplicar las propiedades de funciones exponenciales y logarítmicas, obteniéndose así:

K= -ln (-ln (P)) y $P = 1 - \frac{1}{TR}$ TR=riesgo

Para las tres estaciones pudimos hallar Sy, σx y x donde esta ultima representa la probabilidad de ocurrencia de precipitaciones.

Tabla II - 11 Resumen Probabilidad de ocurrencia - Distribución Gumbel

	Estaciones		
Descripción	**Chiguata**	**Socabaya**	**Characato**
N° Datos	44	44	44
Suma	1020.35	1470.52	1568.85
Pprom	23.19	33.42	35.66
Sy	10.83	23.05	22.93
σx	8.44	17.97	17.88
$\bar{x}$	18.32	23.05	25.34

Fuente: Elaboración Propia

El calculo para cada estación esta detallado en el *anexo digital*, de ellos lso resultados mas relevantes son los que se muestran en el siguiente cuadro.

Tabla II - 12Precipitación máxima Dist. Gumbel –Todas las estaciones

PRECIPITACIONES MÁXIMAS DISTRIBUCIÓN GUMBEL				
ITEM	TRAños	P=1-1/TR	K= -ln(-ln(P))	$P_{max} \equiv x = \bar{x} + K\sigma_x$(mm)
ESTACIÓN CHIGUATA				
1	50.000	0.980	3.902	51.26
2	100.000	0.990	4.600	57.15
3	200.000	0.995	5.296	63.02
4	500.000	0.998	6.214	70.77
5	1000.000	0.999	6.907	76.62
6	2000.000	1.000	7.601	82.48
ESTACIÓN SOCABAYA				
1	50.000	0.980	3.902	93.18
2	100.000	0.990	4.600	105.73
3	200.000	0.995	5.296	118.23
4	500.000	0.998	6.214	134.73
5	1000.000	0.999	6.907	147.20
6	2000.000	1.000	7.601	159.66
ESTACIÓN CHARACATO				
1	50.000	0.980	3.902	95.09
2	100.000	0.990	4.600	107.58
3	200.000	0.995	5.296	120.01
4	500.000	0.998	6.214	136.42
5	1000.000	0.999	6.907	148.82
6	2000.000	1.000	7.601	161.22

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Prueba Kolmogorov – Smirnov**

Se hallara la diferencia entre una función de distribución de probabilidad observada y otra estimada, lo que es representado en la siguiente formula:

$$D = \|Fo(xm) - F(xm)\|$$

Dónde: Fo (xm) = Función de distribución de probabilidad observadaF (xm) = Función de distribución de probabilidad estimada.

$$Fo(xm) = 1 - \left(\frac{m}{n+1}\right)$$

Dónde: m = N°orden de conjunto de datos ordenados de mayor a menor.
n = Número total de datos.

$$F(xm) = \frac{1}{e^{e^{-b}}}$$

Dónde: b = Parámetro exponencial que depende de las constantes α y β

b = α (y - β) $\alpha = \frac{\sigma_y}{\sigma}$ y $\beta = \overline{Y} - \frac{\mu_y}{\alpha}$

Entre todas las diferencias “D”, de la muestra de datos se elegirá la máxima a la cual se le llamara Δmáx, que se comparara con un parámetro Δc, donde deberá cumplirse que: $\Delta\text{máx.} < \Delta c$

Dónde: $\Delta c = \frac{1.36}{n^{0.5}}$ n = número de datos, y

De la tabla refente a parámetros del *anexo digital*: μ_y=0.4996 y σ_y = 09676

- **Dick Peschke (Guevara, 1991)**

Metodología que relaciona duración de la tormenta con la precipitación máxima

$$P_d = P_{24h}\left(\frac{d}{1440}\right)^{0.25}$$ d= duración (min)

Para los distintos periodos de retorno T y las precipitaciones máximas halladas con las funciones de distribución es que se hallan las precipitaciones primero en mm/min y luego en mm/hr, el proceso de cálculo se pueden observar en los cuadros del *anexo digital*, los más resaltantes son:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 13 Precipitaciones máximas para determinadas estaciones

PRECIPITACIONES MÁXIMAS – 3 ESTACIONES							
T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos					
		15	30	60	120	180	240
ESTACIÓN CHIGUATA							
50.00	51.26	65.50	38.90	23.20	13.80	10.20	8.20
100.00	57.15	73.00	43.40	25.80	15.40	11.30	9.10
200.00	63.02	80.50	47.90	28.50	16.90	12.50	10.10
500.00	70.77	90.40	53.80	32.00	19.00	14.00	11.30
1000.00	76.62	97.90	58.20	34.60	20.60	15.20	12.20
2000.00	82.48	105.40	62.70	37.30	22.20	16.30	13.20
ESTACIÓN SOCABAYA							
50.00	104.20	107.30	79.20	47.10	28.00	20.70	16.60
100.00	112.35	115.70	85.40	50.80	30.20	22.30	17.90
200.00	118.23	121.80	89.80	53.40	31.80	23.40	18.90
500.00	134.73	138.80	102.40	60.90	36.20	26.70	21.50
1000.00	147.20	151.60	111.80	66.50	39.50	29.20	23.50
2000.00	159.66	164.40	121.30	72.10	42.90	31.60	25.50
ESTACIÓN CHARACATO							
50.00	109.77	113.00	83.40	49.60	29.50	21.80	17.50
100.00	127.25	131.10	96.70	57.50	34.20	25.20	20.30
200.00	120.01	123.60	91.20	54.20	32.20	23.80	19.20
500.00	168.62	173.70	128.10	76.20	45.30	33.40	26.90
1000.00	186.73	192.30	141.90	84.40	50.20	37.00	29.80
2000.00	204.98	211.10	155.80	92.60	55.10	40.60	32.70

Fuente: Elaboración Propia

Se realiza la prueba de bondad de ajuste con el método Kolmogorov– Smirnov, el calculo de los 11 datos se vera en *anexo digital*, en el siguiente cuadro veremos el calculo de la máxima diferencia correspondiene a la prueba 6.

Tabla II - 14 Prueba de bondad de ajuste – 3 Estaciones

Nº de orden (m)	Tr ((n+1)/m)	Precipitación ordenada de > a <(mm)	b calculado = α (y - β)	Distribución empírica P (X<Xm)	Distribución empírica P en % (X<Xm)	Distribución teórica P (X<Xm)	Distribución teórica P en % (X<Xm)	Diferencia Δ= I DT - DE I	Eleccion
Prueba de bondad de ajuste según Kolmogorov – Smirmov – ESTACIÓN CHIGUATA									
6	2.00	51.26	0.591	0.5000	50.00	0.5749	57.4888	0.0749	Δ máx.
Promedio		48.905	**Desviación estándar**		24.785				
n		11.000	0.0749< 0.410						
α=		0.039	***Δmax<Δc*** ***Cumple, por lo tanto el reajuste es aceptado***						
β=		36.108							
Δc		0.410							
Prueba de bondad de ajuste según Kolmogorov – Smirmov – ESTACIÓN SOCABAYA									
6	2.00	104.20	0.707379	0.500000	50.00	0.6108	61.0831	0.1108	Δ máx.
Promedio	93.578	93.578	***Desviación estándar***		49.462				
n	11.000	11.000	0.1108< 0.410						
α=	0.020	0.020	***Δmax<Δc*** ***Cumple, por lo tanto el reajuste es aceptado***						
β=	68.039	68.039							
Δc	0.410	0.410							
Prueba de bondad de ajuste –ESTACIÓN CHARACATO									
6	2.00	104.20	0.707379	0.500000	50.00	0.6108	61.0831	0.1108	*Δ máx.*
Promedio		93.578	***Desviación estándar***		49.462				
n		11.000	0.1108< 0.410						
α=		0.020	***Δmax<Δc*** ***Cumple, por lo tanto el reajuste es aceptado***						
β=		68.039							
Δc		0.410							

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.2.3 Calculo de la intensidad máxima

Se aplicara la formula USA: $I_{max} = \frac{KT^m}{t^n}$

$\ln I = \ln K + a \ln T - b \ln t$ Utilizaremos un sistema de ecuaciones con las siguientes incógnitas:

Y = Log (p),	A_0 = Log K
X_1 = Log (T)	A_1 = m
X_2 = Log (t)	A_2 = -n

Calculada la intensidad máxima para un periodo de retorno de 100 años, se hallara el caudal de diseño para asi obtener la luz y altura del puente.En las tablas del *anexo digital* referentes a la solución del sistema de ecuaciones para cada estación llegamos a los siguientes resultados.

ESTACIÓN CHIGUATA – SOLUCIÓN SISTEMA DE ECUACIONES

SUMATORIAS

Y Log(P)	X1 LOG(T)	X2 Log(t)	X1^2	X2^2	X1*X2	X1*Y	X2*Y	N
70.588	109.806	122.606	255.806	239.817	203.984	151.812	122.130	66

RESOLUCIÓN DE ECUACIONES

ln (i)=ln(K)+a ln(T) - b ln(D) Y=Ao + 1X1+A2X2

Y	=	Ao	+	A1X1		+	A2X2	
70.588	=	66	+	109.806	A1	+	122.606	A2
151.812	=	109.806	+	255.806	A1	+	203.984	A2
122.130	=	122.606	+	203.984	A1	+	239.817	A2

Resolviendo 1,2 y 3

EC. (1) Ao=1.6742

EC. (2) A1=0.4701

EC. (3) A2=-0.7465

Sustituyendo lo encontrado en la formula inicial

Ln K = 1.6742 → K = $e^{1.6742}$ → K= 5.335 m = 0.470 n = 0.747

Aplicando la formula USA - Estación Chiguata $I_{max} = \frac{5.335 * T^{0.470}}{t^{0.747}}$

- La Intensidad para un periodo de retorno de 100 años es de 7.49 mm/hr.
- Intensidad en Avenida Máxima: Imax = 25.17 mm/hr, el cual se da para un periodo de retorno de 1000 años y una duración de 15 minutos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ESTACIÓN SOCABAYA – SOLUCIÓN SISTEMA DE ECUACIONES

SUMATORIAS

Y Log(P)	X1 LOG(T)	X2 Log(t)	X1^2	X2^2	X1*X2	X1*Y	X2*Y	N
68.369	109.806	122.606	255.806	239.817	203.984	181.351	118.667	66

RESOLUCIÓN DE ECUACIONES

ln (i)=ln(K)+a ln(T) - b ln(D) Y=Ao + 1X1+A2X2

Matriz de solución

Y	=	Ao	+	A1X1		+	A2X2			
68.369	=	66	+	109.806	A1	+	122.606	A2	EC. (1)	Ao=0.7830
181.351	=	109.806	+	255.806	A1	+	203.984	A2	EC. (2	A1=0.9246
118.667	=	122.606	+	203.984	A1	+	239.817	A2	EC. (3)	A2=-0.692

Sustituyendo lo encontrado en la formula inicial

Ln K = 0.783 → K = $e^{0.783}$ → K= 2.188 m=0.925 n=0.692

Aplicando la formula USA - Estación Socabaya $I_{max} = \frac{2.188 * T^{0.925}}{t^{0.692}}$

- La Intensidad para un periodo de retorno de 100 años es de 23.74 mm/hr.
- Intensidad en Avenida Máxima: Imax = 378.74 mm/hr, el cual se da para un periodo de retorno de 1000 años y una duración de 15 minutos.

ESTACIÓN CHARACATO – SOLUCIÓN SISTEMA DE ECUACIONES

SUMATORIAS

Y Log(P)	X1 LOG(T)	X2 Log(t)	X1^2	X2^2	X1*X2	X1*Y	X2*Y	N
89.495	109.806	122.606	255.806	239.817	203.984	187.483	158.059	66

RESOLUCION ECUACIONES

ln (i)=ln(K)+a ln(T) - b ln(D) Y=Ao+A1X1+A2X2

Y	=	Ao	+	A1X1		+	A2X2		
89.495	=	66	+	109.806	A1	+	122.606	A2	EC. (1)Ao=1.7406
187.483	=	109.806	+	255.806	A1	+	203.984	A2	EC. (2)A1=0.5277
158.059	=	122.606	+	203.984	A1	+	239.817	A2	EC. (3)A2=0.6797

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Sustituyendo lo encontrado en la formula inicial

Ln K = 1.7406 → K = $e^{1.7406}$ → K= 5.701 m=0.528 n=0.680

Aplicando la formula USA - Estación Chiguata $I_{max} = \frac{5.701 * T^{0.528}}{t^{0.680}}$

- La Intensidad para un periodo de retorno de 100 años es de 10.28 mm/hr
- Intensidad en Avenida Máxima: Imax = 49.96 mm/hr, el cual se da para un periodo de retorno de 1000 años y una duración de 15 minutos

Tabla II - 15 Intensidad máxima para diversas duraciones de lluvia y periodos

INT. MÁX. PARA DIVERSOS TIEMPOS DE DURACIÓN DE LLUVIA Y PERIODOS DE RETORNO - 3 ESTACIONES								
ESTACIÓN CHIGUATA			ESTACIÓN SOCABAYA			ESTACIÓN CHARACATO		
D (min)	T (años)	Imax	D (min)	T (años)	Imax	D (min)	T (años)	Imax
15	500.00 1000.00 2000.00	13.12 18.17 25.17	15	500.00 1000.00 2000.00	105.12 199.53 378.74	15	500.00 1000.00 2000.00	24.04 34.66 49.96
30	500.00 1000.00 2000.00	7.82 10.83 15	30	500.00 1000.00 2000.00	65.07 123.52 234.45	30	500.00 1000.00 2000.00	15.01 21.64 31.19
60	500.00 1000.00 2000.00	4.66 6.46 8.94	60	500.00 1000.00 2000.00	40.28 76.46 145.13	60	500.00 1000.00 2000.00	9.37 13.51 19.47
120	500.00 1000.00 2000.00	2.78 3.85 5.33	120	500.00 1000.00 2000.00	24.94 47.33 89.84	120	500.00 1000.00 2000.00	5.85 8.43 12.16
180	500.00 1000.00 2000.00	2.05 2.84 3.94	180	500.00 1000.00 2000.00	18.84 35.75 67.86	180	500.00 1000.00 2000.00	4.44 6.4 9.23
240	500.00 1000.00 2000.00	1.65 2.29 3.18	240	500.00 1000.00 2000.00	15.44 29.3 55.61	240	500.00 1000.00 2000.00	3.65 5.26 7.59
Intensidad máxima		25.17 mm/hr	Intensidad máxima		378.74 mm/hr	Intensidad máxima		49.96 mm/hr

Fuente: Elaboración Propia

Conclusión: Intensidad máxima encontrada después del análisis en las tres estaciones es Imax= 378.74 mm/hr

- **Coeficiente de escorrentía para la intensidad máxima**

El coeficiente de escorrentía “C” puede ser clasificado según el cuadro:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura II - 12 Determinación del coeficiente de Escorrentía por características del cauce

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: Libro Hidrología Máximo Villon

Análisis: Como la pendiente del cauce encontrada es de 2.71% SUAVE, con cobertura vegetal con pastos y vegetación ligera y tipo de suelo semipermeable, se infiere que el coeficiente es de 0.40.

a. **Área de la cuenca (A):** el área de la cuenca es: **A=15.394 km²**

b. **Coeficiente de Uniformidad (K):** $K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25}+14}$ … (II -29)

Tc= Tiempo de concentración en horas.

c. **Tiempo de concentración:** El tiempo de concentración puede ser hallado por distintas fórmulas, como las siguientes:

- **Metodología de Kirpich (1940)**

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

$t_c = 0.01947 \cdot 6550^{0.77} \cdot 0.251^{-0.385}$= 28.77 minutos

- **California Culverts Practice (1942)**

$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ $t_c = 0.0195 \left(\frac{6550.00^3}{3040-2420}\right)^{0.385}$ = 41.94 minutos

- **Federal Aviation Administration (1970)**

$t_c = 0.7035 \frac{(1.1-C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$ $t_c = 0.7035 \frac{(1.1-0.40)6550^{0.50}}{0.251^{0.333}}$ = 63.152 minutos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis para el tiempo de concentración:

Tabla II - 16 Resultados del análisis para el tiempo de concentración

METODOLOGÍA	RESULTADO (min)
Kirpich	28.77
California Culverts Practice	41.94
Federal Aviation Administration	63.15
PROMEDIO ELEGIDO tc =	**44.62**

Fuente: Elaboración propia

Coeficiente de uniformidad (K)

$$K = 1 + \frac{0.744^{1.25}}{0.744^{1.25}+14} = 1.047$$

2.2.4 Calculo del Caudal Máximo

2.2.4.1 Método racional modificado – Periodo de retorno T=100 años

De lo analizado en las tres estaciones se concluye con el siguiente cuadro:

Tabla II - 17 Intensidad máxima (T=100 años) – 3 Estaciones

ESTACIÓN	Intensidad máxima T=100 años (mm/hr)
Chiguata	6.16
Socabaya	23.74
Characato	10.28
Máxima Intensidad elegida	**23.74**

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando en la fórmula de caudal:

$Q = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A \cdot K0.278 \cdot 0.4 \cdot 23.74 \cdot 15.394 \cdot 1.047 = 42.55\ m^3/s$

2.2.4.2 Método de Mac Math

Para el cálculo de las máximas avenidas se usara la siguiente formula:

$$Q = 0.0091 \cdot C \cdot I \cdot A^{4/3} \cdot S^{1/5}$$

Dónde: C = Factor de escorrentía de Mac Math I = Intensidad máxima de precipitaciónA = Área de la cuenca en has S = Pendiente promedio del cauce principal en $^0/_{00}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El factor de escorrentía de Mac Math se compondrá de tres factores de acuerdo a las características de la cuenca.

Tabla II - 18 Factor de escorrentía de Mac Math

Vegetación		Suelo		Topografía	
Cobertura (%)	**C_1**	**Textura**	**C_2**	**Pendiente (%)**	**C_3**
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0 – 0.2	0.04
80-100	0.12	Ligera	0.12	0.2 – 0.5	0.06
50-80	0.16	Media	0.16	0.5 – 2.0	0.06
20-50	0.22	Fina	0.22	2.0 – 5.0	0.10
0-20	0.30	Rocosa	0.30	5.0 – 10.0	0.15

Fuente: Elaboración propia

Para nuestro caso entonces tenemos: C1= 0.22, C2= 0.22, C3=0.06

Por lo tanto C = 0.22 + 0.22 + 0.06 = 0.50

Reemplazando en la ecuación se tiene que para un periodo de retorno de 100 años: La intensidad Imax=23.74 mm/hr.

Pasando el valor a mm por día de tal manera que se obtenga una intensidad anual 23.74 mm/hr * 24 horas = 569.76 mm

El factorC = 0.5 El área A = 15390.40 ha La pendiente S = 0.0271 º/oo

$$Q = 0.0091 \cdot\ 0.5 \cdot 23.74 \cdot 15390.4^{4/5} \cdot 0.0271^{1/5} = 117.46\ m^3/s$$

2.2.4.3 Método del número de curva

$$Q_{max} = q \cdot Q \cdot A \quad \ldots(*)$$

Calculo de escurrimiento directo el cual está dado por la ecuación:

$$Q = \frac{[N(P + 50.8) - 5080]^2}{N[N(P - 203.2) + 20320]}$$

La descripción que se le da a la cuenca de 15.39 km^2 que estudiamos es: El uso de la tierra es descuidado sin cultivos, con infiltración moderada cuando están mojadas y suelos con texturas moderadamente gruesas y finasLo que la clasificaría en el grupo hidrológico “B”.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura II - 13 Determinación del número de curva

Cobertura			Número de Curva (Grupo Hidrológico)			
Uso de la tierra	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Descuidado, en descanso, sin cultivos	Surcos rectos	---	77	86	91	94
Cultivos	Surcos rectos	pobre	72	81	88	91
	Surcos rectos	buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	buena	65	75	82	86
	Curv de nivel y en terrazas	pobre	66	74	80	82
	Curv de nivel y en terrazas	buena	62	71	78	81

Fuente: Libro Hidrología Máximo Villon

De esto se deduce que el número de curva para nuestro caso es N=86. Por otro lado la altura de precipitación para un periodo de retorno de T=100 años es de Imax= 23.74mm/hr, entonces se exige que para la utilización de la ecuación para Qmax que la precipitación sea calculada para una duración de 6 horas, por lo que la precipitación tiene una altura de P= 142.44 mm.

$$Q = \frac{[86(142.44 + 50.8) - 5080]^2}{86[86(142.44 - 203.2) + 20320]} \rightarrow \ Q = 102.56\ mm$$

Calculo del Gasto Unitario Si tenemos que, tc= 41.94 minutos= 0.699 horas.Con la siguiente figura, según el tiempo de concentración "Tc" se halla un gasto unitario "q".

Figura II - 14 Gasto unitario según el tiempo de concentración

Tc	q	Tc	q	Tc	q
•0.1	0.337	1.0	0.158	8.0	0.039
0.2	0.300	1.5	0.120	10.0	0.034
0.3	0.271	2.0	0.100	12.0	0.030
0.4	0.246	2.5	0.086	14.0	0.027
0.5	0.226	3.0	0.076	16.0	0.025
0.6	0.208	4.0	0.063	18.0	0.023
0.7	0.195	5.0	0.054	20.0	0.021
0.8	0.190	6.0	0.048	22.0	0.020
0.9	0.168	7.0	0.043	24.0	0.019

Fuente: Libro Hidrología Máximo Villon

Para Tc=0.699 hr → q= 0.195 $m^3/s/mm/km^2$

Calculo del caudal Máximo, de la ecuación (*)

$$Q_{max} = 0.195 \frac{m^3/s}{mm - km^2} \cdot 102.56mm \cdot 15.39km^2 = 307.79\ m^3/s$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 19 Resumen del cálculo máximo de diseño

MÉTODO	CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO PARA T=100 AÑOS (m3/seg)
Método Racional Modificado	42.55
Método de Mac Math	117.46
Método del Numero de curva	307.79
Caudal máximo de diseño	**155.93**

Fuente: Elaboración propia

$$Q_{max\ diseño} = 155.93\ m^3/s$$

2.2.5 Análisis Hidráulico

2.2.5.1 Condiciones de estabilidad del cauce – Teoria de régimen

Se va a determinar dos parámetros de carácter hidráulico siendo estos el **ancho estable del rio**, **tirante medio** y la **velocidad media del rio** lo que posteriormente nos servirá para el estudio de socavación.

2.2.5.1.1 Teoría del régimen estable de Blench

El método de Blench usado para considera el factor de fondo Fb y el factor de margen Fs, ambos factores que se enfocan en la sedimentación que se podría producir con el tiempo.

$$B = \left(\frac{F_b}{F_s} \cdot Q\right)^{1/2}$$ Donde Q es el caudal de diseño (m^3/s) … (**)

$$Y = 1.02\left(\frac{F_s}{{F_b}^2} \cdot Q\right)^{1/3}$$ … (***)

Para establecer los valores de Fb y Fs se debe de determinar el diámetro mínimo de las partículas del fondo del cauce, siguiendo la ecuación:

$$Dm = 0.01 \sum D_i \cdot P_i$$ Donde Dm estará en mm

De acuerdo al análisis granulométrico de suelos el diámetro mínimo en el mismo cauce, por lo que Dm estrato de cimentación es 16.56mm y Dm del cauce es 7.12mm, ambos valores mayores a 0.5, recomendandose un Fb= 1,2. Para estimar el valor de Fs se usara el siguiente cuadro.

Tabla II - 20 Clasificación del parámetro Fs

GRADO DE COHESIÓN	TIPO DE SUELO	Fs
Escaso	Arena	0.1
Mediano	Limo	0.2
Alto	Arcilla	0.3

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El factor es Fs= 0.1. Con estos datos de Fb y Fs, además del caudal de diseño que ya conocemos se procede a reemplazar en las ecuaciones (**) y (***) con lo que se obtiene: $B = 1.81\left(\frac{1.2}{0.1}\cdot 155.93\right)^{1/2} \rightarrow \quad B = 78.30\, m$

$$Y = 1.02\left(\frac{0.1}{1.2^2}\cdot 155.93\right)^{1/3} \rightarrow \quad Y = 2.25\, m$$

2.2.5.1.2 Metodología Lacey

$$V = 0.2423Q^{5/} \quad \ldots \text{(II -40)}$$

Con Q = 155.93 m^3/s y Dm= 7.12 mm se obtiene: $V = 0.2423Q^{\frac{5}{36}}D_m{}^{\frac{13}{72}} \rightarrow$

$V = 0.2423 \cdot 155.93^{\frac{5}{36}} \cdot 7.12^{\frac{13}{72}} \qquad V = 0.70\, m/s$

Conclusión: Se prevé que el ancho mínimo es 78.30 m, el tirante medio que alcanzara el rio será de 2.25 m y la velocidad media del cauce con el que fluye el rio es de 0.7 m/s, a partir de esto se comenzara a diseñar el puente.

2.2.6 Socavación

Es la suma de una socavación general y una socavación local producida en el lecho del rio. $S_T = S_G + S_L$

2.2.6.1 Socavación normal o general

Generada al descender el nivel del fondo del rio luego del pase de una creciente por al aumento de la capacidad de arrastre de materiales sólidos en el fondo del rio. Para hallar la socavación se utiliza el método Lischtvan – Lebediev que es ampliamente utilizado para cauces generales con arrastre

- **Método Lischtvan – Lebediev**

Tabla II - 21 Clasificación para socavación general

	Cauce	Material de Fondo	Distribución de material en el fondo
Socavación general	Definido	Cohesivo	Homogénea Heterogénea
		No Cohesivo	Homogénea Heterogénea
	Indefinido	Cohesivo	Homogénea Heterogénea
		No Cohesivo	Homogénea Heterogénea

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

El material de fondo es No Cohesivo y su distribución es Homogenea.

Existe una velocidad real de corriente de rio (Vr) y una velocidad de erosión (Ve) con la que se comenzaran a deslizar los materiales sólidos del fondo, que para suelos no cohesivos se expresa de la siguiente forma.

$$V_r = \frac{\propto H_O{}^{5/3}}{Hs}[m/s] \qquad V_e = 0.68\beta {d_m}^{0.28} H_S[m/s]$$

α es Fracción de la fórmula de Manning, B es Coeficiente que depende de la frecuencia en que se repite de la avenida que se estudia y dm = Diámetro medio en milímetros de los granos del fondo $Dm=0.01 \sum D_i \cdot P_i$

Se definira la altura de socavación cuando la velocidad de corriente Vr capaz de producir arrastre de sólidos y la velocidad necesaria para que el fondo comience a degradarse sean iguales, en este estado la erosión se detendrá $V_e = V_r$

Igualando ambos términos ya enunciados se obtiene: $\frac{\propto H_O{}^{5/3}}{Hs} = 0.68\beta {d_m}^{0.28} H_S$

De donde ya podemos hallar el valor de la profundidad de socavación Hs:

$$Hs = \left(\frac{\propto H_O{}^{5/3}}{0.68\beta {d_m}^{0.28}}\right)^{\frac{1}{(1+x)}}$$

La socavación general esperada será: $Sc = Hs - Hm$

De la fórmula de Manning se considera constante la rugosidad en toda la sección además también de una pendiente constante a la expresión $\frac{1}{n} S^{1/2}$denominandola α, con lo que la formula quedaría como $\propto = \frac{Q_d}{{H_m}^{5/3} B_e \mu}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 22Coeficiente de contracción "μ"

Velocidad media en la sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla II - 23 Valores De x para suelos no cohesivos

SUELOS NO COHESIVOS			
dm (mm)	x	dm (mm)	x
0.00	0.00	25.00	0.31
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27
1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.36	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19

Tabla II - 24 Valores del coeficiente β

Periodo de retorno del gasto de diseño (años)	Coeficiente β
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

Para el cálculo de μ, según nuestros resultados V= 0.7 m/s para cualquier distancia entre los estribos el valor de μ = 1.00;

x = 0.35 , pues diámetro medio es 7.12 mm y el mayor inmediato es 8 mm

β = 1.00, pues el periodo de retorno para el caudal máximo es de 100 años

Por lo que: $\frac{1}{(1+x)} = 0.5$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

$H_m = \frac{A_H}{B_e}$ → A_H= Área hidráulica

El área hidráulica lo obtendremos de forma gráfica a partir del tirante medio hallado Y y la topografía como se puede ver en la siguiente figura.

Donde V= 0.70 m/s y Q= 155.93 m^3 → A_H= 23.5 m^2 De la teoría de Blench se obtiene B= 78.30 m, Por lo que Hm = 0.30 m

$$Para \ \propto = \frac{Q_d}{{H_m}^{5/3} B_e \mu} \rightarrow \propto = \frac{155.93}{0.3^{5/3} \cdot 78.30 \cdot 1.0} \rightarrow \propto = 14.81$$

Para el valor de Ho usaremos Hm como el valor inicial

Entonces: $H_S = \left(\frac{\propto {H_O}^{5/3}}{0.68 \beta {d_m}^{0.28}}\right)^{\frac{1}{(1+x)}} \rightarrow \left(\frac{14.8 \cdot 0.30^{5/3}}{0.68 \cdot 1.0 \cdot 7.12^{0.28}}\right)^{0.5} \rightarrow H_S = 1.30 \text{ m}$

Por lo tanto la profundidad de socavación general respecto al fondo del cauce

SG= 1.30- 0.30= 1.00 m

2.2.6.2 Socavación normal Local

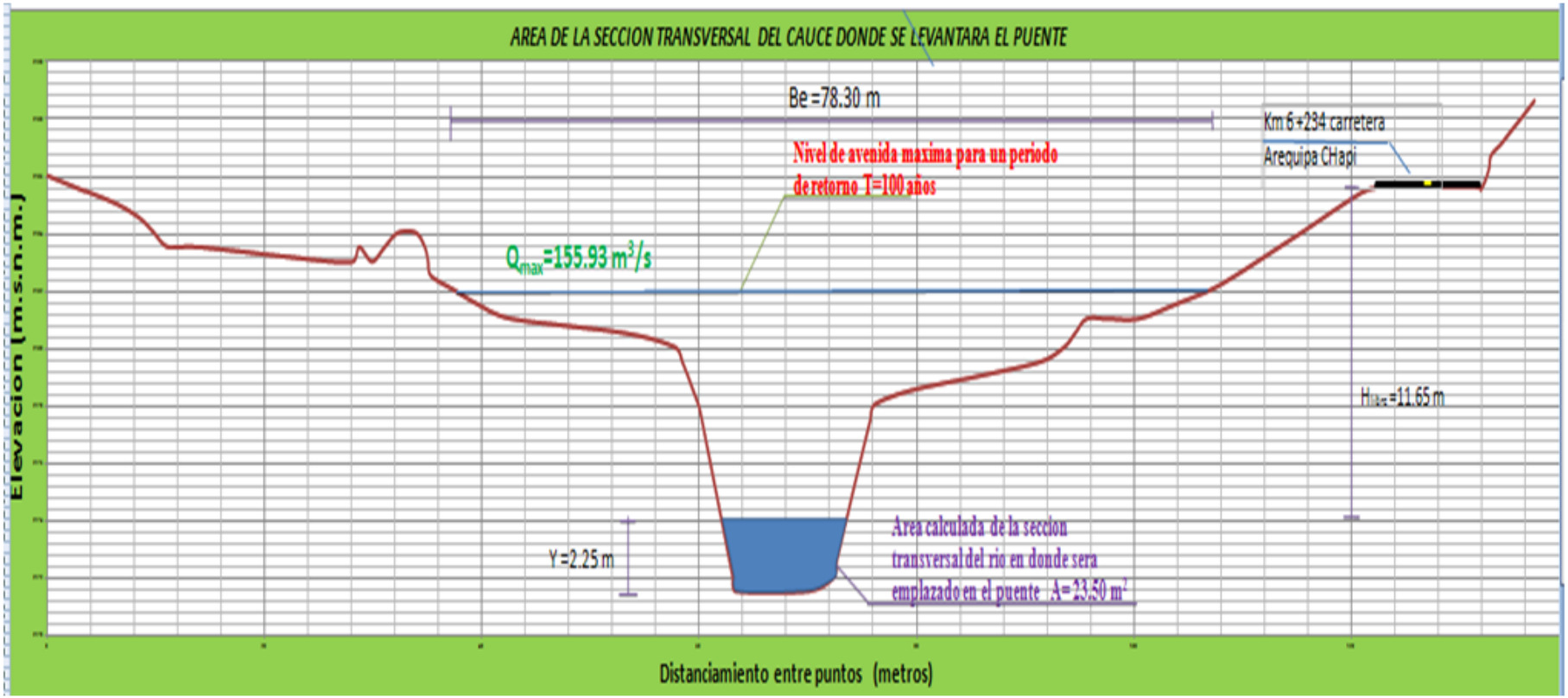
Para el cálculo de la socavación local el método más empleado es el propuesto por Laursen:

$$\frac{y_s}{b} = 1.70 \cdot \left(\frac{q^{2/3}}{b}\right)^{0.78}$$

No obstante, el nivel máximo de aguas en un periodo de 100 años alcanza a 2.25 metros desde el nivel actual, nivel que se encuentra a 2.5 metros bajo el nivel de la zapata, por lo que no podría hacerse efectivo el valor de (Ys) y no influye este valor para nuestro estudio. Entonces el valor total de la socavación es S= 1.00 metros.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Figura II - 15 Sección transversal del cauce en el punto donde se emplazara el puente



Fuente: Elaboración Propia

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.3 Estudios geológicos y geotécnicos

2.3.1 Estudios geológicos

2.3.1.1 Geología regional

La geología regional circundante al área en estudiocorresponde al afloramiento de rocas con edades desde el antiguo Paleozoico hasta el Cuaternario reciente.En cuanto a la estratigrafía, están presentes: la llamada **Basemento** constituido por rocas sedimentarias e intrusivas pertenecientes al grupo Yura, **Senca** producto de la erupción del volcán Chachani que dieron origen a los tufos volcánicos: Rosado, Basal, Sillar, Estratificado (Salmon), Fluvioglaciares, Depósitos Piroclasticos, depósitos Morreicos y los materiales Aluviales.

2.3.1.2 Geológica local

En el panel fotográfico de la parte final de la tesis se puede apreciar el área circundante, en cuanto a las características del material de acuerdo a los ensayos de suelos encontramos que están compuestos de grava y arena, a su vez son materiales pocamente cohesivos, y de lo observado al momento de realizar las calicatas se observó que la dureza de las rocas dan la probabilidad de soportar muy bien a los apoyos que decidimos colocar (estribos).

A. **Estratigrafía a la margen derecha del Rio Yarabamba:** La formación de Diorita se depositaron en la cuenca elegida para la construcción del puente.El material observado aqui corresponde a los depósitos barrosos, 1.0 m de grava mal gradada por debajo de la anterior, ya por la superficie se encuentra bolonería.Por debajo del colchón aluvial, cuya profundidad no ha sido sondeada, estimamos que el subsuelo consiste de una alternancia de capas de arena con grava en niveles más delgados.
B. **Estratigrafía a la margen izquierda del Rio Yarabamba:** Presente las rocas metamórficas de la formación de dioritas, las que poseen una alta dureza, además la formación barrosa que también forma parte de nuestra geología. La composición entre arena y grava está presente en la parte izquierda del puente, donde también sirven como elementos fe agregado para la construcción del puente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

C. Estratigrafía en el lecho del Rio Yarabamba: La formación de diorita está presente, material aluvial en cantos rodados y arena además de material fluvial formando por arenas de diferente clase y material suelto; actualmente la presencia de agua es escasa. Pero las precipitaciones de verano y primavera generan un caudal en el cauce del rio.

2.3.1.2.1 Caracterización de unidades geológicas

Para la región Arequipa, de acuerdo con las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, así como la geología local de la zona. Y de acuerdo a la carta geológica usada 34 T – Puquina nuestra zona con una influencia de 500 m a todo lado del puente se tiene:

Figura II - 16 Mapa geológico de Arequipa – Cuadrángulo Puquina

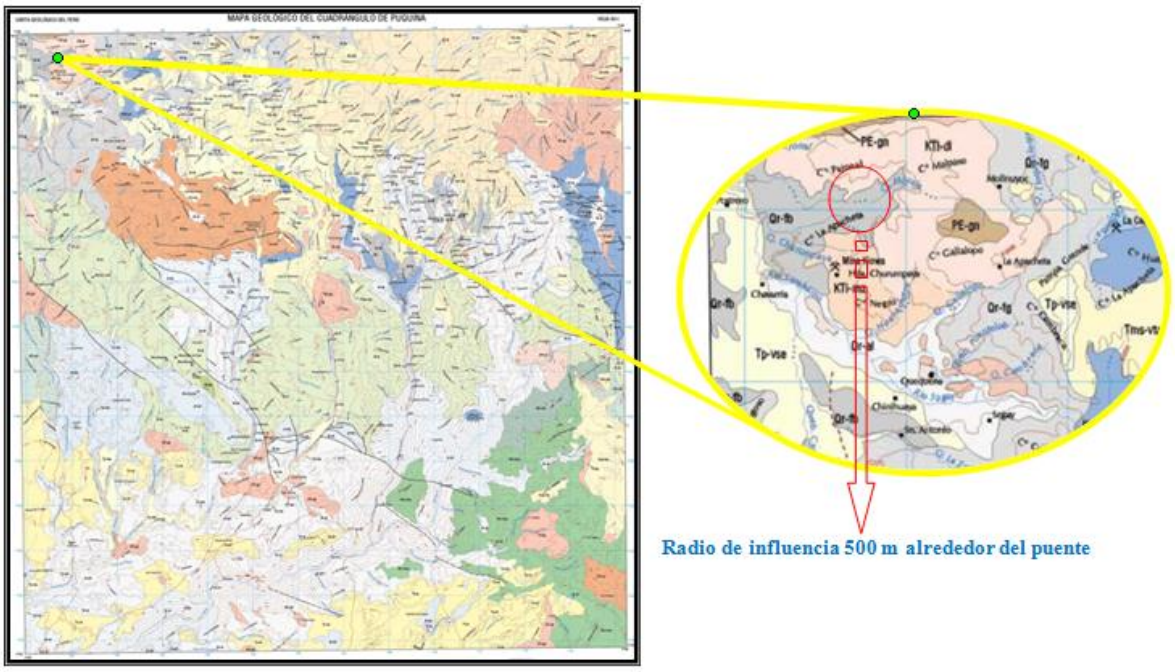


Tabla II - 25 Información geológica de nuestros suelos en estudio

IMPORTANCIA	EDAD	FORMACIÓN	Descripción de las rocas	Simbología
Mayor área de influencia	Cuaternario Resiente	Depósitos de flujo de barros	Roca sedimentaria y volcánica	Qr - fb
Menor área de influencia	Cretácico Terciario inferior	Diorita	Rocas intrusivas metamórficas	KTI - di

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

2.3.1.2.2 Consideraciones finales

Para Arequipa se elaboro el estudio de microzonificación sísmica y como resultados de la investigación un mapa de isoperiodos, teniendo para todo el distrito de Socabaya y Characato una variación de periodos entre 0.35m seg y 0.40 seg lo que se toma como referencia para el análisis sísmico. Se considera a la zona de Socabaya como **lugares con bajo riesgo**, lo que es posible ya que nuestro tipo de suelo entre grava y arenas con cohesión casi nula.

2.3.2 Estudios geotécnicos

2.3.2.1 Introducción

Contiene la descripción de los trabajos de campo, laboratorio y gabinete referente a los estudios de Suelos, que permitirá investigar el subsuelo del terreno; por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploración o calicatas “a cielo abierto”, ensayos de laboratorio estándar y especiales a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia y deformación, y labores de gabinete en base a los cuales se define los perfiles estratigráficos, tipo y profundidad de cimentación, Capacidad Portante Admisible.

El programa seguido para los fines propuestos, fue el siguiente:

- Reconocimiento del terreno
- Distribución y ejecución de calicatas para toma de muestras disturbadas.
- Ejecución de ensayos de laboratorio
- Evaluación de los trabajos de campo y laboratorio
- Perfiles estratigráficos
- Análisis de la Capacidad Portante Admisible
- Conclusiones y Recomendaciones

2.3.2.2 Acceso del área en estudio

Tiene una buena accesibilidad tomando como vía de acceso la Carretera asfaltada Arequipa – Chapi, y una trocha carrozable para acceder al área en estudio, en este caso los estudios de suelos correspondientes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

2.3.2.3 Sobre la toma de muestras en el lugar de ejecución del puente

El puente constara de 3 pilares y 2 estribos conformando la subestructura, por la geología similar en la zona y observación del lugar, consideramos que donde se emplazaran los estribos el suelo es similar y se realizara una sola calicata denominada C 01, además para los dos pilares extremos también servirá este criterio, ya que también se aprecian las mismas condiciones, mientras que para el pilar central se ha realizado una calicata C 02 debido a que las condiciones de esta son distintas pues se ubica muy cerca al cauce del rio.

2.3.2.4 Investigaciones de campo

2.3.2.4.1 Trabajos de campo

A. **Calicatas o Pozos de Exploración:** Se realizaron dos (02) calicatas "a Cielo Abierto", designados como C01, y C02, ubicados convenientemente, con profundidades suficientes de acuerdo a la intensidad de las cargas estimadas, utilizando para la extracción del material Retroexcavadora, y herramientas convencionales (pala, pico y barreta) hasta llegar a la profundidad estimada de 3.40 m. Cabe mencionar que hasta la profundidad explorada no se encontró nivel freático.

B. **Muestreo y Registros de Exploración:** Se tomaron muestras disturbadas representativas de los estratos atravesados en cada calicata y en cantidades suficientes para los ensayos de Laboratorio. Paralelamente se realizaron los registros de exploración, en los que se indican las diferentes características de los estratos, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc.

2.3.2.5 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio Estándar y Especiales, fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UCSM; bajo las Normas de la American Society For Testing and Materials (A.S.T.M). Así mismo la certificación de los Ensayos de laboratorio de cada uno de los estratos encontrados en el Estudio de Suelos se presenta en los Certificados emitidos por el Laboratorio en mención.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Ensayos Estándar y Especiales:** Segun la norma E 050

Tabla II - 26 Ensayos de laboratorio

Nombre de ensayo	Norma ASTM
Análisis Granulométrico	D-422
Humedad natural	D-2216
Proctor Modificado-Densidades Máx. y Mín.	D-1557
Clasificación AASHTO	D-3282
Clasificación SUCS	D-2487

Nota: Los ensayos de Límite líquido y plástico según la Norma ASTM D-4318, no se realizaron por no encontrarse presencia de arcilla.

2.3.2.5.1 Clasificación de suelos

Tabla II - 27 Clasificación de suelos C01-E01

Identificación de la muestra :			**CALICATA 01 (estribo)**		**C01-E01**
Peso total de la muestra seca :			2,599.50	gr	
TAMIZES	**ABERTURA**	**PESO RETENIDO**	**% RET PARCIAL**	**% RET ACUM**	**% PASA**
2"	50.800	0	0.00	0.00	100.00
11/2"	38.100	210	8.08	8.08	91.92
1"	25.500	474	18.23	26.31	73.69
3/4"	19.050	111.8	4.30	30.61	69.39
1/2"	12.700	69	2.65	33.27	66.73
3/8"	9.525	75	2.89	36.15	63.85
1/4"	6.350	39	1.50	37.65	62.35
Nª 4	4.750	135	5.19	42.85	57.15
Nª 8	2.380	49.9	1.92	44.77	55.23
N° 10	2.000	268.5	10.33	55.10	44.90
Nº20	0.840	194.5	7.48	62.58	37.42
Nº30	0.590	223	8.58	71.16	28.84
Nº 40	0.420	192.6	7.41	78.57	21.43
N 50	0.297	168	6.46	85.03	14.97
Nº 80	0.180	194	7.46	92.49	7.51
N° 100	0.150	43	1.65	94.15	5.85
N° 200	0.075	129.5	4.98	99.13	0.87
FONDO		22.7	0.87	100.00	0.00
		2599.5	100.00		
PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MUESTRA C01-E01					
PORCENTAJE DE GRAVA			*42.8*		
PORCENTAJE DE ARENA			*56.3*		
PORCENTAJE DE FINOS			*0.9*		
Cc			*0.316*		
Cu			*25.688*		
Límite líquido (%)			*-*		
Índice plástico (%)			*NP*		
Clasificación:		*SUCS.*	***SP***		
		AASHTO	*A - 3 (0)*		
CALIDAD DEL MATERIAL			*Excelente a bueno*		

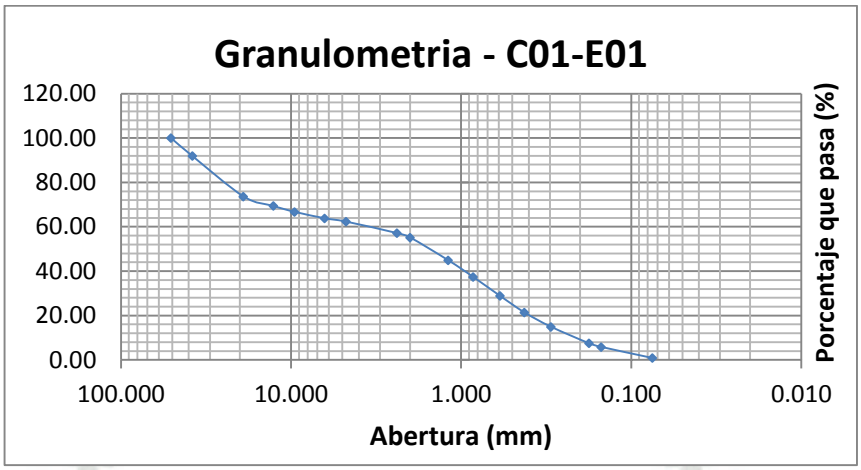
Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica II - 3 Curva granulométrica C01-E01



Fuente: Elaboración propia

Tabla II - 28 Clasificación de suelos C01-E02

Identificación de la muestra :			**CALICATA 01 (ESTRIBO)**		**C01-E02**
Peso total de la muestra seca :			2,898.50 gr		
TAMIZES	**ABERTURA**	**PESO RETENIDO**	**% RET PARCIAL**	**% RET ACUM**	**% PASA**
2"	50.800	0	0.00	0.00	100.00
11/2"	38.100	109	3.76	3.76	96.24
1"	25.500	214	7.38	11.14	88.86
3/4"	19.050	191	6.59	17.73	82.27
1/2"	12.700	110	3.80	21.53	78.47
3/8"	9.525	159	5.49	27.01	72.99
1/4"	6.350	93	3.21	30.22	69.78
Nª 4	4.750	260	8.97	39.19	60.81
Nª 8	2.380	90	3.11	42.30	57.70
N° 10	2.000	369.5	12.75	55.05	44.95
Nº20	0.840	275	9.49	64.53	35.47
Nº30	0.590	300	10.35	74.88	25.12
Nº 40	0.420	233.5	8.06	82.94	17.06
N 50	0.297	186.5	6.43	89.37	10.63
Nº 80	0.180	162	5.59	94.96	5.04
N° 100	0.150	8.5	0.29	95.26	4.74
N° 200	0.075	101.5	3.50	98.76	1.24
FONDO		36	1.24	100.00	0.00
		2898.5	100.00		

PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MUESTRA C01-E02		
PORCENTAJE DE GRAVA		*39.2*
PORCENTAJE DE ARENA		*59.6*
PORCENTAJE DE FINOS		*1.2*
Cc		*0.427*
Cu		*14.561*
Límite líquido (%)		-
Índice plástico (%)		*NP*
Clasificación:	*SUCS.*	***SP***
	AASHTO	*A - 3 (0)*
CALIDAD DEL MATERIAL		*Excelente a bueno*

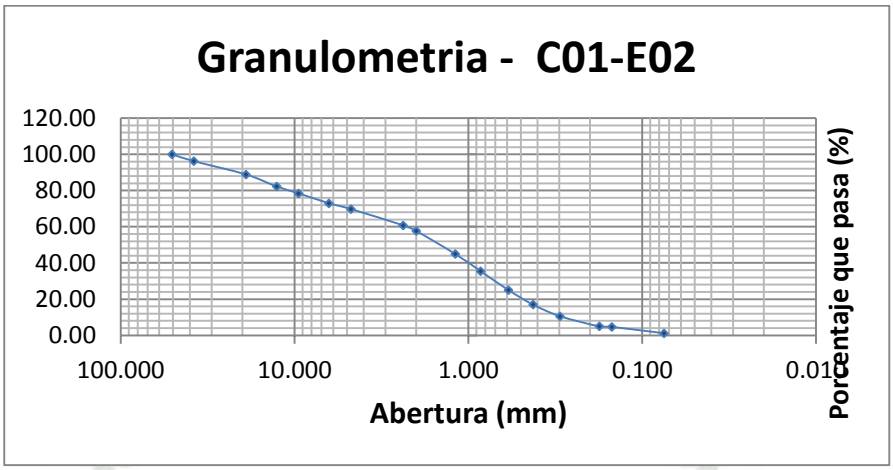
Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica II - 4 Curva Granulométrica C01-E02



Fuente: Elaboración propia

Tabla II - 29 Clasificación de suelos C01-E03

Identificación de la muestra :			**CALICATA 01 (ESTRIBO)**		**C01-E03**
Peso total de la muestra seca :			**4,279.50**	**gr**	
TAMIZES	**ABERTURA**	**PESO RETENIDO**	**% RET PARCIAL**	**% RET ACUM**	**% PASA**
2"	50.800	0	0.00	0.00	100.00
11/2"	38.100	869	20.31	20.31	79.69
1"	25.500	1044	24.40	44.70	55.30
3/4"	19.050	276	6.45	51.15	48.85
1/2"	12.700	124.5	2.91	54.06	45.94
3/8"	9.525	135	3.15	57.21	42.79
1/4"	6.350	80.5	1.88	59.10	40.90
Nª 4	4.750	240	5.61	64.70	35.30
Nª 8	2.380	76.5	1.79	66.49	33.51
N° 10	2.000	353	8.25	74.74	25.26
Nº20	0.840	246.5	5.76	80.50	19.50
Nº30	0.590	248	5.80	86.30	13.70
Nº 40	0.420	194.5	4.54	90.84	9.16
N 50	0.297	146.5	3.42	94.26	5.74
Nº 80	0.180	126	2.94	97.21	2.79
N° 100	0.150	7.5	0.18	97.38	2.62
N° 200	0.075	86.5	2.02	99.40	0.60
FONDO		25.5	0.60	100.00	0.00
		4279.5	100.00		

***PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MUESTRA* C01-E03**		
PORCENTAJE DE GRAVA		*64.7*
PORCENTAJE DE ARENA		*34.7*
PORCENTAJE DE FINOS		*0.6*
Cc		*0.390*
Cu		*61.867*
Límite líquido (%)		-
Índice plástico (%)		*NP*
Clasificación:	*SUCS.*	***GP***
	AASHTO	*A-2-4 (0)*
CALIDAD DEL MATERIAL		*Excelente a bueno*

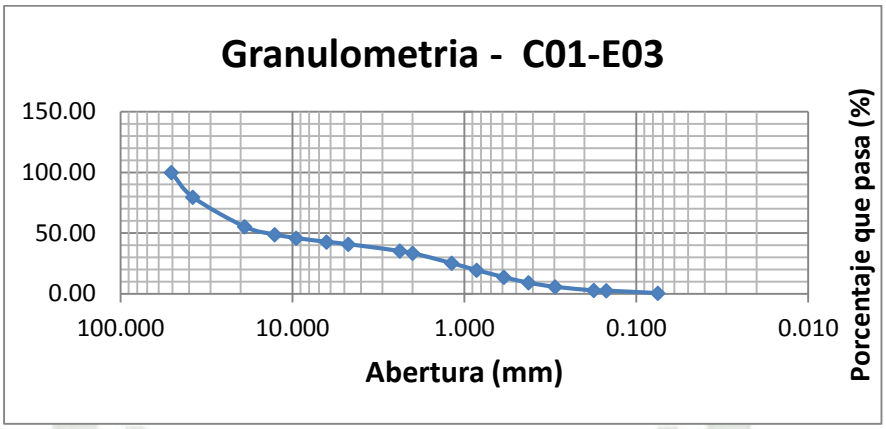
Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica II - 5 Curva Granulométrica C01-E03



Observación: Se considera esta granulometría para ambos estribos, ya que las características geológicas de la zona indican que son similares.

Tabla II - 30 Clasificación de suelos C02-E01

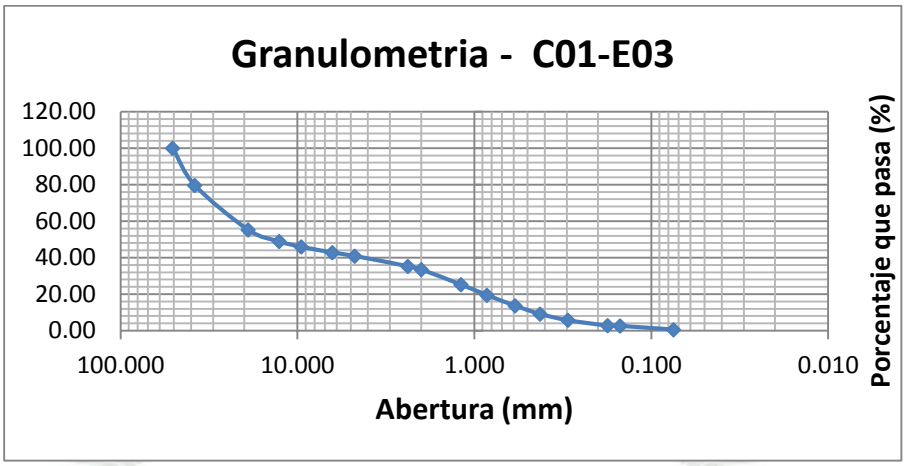
Identificación de muestra :	CALICATA 02 – PILAR A UN COSTADO DEL RIO.				**C02-E01**
Peso total de muestra seca :		2,440.50	gr		
TAMIZES	**ABERTURA**	**PESO RETENIDO**	**% RET PARCIAL**	**% RET ACUM**	**% PASA**
2"	50.800	0	0.00	0.00	100.00
11/2"	38.100	147.5	6.04	6.04	93.96
1"	25.500	63.5	2.60	8.65	91.35
3/4"	19.050	201	8.24	16.88	83.12
1/2"	12.700	174	7.13	24.01	75.99
3/8"	9.525	124.5	5.10	29.11	70.89
1/4"	6.350	129.5	5.31	34.42	65.58
Nª 4	4.750	103	4.22	38.64	61.36
Nª 8	2.380	296.5	12.15	50.79	49.21
N° 10	2.000	93.5	3.83	54.62	45.38
Nº20	0.840	606	24.83	79.45	20.55
Nº30	0.590	189	7.74	87.20	12.80
Nº 40	0.420	125.5	5.14	92.34	7.66
N 50	0.297	87	3.56	95.90	4.10
Nº 80	0.180	58	2.38	98.28	1.72
N° 100	0.150	11	0.45	98.73	1.27
N° 200	0.075	17	0.70	99.43	0.57
FONDO		14	0.57	100.00	0.00
		2440.5	100.00		
PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MUESTRA					
PORCENTAJE DE GRAVA			*38.6*		
PORCENTAJE DE ARENA			*60.8*		
PORCENTAJE DE FINOS			*0.6*		
Cc			*0.736*		
Cu			*9.018*		
Límite líquido (%)			*-*		
Índice plástico (%)			*NP*		
Clasificación:	*SUCS.*		***SP***		
	AASHTO		*A - 3 (0)*		
CALIDAD DEL MATERIAL			*Excelente a bueno*		

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Grafica II - 6 Curva granulométrica Pilar



Fuente: Elaboración propia

2.3.2.5.2 Perfiles Estratigráficos

Se efectuaron dos (02) perfiles

Tabla II - 31 Perfil estratigráfico Estribos

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO						
Proyecto:	Análisis y diseño comparativo en la aplicación de concreto reforzado y concreto Presforzado – Postensado para la construcción del puente Quebrada Honda					CALICATA 01
Ubicación:	**Sector:** Quebrada Honda **Distrito:** Yarabamba		**Provincia:** Arequipa		**Dpto. :** Arequipa	
Técnica de investigación:	Calicata (01)		**Dimensión de calicata:** Largo: 2.00 m		Ancho: 1.50 m	
Profundidad final:	3.00 m		**Nivel freático:** No se encontró			
Profundidad (metros)	**Estrato**	**Muestra**	**Símbolo grafico**	**Clasificación SUCS**	**Descripción del suelo**	**Observaciones**
0.00 0.50 1.00	**1**	**C01-E01**	SP	SP	Arena mal gradada	Terreno con presencia de raíces color café oscuro y ligeramente húmedo
1.50 2.00	**2**	**C01-E02**	SP	SP	Arena mal gradada	Terreno color café ligeramente húmedo y con presencia de bolones en 5% de tamaño máximo de 20 cm
2.50 3.00	**3**	**C01-E03**	GP	GP	Grava mal gradada	Color café oscuro con presencia de bolones en 20% de tamaño máximo de 50 cm. (medianamente húmedo)

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

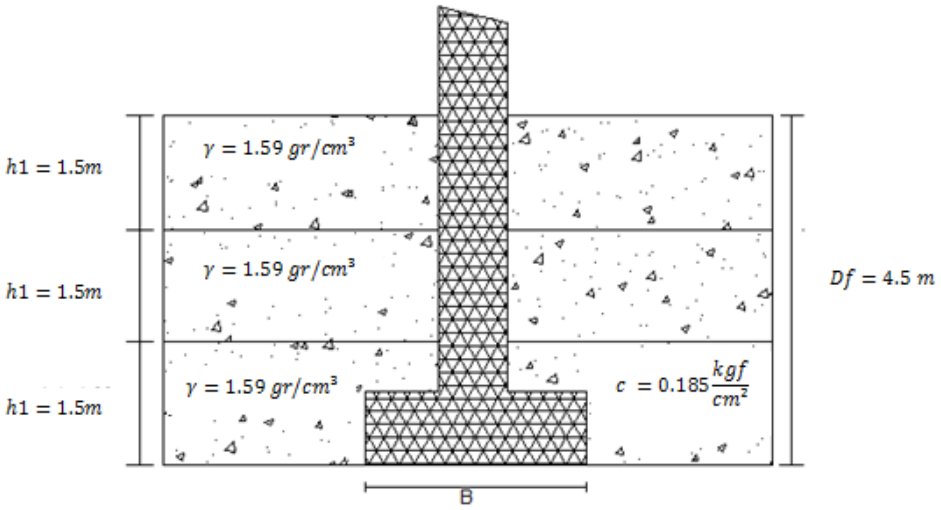
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 32 Perfil Estratigráfico Pilar

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO						
Proyecto:	Análisis y diseño comparativo en la aplicación de concreto reforzado y concreto Presforzado – Postensado para la construcción del puente Quebrada Honda					**CALICATA 02**
Ubicación:	**Sector:** Quebrada Honda **Distrito:** Yarabamba **Provincia :** Arequipa **Dpto. :** Arequipa					
Técnica de investigación:	Calicata (02)		**Dimensión de calicata:** Largo: 2.00 m		Ancho: 1.50 m	
Profundidad final:	3.00 m		**Nivel freático:**		No se encontró	
Profundidad (metros)	**Estrato**	**Muestra**	**símbolo grafico**	**Clasificación SUCS**	**Descripción del suelo**	**Observaciones**
0.00 0.50 1.00	**1**	**C01-E01**	SP	SP	Arena mal gradada	Terreno color café claro poco húmedo y con presencia de bolones en 5% de tamaño máximo de 40 cm
1.00 1.50 2.00	**1**	**C01-E02**	SP	SP	Arena mal gradada	Terreno color café claro ligeramente húmedo y con presencia de bolones en 5% de tamaño máximo de 40 cm
2.00 2.50 3.00	**1**	**C01-E03**	SP	SP	Arena mal gradada	Terreno color café claro medianamente húmedo y con presencia de bolones en 7% de tamaño máximo de 40 cm

Fuente: Elaboración propia

Figura II - 17 Perfil estratigráfico Pilar

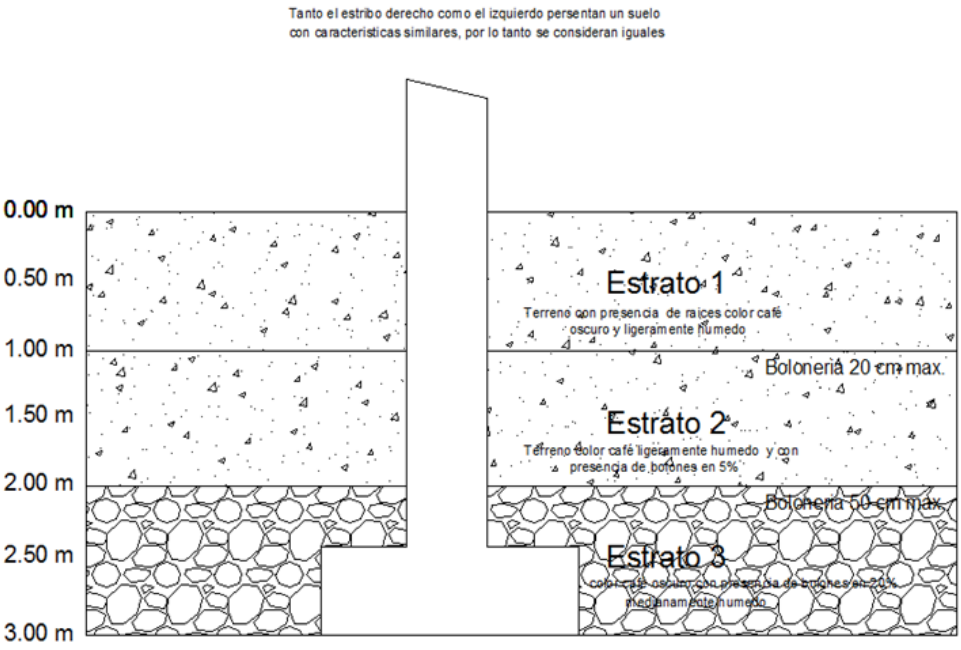


Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura II - 18 Perfil estratigráfico de ambos estribos



2.3.2.5.3 Contenido de Humedad

Tabla II - 33 Contenido de Humedad

CONTENIDO DE HUMEDAD						
Ubicación:	**Sector**	Quebrada Honda				
	Distrito	Yarabamba	**Provincia**	Arequipa	**Dpto.**	Arequipa
CONTENIDO DE HUMEDAD (A.S.T.M. D-2216)						
Simbología	**Muestra**	**C01 - (estribo derecho)**			**C02 - (est. izquierdo)**	**C03 - (pilar)**
		E01	**E02**	**E03**	**E01**	**E01**
A	$W_{lata} + W_{mh}$	238.5	239	236.5	240.70	304
B	$Wl_{ata} + W_{ms}$	235	233.5	231.5	237.21	300
C	W_{lata}	27	25	25.5	27	28
(A-C)=D	W_{mh}	211.5	214	211	213.7	276
(B-C)=E	W_{ms}	208	208.5	206	210.21	272
(D-E)/E	ω	0.0168	0.0264	0.0243	0.0166	0.0147
C.Humedad	Ω (%)	1.683	2.638	2.427	1.667	1.471

Fuente: Elaboración propia

Observaciones:

Se demuestra que tienen un similar contenido de humedad lo que sustentaría nuestra suposición que en ambos estribos el terreno de fundación será el mismo, y como se puede observar 1.683% es similar a 1.667%. En cuanto al pilar se halló el contenido de humedad en la base del único estrato que se encontró.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.3.2.5.4 Densidades máximas y mínimas

DATOS DEL PROCTOR

Diámetro del proctor (D)	14.5	cm
Altura del proctor (h)	11.6	cm
Volumen del Proctor (V)	$v=\frac{\pi D^2}{4}h$	
Volumen del proctor (V)	1915.508	cm3

- **ESTRATO 01 CALICATA 01 (Estribos y Pilares Extremos)**

Tabla II - 34 Densidades máx. y mín. Estrato 01 Calicata 01- Estribos y Pilares extremos

DENSIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS							CALICATA 01
Ubicación:	**Sector**	Quebrada Honda					
	Distrito	Yarabamba	**Provincia**	Arequipa	**Dpto.**	Arequipa	
ESTRATO 1 - C 01							
Simbología	**Descripción**	**Densidad mínima**			**Densidad máxima**		
		1	**2**	**3**	**1**	**2**	**3**
A	Peso muestra + Proctor (gr)	9951.2	9961.6	9941.3	10342.2	10311.2	10301.9
B	Proctor (gr)	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5
(A-B) = C	Peso muestra (gr)	3522.70	3533.1	3512.80	3951.70	3882.70	873.37
D	Volumen del Proctor (cm3)	1915.508	1915.508	1915.508	1915.51	1915.508	1915.508
(C/D)	Densidad (gr/cm3)	1.839	1.844	1.833	2.043	2.027	2.022
ELECCIÓN		Den.min. = 1.833 (gr/cm3)			Den.max. = 2.043 (gr/cm3)		

Fuente: Elaboración propia

- **ESTRATO 02 CALICATA 01 (Estribos y pilares extremos)**

Tabla II - 35 Densidades máxi.y mín. Estrato 02 Calicata 01- Estribos y pilares extremos

DENSIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS							CALICATA 01
Ubicación:	**Sector**	Quebrada Honda					
	Distrito	Yarabamba	**Provincia**	Arequipa	**Dpto.**	Arequipa	
ESTRATO 2 - C 01							
Simbología	**Descripción**	**Densidad mínima**			**Densidad máxima**		
		1	**2**	**3**	**1**	**2**	**3**
A	Peso muestra +Proctor(gr)	9948	9930.5	9934.5	10459.9	10414.9	10378
B	Proctor (gr)	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5
(A-B) = C	Peso muestra (gr)	3519.5	3502	3506	4031.40	3986.4	3969.6
D	Volumen del Proctor(cm3)	1915.508	1915.508	1915.51	1915.51	1915.508	1915.51
(C/D)	Densidad (gr/cm3)	1.837	1.83	1.830	2.1046	2.053	2.072
ELECCIÓN		Den.min. = 1.828 (gr/cm3)			Den.max. = 2.104 (gr/cm3)		

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Estrato 03 – Calicata 01 (Estribos y pilares extremos)**

Tabla II - 36 Densidades máx. y mín. Estrato 03 Cal. 02 Estribos y Pilares extremos

DENSIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS							CALICATA01
Ubicación:	**Sector**	Quebrada Honda					
	Distrito	Yarabamba	**Provincia**	Arequipa	**Dpto.**	Arequipa	
ESTRATO 3 - C 02							
Simbología	**Descripción**	**Densidad mínima**			**Densidad máxima**		
		1	**2**	**3**	**1**	**2**	**3**
A	Peso muestra + Proctor (gr)	9944	10033.0	9908.0	10452.5	10493.1	10466.3
B	Proctor (gr)	6428.5	6428.50	6428.50	6428.50	6428.50	6428.50
(A-B) = C	Peso muestra (gr)	3515.5	3604.50	3479.50	4024.00	4064.60	4038.00
D	Volumen del Proctor (cm3)	1915.51	1915.51	1915.51	1915.51	1915.51	1915.51
(C/D)	Densidad (gr/cm3)	1.835	1.882	1.816	2.101	2.122	2.108
ELECCIÓN		Den.min. = 1.816 (gr/cm3)			Den.min. = 2.101 (gr/cm3)		

Fuente: Elaboración propia

- **Estrato 01 – Calicata 02 (Pilar central a un costado del rio)**

Tabla II - 37 Densidades máx. y mín. Estrato 01 Cal.02 – Pilar al costado del rio

DENSIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS							CALICATA02
Ubicación:	**Sector**	Quebrada Honda					
	Distrito	Yarabamba	**Provincia**	Arequipa	**Dpto.**	Arequipa	
ESTRATO 1 - C 02							
Simbología	**Descripción**	**Densidad mínima**			**Densidad máxima**		
		1	**2**	**3**	**1**	**2**	**3**
A	Peso muestra + Proctor (gr)	9387.2	9383.1	9405.1	9447.1	9451.9	9486.1
B	Proctor (gr)	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5	6428.5
(A-B) = C	Peso muestra (gr)	2958.7	2954.60	2976	3018.60	3023.4	3057.6
D	Volumen del Proctor (cm3)	1915.508	1915.508	1915.508	1915.51	1915.508	1915.5
(C/D)	Densidad (gr/cm3)	1.544	1.561	1.542	1.576	1.578	1.596
ELECCIÓN		Den.min. = 1.542 (gr/cm3)			Den.max. = 1.596 (gr/cm3)		

Fuente: Elaboración propia

2.3.2.5.5 Densidad natural

Tabla II - 38 Densidad natural

Densidad natural					
Ubicación:	**Sector**	Quebrada Honda			
	Distrito	Yarabamba	**Provincia**	Arequipa	**Dpto.** Arequipa
(Método del cono de arena: ASTM -1556)					
Muestra		**Estribos**			**Pilar**
Peso inicial de recipiente con arena calibrada (gr)		5698.00	5675.00	5701.52	5664.00
Peso final del recipiente con arena calibrada (gr)		2033.00	1980.00	2063.17	1636.90
Volumen del hueco (cm^3)		1413.34	1454.15	1395.80	1651.56
Peso húmedo del suelo (gr)		2843.00	2984.41	2947.79	2623.30
Densidad de Campo (gr/cm^3)		2.01	2.08	2.11	1.59
Densidad seca (gr/cm^3)		1.98	2.03	2.06	1.56

Fuente: Elaboración propia

Observación: Se halló la densidad natural de campo y la densidad seca para los tres estratos del estribo y para el único estrato del pilar cerca al rio.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.3.2.5.6 Calculo de Densidad Relativa

$$Dr = \frac{(\gamma_d - \gamma_{dmin}) * \gamma_{dmax}}{(\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}) * \gamma_d} \cdot 100$$

Tabla II - 39 Densidad relativa

DENSIDAD RELATIVA				
Descripción	Estratos – C 01			Estrato – C 02
	E1	**E2**	**E3**	**E1**
γ_{max}	2.043	2.062	2.101	1.596
γ_{min}	1.833	1.828	1.816	1.542
γ_d	1.977	2.027	2.060	1.567
Dr (%)	70.74	86.33	87.32	47.06

Conclusión: Dado que el resultado para la calicata 01 (estribos y pilares extremos) está entre 70 y 87, el terreno es denso con terreno apto para colocar una cimentación directa sobre él. Y para la calicata 02 (pilar central) el 47% indica que el terreno esta entre suelto y denso con tendencia a denso.

2.3.2.5.7 Ensayo corte directo

A. Corte directo para terreno donde se ubicaran Estribos

Tabla II - 40 Corte directo C01-E03 P=4Kg

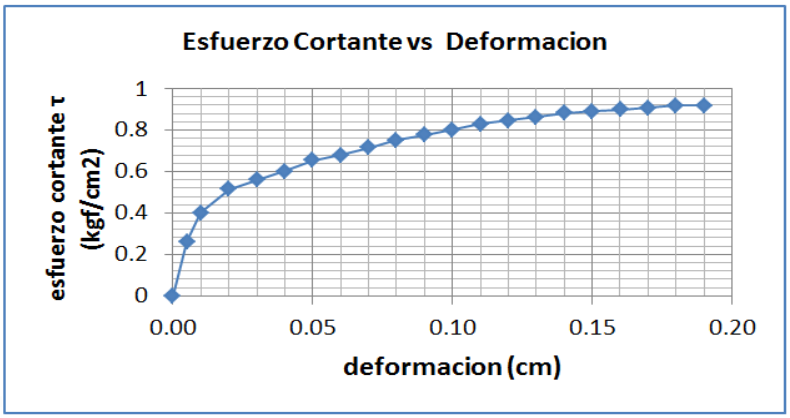
Identificación de la muestra :		**CALICATA 01 ESTRATO 03**		**C01-E03**
Área de la muestra :		36	cm2	
Deformación lectura	**carga lectura**	**Defor. Δ (cm)**	**Carga (kgf)**	**τ (kgfcm2)**
0	0	0.00	0.00	0
5	30	0.01	9.43	0.26
10	46	0.01	14.47	0.40
20	59	0.02	18.55	0.52
30	64	0.03	20.13	0.56
40	69	0.04	21.70	0.60
50	75	0.05	23.58	0.66
60	78	0.06	24.53	0.68
70	82	0.07	25.79	0.72
80	86	0.08	27.04	0.75
90	89	0.09	27.99	0.78
100	92	0.10	28.93	0.80
110	95	0.11	29.87	0.83
120	97	0.12	30.50	0.85
130	99	0.13	31.13	0.86
140	101	0.14	31.76	0.88
150	102	0.15	32.08	0.89
160	103	0.16	32.39	0.90
170	104	0.17	32.70	0.91
180	105	0.18	33.02	0.92
190	105	0.19	33.02	0.92
El Valor Máximo del esfuerzo cortante es:			**0.92**	
	P= 4 kg	-->	**P =39.224 kgf**	
	σ = P / A =	**1.090**	**kgf/cm2**	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Grafica II - 7 Curva esfuerzo deformación C01-E03 P=4Kg



Fuente: Elaboración propia

Tabla II - 41 Corte directo C01-E03 P=8Kg

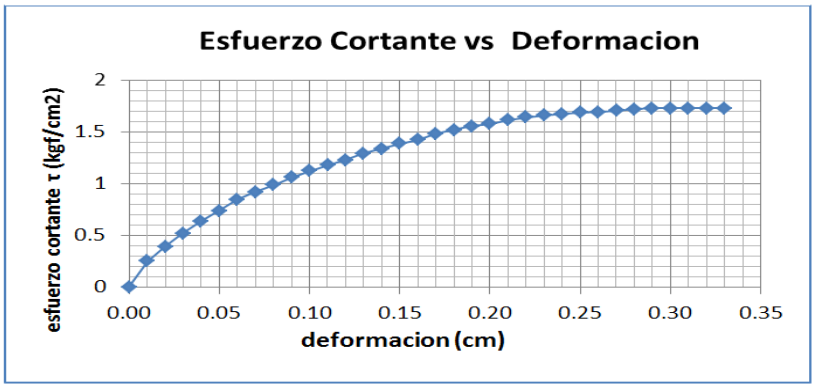
Identificación de la muestra :		CALICATA 01 - ESTRATO 03		C01-E03
Área de la muestra:		36	cm2	
deformación	**carga LECTURA**	**Defor. Δ (cm)**	**Carga (kgf)**	**τ (kgfcm2)**
0	0.0	0.00	0.00	0
10	29.0	0.01	9.12	0.25
20	45.0	0.02	14.15	0.39
30	59.5	0.03	18.71	0.52
40	73.0	0.04	22.96	0.64
50	84.5	0.05	26.57	0.74
60	97.0	0.06	30.50	0.85
70	105.5	0.07	33.18	0.92
80	113.0	0.08	35.53	0.99
90	121.5	0.09	38.21	1.06
100	129.0	0.10	40.57	1.13
110	135.0	0.11	42.45	1.18
120	141.0	0.12	44.34	1.23
130	148.0	0.13	46.54	1.29
140	153.0	0.14	48.11	1.34
150	159.0	0.15	50.00	1.39
160	163.0	0.16	51.26	1.42
170	170.0	0.17	53.46	1.48
180	174.0	0.18	54.72	1.52
190	178.0	0.19	55.97	1.55
200	181.0	0.20	56.92	1.58
210	185.0	0.21	58.18	1.62
220	188.0	0.22	59.12	1.64
230	190.0	0.23	59.75	1.66
240	191.5	0.24	60.22	1.67
250	193.5	0.25	60.85	1.69
260	194.0	0.26	61.01	1.69
270	195.5	0.27	61.48	1.71
280	197.0	0.28	61.95	1.72
290	198.0	0.29	62.27	1.73
300	198.2	0.30	62.33	1.73
310	198.2	0.31	62.33	1.73
320	198.2	0.32	62.33	1.73
330	198.0	0.33	62.27	1.73
El Valor Máximo del esfuerzo cortante es:			**1.73**	
	P = 8 kg	-->	**P =78.448**	**Kgf**
	σ = P / A =	**2.179**	**kgf/cm2**	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Grafica II - 8Curva esfuerzo deformación C01-E03 P=8Kg



Fuente: Elaboración propia

Tabla II - 42 Corte directo C01-E03 P=12Kg

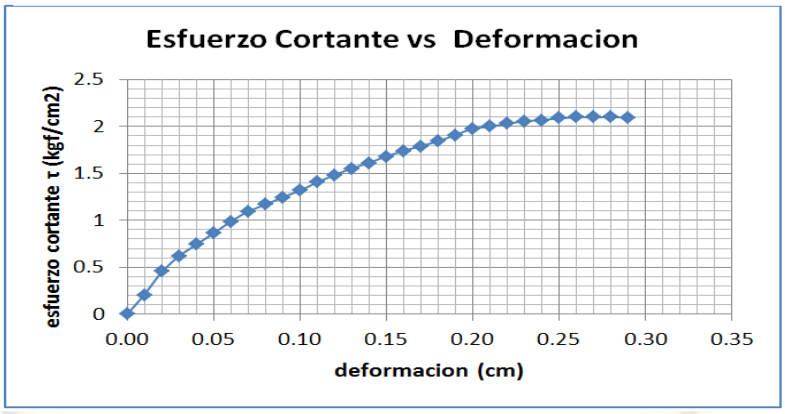
Identificación de la muestra :		CALICATA 01 - ESTRATO 03		C01-E03
Área de la muestra:		36	cm2	
deformación	**carga LECTURA**	**Defor. Δ (cm)**	**Carga (kgf)**	**τ (kgfcm2)**
0	0	0.00	0.00	0
10	23	0.01	7.23	0.20
20	52	0.02	16.35	0.45
30	71	0.03	22.33	0.62
40	85	0.04	26.73	0.74
50	98.5	0.05	30.97	0.86
60	113	0.06	35.53	0.99
70	125	0.07	39.31	1.09
80	134	0.08	42.14	1.17
90	142	0.09	44.65	1.24
100	151	0.10	47.48	1.32
110	161	0.11	50.63	1.41
120	169.5	0.12	53.30	1.48
130	177.5	0.13	55.82	1.55
140	184	0.14	57.86	1.61
150	192	0.15	60.38	1.68
160	199	0.16	62.58	1.74
170	205	0.17	64.47	1.79
180	211	0.18	66.36	1.84
190	218	0.19	68.57	1.90
200	226	0.20	71.09	1.97
210	229	0.21	72.03	2.00
220	232.5	0.22	73.13	2.03
230	235	0.23	73.92	2.05
240	236.5	0.24	74.39	2.07
250	239.5	0.25	75.34	2.09
260	240.3	0.26	75.59	2.10
270	240.5	0.27	75.65	2.10
280	240.5	0.28	75.65	2.10
290	240.00	0.29	75.50	2.10
El Valor Máximo del esfuerzo cortante es:			**2.10**	
	P = 12 kg	-->	**P=117.672 kgf**	
	σ = P / A =	**3.269**	**kgf/cm2**	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Grafica II - 9Curva cortante deformación C01-E03 P=12Kg



Fuente: Elaboración propia

Tabla II - 43 Corte directo C01-E03 P=16Kg

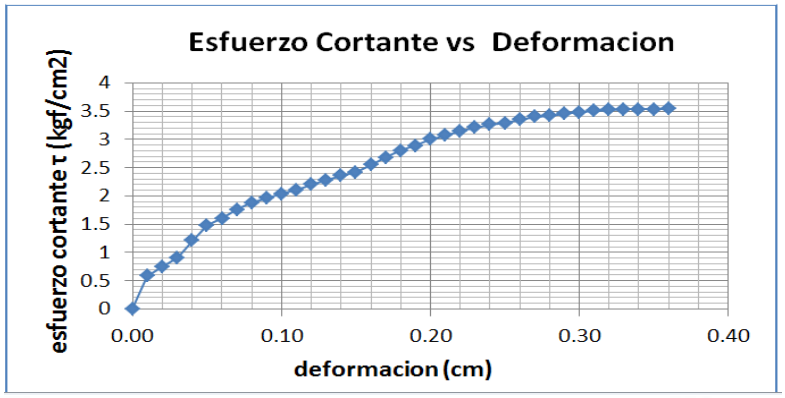
Identificación de la muestra :		CALICATA 01 - ESTRATO 03		C01-E03
Área de la muestra:		36	cm2	
deformación	**carga LECTURA**	**Defor. Δ (cm)**	**Carga (kgf)**	**τ (kgfcm2)**
0	0	0.00	0.00	0
10	67	0.01	21.07	0.59
20	85.5	0.02	26.89	0.75
30	104	0.03	32.70	0.91
40	139	0.04	43.71	1.21
50	169	0.05	53.14	1.48
60	183	0.06	57.55	1.60
70	201	0.07	63.21	1.76
80	216	0.08	67.94	1.89
90	224.5	0.09	70.61	1.96
100	233	0.10	73.29	2.04
110	241.5	0.11	75.97	2.11
120	252	0.12	79.28	2.20
130	261.5	0.13	82.26	2.29
140	270	0.14	84.93	2.36
150	277	0.15	87.13	2.42
160	292	0.16	91.85	2.55
170	307	0.17	96.56	2.68
180	321	0.18	100.96	2.80
190	331	0.19	104.10	2.89
200	344	0.20	108.19	3.01
210	352	0.21	110.70	3.07
220	361	0.22	113.53	3.15
230	368	0.23	115.73	3.21
240	374	0.24	117.61	3.27
250	377	0.25	118.55	3.29
260	384	0.26	120.74	3.35
270	390	0.27	122.57	3.40
280	392	0.28	123.19	3.42
290	396	0.29	124.41	3.46
300	399	0.30	125.33	3.48
310	402.5	0.31	126.40	3.51
320	404	0.32	126.86	3.52
330	404.7	0.33	127.08	3.53
340	404.7	0.34	127.08	3.54
El Valor Máximo del esfuerzo cortante es:			**3.54**	
	P = 16 kg	-->	**P=156.896**	**kgf**
	σ = P / A = 4.358		**kgf/cm2**	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Grafica II - 10Curva cortante deformación C01-E03 P=16Kg



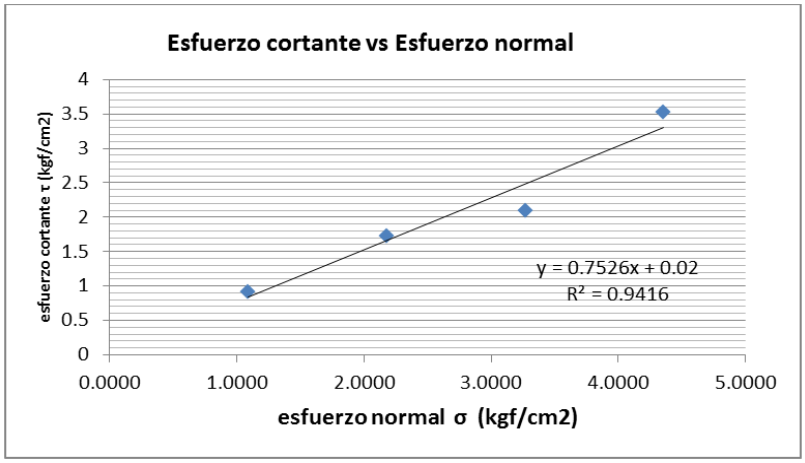
Fuente: Elaboración propia

Tabla II - 44 Resumen de ensayo de corte directo C01-E03 (Estribos)

Ensayo	carga Q kg	Carga Q kgf	Esfuerzo normal σ (kgf/cm2)	Esfuerzo cortante τ (kgf/cm2)	Área cm
1	4	39.224	1.0896	0.92	36
2	8	78.448	2.1791	1.73	
3	12	117.672	3.2687	2.1	
4	16	156.896	4.3582	3.53	

Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 11 Envolvente de Resistencia



Fuente: Elaboración propia

Y=0.7526x+0.02 $\tau = c + \sigma n \cdot \tan\Phi$

- Cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ):

C	=	0.02 kgf//cm2
Φ	=	36.965º

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

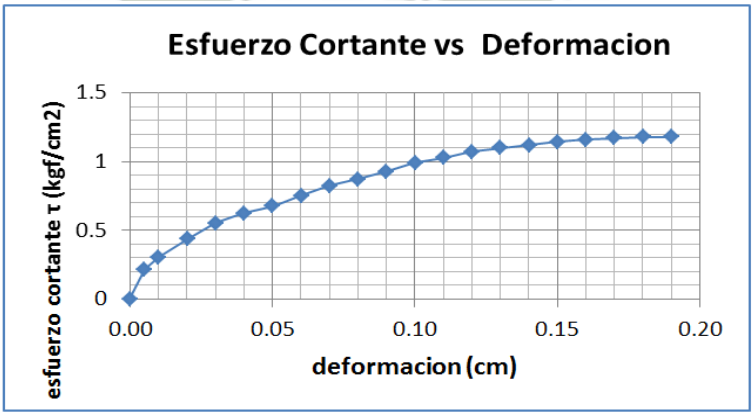
B. Corte directo para terreno donde se ubicara el Pilar central

Tabla II - 45 Corte directo C02-E01 P=4Kg

Identificación de la muestra :		CALICATA 02 - ESTRATO 01		C02-E01
Área de la muestra:		36	cm2	
deformación LECTURA	**carga LECTURA**	**Defor. Δ (cm)**	**Carga (kgf)**	**τ (kgfcm2)**
0	0.0	0.00	0.00	0
5	25.0	0.01	7.86	0.22
10	35.0	0.01	11.01	0.31
20	50.0	0.02	15.72	0.44
30	63.0	0.03	19.81	0.55
40	71.5	0.04	22.48	0.62
50	77.5	0.05	24.37	0.68
60	86.3	0.06	27.14	0.75
70	94.5	0.07	29.72	0.83
80	100.0	0.08	31.45	0.87
90	106.0	0.09	33.33	0.93
100	113.5	0.10	35.69	0.99
110	117.5	0.11	36.95	1.03
120	122.5	0.12	38.52	1.07
130	126.0	0.13	39.62	1.10
140	128.2	0.14	40.31	1.12
150	130.9	0.15	41.16	1.14
160	132.6	0.16	41.70	1.16
170	134.0	0.17	42.14	1.17
180	135.0	0.18	42.45	1.18
190	135.0	0.19	42.45	1.18
El Valor Máximo del esfuerzo cortante es:			**1.18**	
	P = 4kg	-->	**P=39.224 kgf**	
	σ = P / A =	**1.090**	**kgf/cm2**	

Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 12 Curva cortante deformación C02-E01 P=4Kg



Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

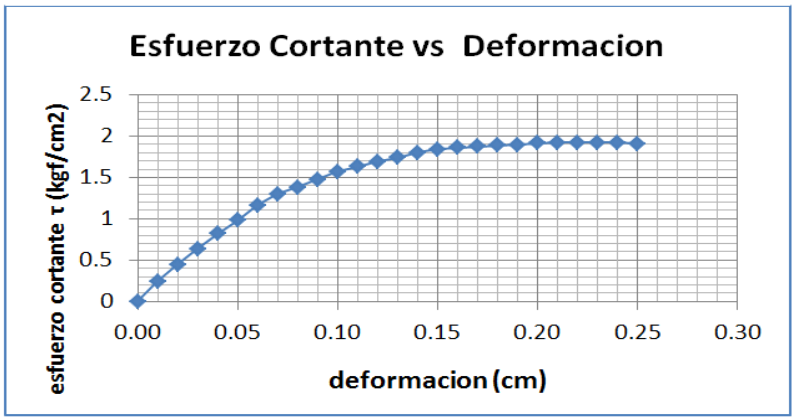
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 46 Corte directo C02-E01 P=8Kg

Identificación de la muestra :	CALICATA 01 - ESTRATO 01			C01-E03
Área de la muestra:		36	cm2	
deformación	**carga LECTURA**	**Defor. Δ (cm)**	**Carga (kgf)**	**τ (kgfcm2)**
0	0.0	0.00	0.00	0
10	28.0	0.01	8.81	0.24
20	51.0	0.02	16.04	0.45
30	73.0	0.03	22.96	0.64
40	94.0	0.04	29.56	0.82
50	112.5	0.05	35.38	0.98
60	133.5	0.06	41.98	1.17
70	149.0	0.07	46.86	1.30
80	158.0	0.08	49.69	1.38
90	169.0	0.09	53.14	1.48
100	180.0	0.10	56.60	1.57
110	187.0	0.11	58.81	1.63
120	194.0	0.12	61.01	1.69
130	199.0	0.13	62.58	1.74
140	206.0	0.14	64.79	1.80
150	211.0	0.15	66.36	1.84
160	213.0	0.16	66.99	1.86
170	214.5	0.17	67.46	1.87
180	216.0	0.18	67.94	1.89
190	217.0	0.19	68.25	1.90
200	219.0	0.20	68.88	1.91
210	220.0	0.21	69.20	1.92
220	220.0	0.22	69.20	1.92
230	220.0	0.23	69.20	1.92
240	220.0	0.24	69.20	1.92
250	218.0	0.25	68.57	1.90
El Valor Máximo del esfuerzo cortante es:			**1.92**	
P = 8 kg		**-->**	**P=78.448**	**kgf**
σ = P / A =		**2.179**	**kgf/cm2**	

Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 13 Curva cortante deformación C02-E01 P=8Kg



Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

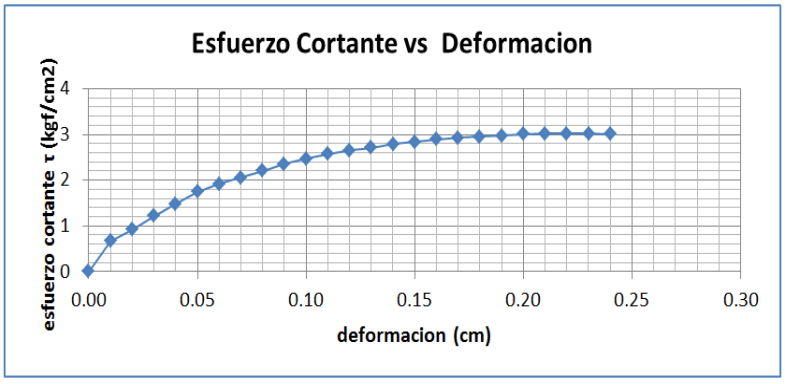
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 47 Corte directo C02-E01 P=12Kg

Identificación de la muestra :		CALICATA 01 - ESTRATO 01		C01-E03
Área de la muestra=		36	cm2	
deformación	**carga LECTURA**	**Defor. Δ (cm)**	**Carga (kgf)**	**τ (kgfcm2)**
0	0.0	0.00	0.00	0
10	76.5	0.01	24.06	0.67
20	105.0	0.02	33.02	0.92
30	139.5	0.03	43.87	1.22
40	169.0	0.04	53.14	1.48
50	200.0	0.05	62.90	1.75
60	220.0	0.06	69.20	1.92
70	235.0	0.07	73.92	2.05
80	252.0	0.08	79.28	2.20
90	270.0	0.09	84.93	2.36
100	282.5	0.10	88.86	2.47
110	294.5	0.11	92.63	2.57
120	303.5	0.12	95.46	2.65
130	310.5	0.13	97.66	2.71
140	319.5	0.14	100.49	2.79
150	325.0	0.15	102.22	2.84
160	331.5	0.16	104.26	2.90
170	335.0	0.17	105.36	2.93
180	337.5	0.18	106.14	2.95
190	340.5	0.19	107.09	2.97
200	344.5	0.20	108.34	3.01
210	346.0	0.21	108.81	3.02
220	346.0	0.22	108.81	3.02
230	346.0	0.23	108.81	3.02
240	344.5	0.24	108.34	3.01
El Valor Máximo del esfuerzo cortante es:			**3.02**	
	P = 12 kg	-->	**P=117.672**	**kgf**
	σ = P / A =	**3.269**	**kgf/cm2**	

Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 14 Curva cortante deformación C02-E01 P=12Kg



Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

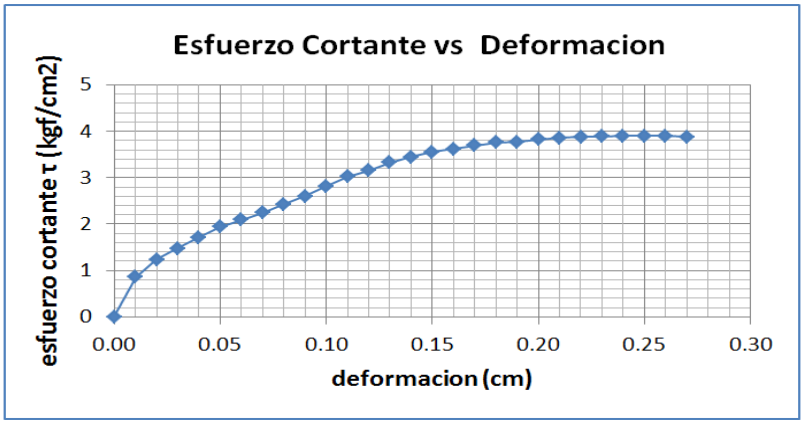
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla II - 48 Corte directo C02-E01 P=16Kg

Identificación de la muestra :		CALICATA 01 - ESTRATO 01		C01-E03
Área de la muestra=		36	cm2	
deformación	**carga LECTURA**	**Defor. Δ (cm)**	**Carga (kgf)**	**τ (kgfcm2)**
0	0.0	0.00	0.00	0
10	98.0	0.01	30.82	0.86
20	142.0	0.02	44.65	1.24
30	169.5	0.03	53.30	1.48
40	196.5	0.04	61.80	1.72
50	222.0	0.05	69.83	1.94
60	239.5	0.06	75.34	2.09
70	257.0	0.07	80.85	2.25
80	277.5	0.08	87.29	2.42
90	298.5	0.09	93.89	2.61
100	323.0	0.10	101.59	2.82
110	346.0	0.11	108.81	3.02
120	361.0	0.12	113.53	3.15
130	380.5	0.13	119.65	3.32
140	394.5	0.14	123.95	3.44
150	407.0	0.15	127.78	3.55
160	416.0	0.16	130.54	3.63
170	424.5	0.17	133.14	3.70
180	432.0	0.18	135.44	3.76
190	433.5	0.19	135.90	3.77
200	439.8	0.20	137.83	3.83
210	443.0	0.21	138.81	3.86
220	446.5	0.22	139.88	3.89
230	447.5	0.23	140.18	3.89
240	449.0	0.24	140.64	3.91
250	449.0	0.25	140.64	3.91
260	449.0	0.26	140.64	3.91
270	446.0	0.27	139.72	3.88
El Valor Máximo del esfuerzo cortante es:			**3.91**	
	P = 16 kg	-->	**P=156.896**	**kgf**
	σ = P / A =	**4.358**	**kgf/cm2**	

Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 15 Curva cortante deformación C02-E01 P=16Kg



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

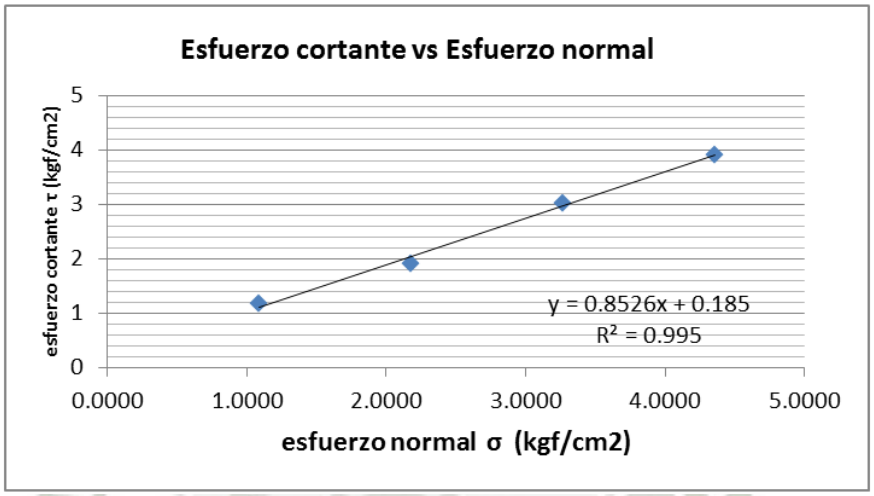
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 49 Resumen de ensayo de corte directo C02-E01 (Pilares)

Ensayo	carga Q kg	Carga Q kgf	Esfuerzo normal σ (kgf/cm2)	Esfuerzo cortante τ (kgf/cm2)	Área cm
1	4	39.224	1.0896	1.18	36
2	8	78.448	2.1791	1.92	
3	12	117.672	3.2687	3.02	
4	16	156.896	4.3582	3.91	

Fuente: Elaboración propia

Gráfica II - 16 Curva envolvente de resistencia C02-E01



Fuente: Elaboración propia

Y = 0.8526 x + 0.185 $\tau = c + \sigma_n \cdot \tan\Phi$

- Cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ):

C	=	0.185 kgf/cm2
Φ	=	40.45º

2.3.2.5.8 Corrección del ángulo de fricción

Por la rapidez con la que se realizaron los ensayos se utilizó el ensayo de corte directo que dieron los resultados ya mencionados, no completamente correctos como lo daría un ensayo triaxial, pero aproximados; pensando en este inconveniente Lade y Lane en 1976 propusieron realizar una modificación a los resultados obtenidos por ensayo de esfuerzos planos (corte directo) mediante la siguiente ecuación. $\emptyset_{ps} = 1.5\emptyset_{tr} - 17$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Entonces: $\frac{\emptyset_{ps}+17}{1.5} = \emptyset_{tr}$

Para la calicata C 01 $\emptyset_{ps} = 36.965°$ $\emptyset_{tr} = 35.97°$ (Valor óptimo)Para la calicata C 01 $\emptyset_{ps} = 40.45°$ $\emptyset_{tr} = 38.30°$ (Valor optimo). Se debe verificar que la disminución del ángulo se reduzca de entre 1° hasta 5° como máximo, restringido así por los mismos creadores de la formula, claramente se observa que en ambos casos se cumple con la condición.

2.3.2.6 Análisis de cimentación

2.3.2.6.1 Calculo de la capacidad portante

A. Cap. portante para estribos

Con los resultados obtenidos, en el Ensayo de Corte Directo remoldeado (φ = 36.965° y c = 0.02 kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la Teoría de Terzaghi y corroborado por Meyerhoff para cimentaciones superficiales se tiene:$qu = cN_C F_{CS} F_{cd} F_{ci} + qN_Q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$

Teniendo que estamos frente a una zapata rectangular:B = 7.50 m (Ancho de a zapata) L= 8.60 m (Largo de la zapata) Además: La presión de tierra desde el nivel del terreno natural al fondo de zapata $q = \sum Y_i \cdot h_i$

γ_1 =	2.012	gr/cm3	γ_ω =	1.00	gr/cm3	γ'_1 =	1.012	gr/cm3
γ_2 =	2.08	gr/cm3	γ_ω =	1.00	gr/cm3	γ'_2 =	1.08	gr/cm3
γ_3 =	2.11	gr/cm3	γ_ω =	1.00	gr/cm3	γ'_3 =	1.11	gr/cm3

q_1=	1.012	gr/cm2
q_2=	1.08	gr/cm2
q_3=	1.11	gr/cm2

Por lo tanto en la base de la zapata el esfuerzo será: **q=3.64 tn/m2**

B'=B-2e , donde "e" es la excentricidad de la fuerza resultante en la base dela cimentación el cual debe ser menor a B/6, este cálculo se realiza en el capítulo 3 en la parte de estribos 3.1.6.2.1-i, de ello se asigna e=1.85 m con lo que B'=7.5-2*1.85=3.80m, con esta acotación se calcula cada factor deseado.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Factores de carga		Factores de forma		Factores de forma que afectan la capacidad de soporte				Factores de carga que afectan la capacidad de soporte	
N_q	37.609	F_{qs}	1.321	F_{qd}	1.502	F_{qd}	1.090	F_{qi}	1.00
N_c	50.444	F_{cs}	1.329	F_{cd}	1.358	F_{cd}	1.292	F_{ci}	1.00
N_y	39.853	F_{ys}	0.823	F_{yd}	1.000	F_{yd}	1.000	F_{yi}	1.00
				Si Df<=B		Si Df>B			

Para los factores de forma elegiremos Df < B ya que el ancho del estribo es más grande que la profundidad de cimentación, con lo que:

$$F_{qd}= 1.502 \quad , \quad F_{cd}= 1.358 \quad , \quad F_{yd}= \quad 1.000$$

Incide en el cálculo la posición del nivel freático respecto de la base de cimentación, por lo que para nuestro caso el nivel freático está a 2 metros desde la base de la zapata, (d). El valor de la densidad a ese nivel viene a ser:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \cdot \left(1 - \frac{Dw-Df}{B}\right) \rightarrow \gamma' = \text{ 0.525 gr/cm3}$$

- Calculamos la capacidad portante ultima reemplazando en la formula y tenemos: **qu=322.74 tn/m2**
- Hallamos la capacidad portante admisible, FS = 4 **Qadm=80.69 tn/m2**

B. Capacidad portante para pilar

Alt.natural de terreno en donde emplazara el pilar central:2177.0 m.s.n.m.

Prof. de calicata Nº 02 hasta donde se encontró un solo estrato: 1.0 m

Altura de socavación general: 1.00 m

Altura de socavación local: 0.0 m

Altura del nivel freático: 2170.0 m.s.n.m.

Altura de cimentación Df= 2177.0 -1.0-0.5-1.0- 2170.0 = 4.5

Distancia “d” desde la base de la zapata hasta nivel freático.: d=2.5

Teniendo que etamos frente a una zapata rectangular: B = 6.00 m (Ancho de a zapata) L= 9.00 m (Largo de la zapata)

$$q = \sum Y_i \cdot h_i$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Peso específico efectivo									Profundidad
γ_1 =	1.59	gr/cm3	γ_ω =	1.00	gr/cm3	γ'_1 =	0.590	gr/cm3	h = 1.50 m
γ_2 =	1.59	gr/cm3	γ_ω =	1.00	gr/cm3	γ'_2 =	0.590	gr/cm3	h = 1.50 m
γ_3 =	1.59	gr/cm3	γ_ω =	1.00	gr/cm3	γ'_3 =	0.590	gr/cm3	h = 1.50 m

q_1=	0.885	gr/cm2
q_2=	0.885	gr/cm2
q_3=	0.885	gr/cm2

Por lo tanto en la base de la zapata el esfuerzo será: **q=2.66 tn/m2**

B'=B-2e, donde "e" es la excentricidad de la fuerza resultante en la base de la cimentación este cálculo se realiza en el capítulo 3 en la parte de estribos 3.1.6.2.2-b.2, de ello se asigna e=1.92 m con lo que B'=7.5-2*1.85=2.16 m, con lo que aseguramos el diseño con 2.5

Factores de carga		**Factores de forma**		**Factores de forma que afectan la capacidad de soporte**				**Factores de carga que afectan la capacidad de soporte**	
N_q	50.926	F_{qs}	1.219	F_{qd}	1.244	F_{qd}	1.121	F_{qi}	1.00
N_c	63.217	F_{cs}	1.224	F_{cd}	1.720	F_{cd}	1.425	F_{ci}	1.00
N_y	59.144	F_{ys}	0.889	F_{yd}	1.000	F_{yd}	1.000	F_{yi}	1.00
				Si Df<=B		Si Df>B			

Para los factores de forma elegiremos Df<B ya que el ancho del estribo es más grande que la profundidad de cimentación, con lo que:

$$F_{qd}= 1.244 \quad , \quad F_{cd}= 1.720 \quad , \quad F_{yd}= 1.000$$

Incide en el cálculo la posición del nivel freático respecto de la base de cimentación, por lo que para nuestro caso el nivel freático está a 2.5 metros debajo, desde la base de la zapata, (d). El valor de la densidad a ese nivel viene a ser: $\gamma' = \gamma - \gamma_w \cdot \left(1 - \frac{Dw-Df}{B}\right) \rightarrow \gamma' =$ 0.10 gr/cm3

- Calculamos la capacidad portante ultima reemplazando en la formula y tenemos: **qu=395.48 tn/m2**
- Callamos la capacidad portante admisible, FS = 4 **Qadm=98.87 tn/m2**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

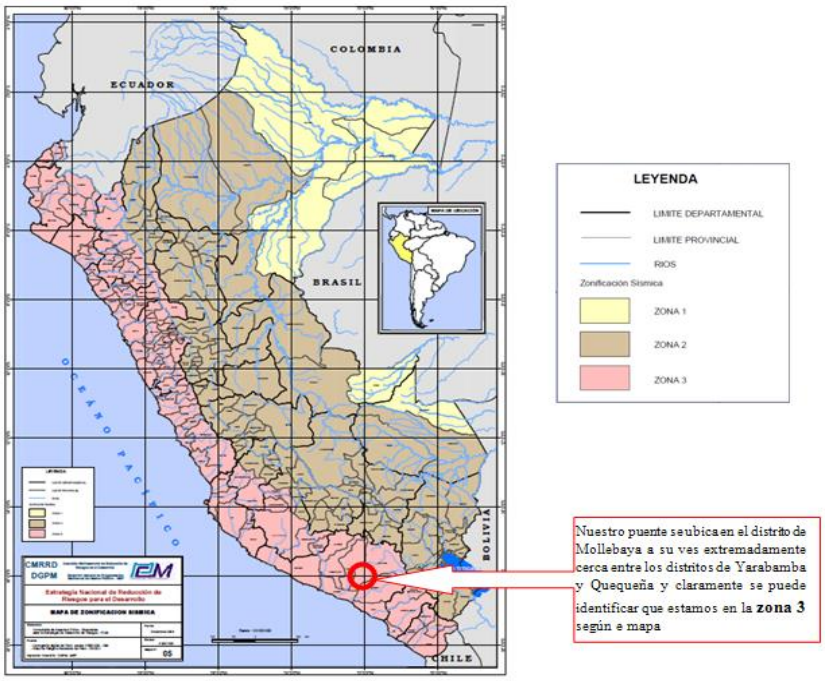
2.4 Estudios de sísmo

Se realizara un análisis sismico utilizado el software CSI Bridge donde se obtendrá respuestas mediante modos de vibración generados por un espectro no siendo necesario estudios de riesgo sísmico a puentes ya que solo se hacen para puentes con una longitud total mayor o igual a 150 m.

2.4.1 Zona sísmica a donde pertenece el puente

De acuerdo al Mapa de zonificación Sísmica aprobada y en vigencia, obtenida del ministerio de vivienda, construcción y saneamiento que se identifica que la zona a la que pertenece nuestro puente es la zona 3.

Figura II - 19 Mapa de zonificación sísmica



Fuente: Manual de diseño de puentes

2.4.2 Requisitos de análisis esenciales para el diseño sísmico

2.4.2.1 Coeficiente de aceleración

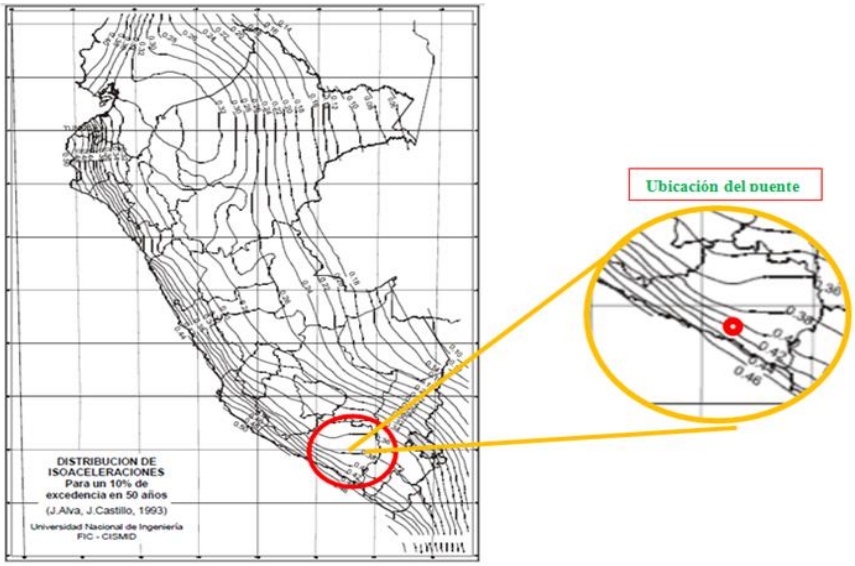
Para el análisis de puentes es recomendable el uso del mapa de Distribución de Isoaceleraciones de CISMID, el cual representa el peligro sismico. Para el lugar donde se ubicara el puente el coeficiente de aceleración es de 0.40.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura II - 20 Mapa de isoaceleraciones



Fuente: CISMID

2.4.2.2 Clasificación del puente según su importancia

Debido a que la única via de ingreso y salida de vehículos es por la carretera Arequipa Chapi, el puente ante un evento sísmico podra mantenerse en pie y abrir tránsito a vehículos de emergencia y/o defensa clasificando como puente critico para un periodo de recurrencia del evento de 2500 años Critico **(IIC).**

2.4.2.3 Categoría del comportamiento sísmico

Se define de acuerdo al coeficiente de aceleración y al grupo de importancia al cual pertenece nuestro puente

Tabla II - 50Categoría de comportamiento sísmico

Coeficiente de Aceleración	Clasificación por Importancia - IC	
	I	II
A≪0.09	IC - A	IIC - A
0.09 < A ≪ 0.19	IC - B	IIC -B
0.19 < A ≪0.25	IC - C	IIC - C
0.25 < A	IC - D	IIC - D

Fuente: Manual del diseño de puentes

En concordancia con esto con un A= 0.4 y un puente Esencial (I), por lo que se encuentra en la categoría IC – D.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.4.2.4 Efectos del sitio de emplazamiento

Este es evaluado por efectos de amplificación de onda sísmica, obteniendo un coeficiente de sitio S basado en los tipos de perfiles de suelo.

Tabla II - 51 Coeficiente de sitio "S"

Coeficiente de sitio	Tipo de perfil de suelo			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Fuente: Manual del diseño de puentes

Tipo I: Roca de cualquier característica, tipos de suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas. Tipo II: Perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos no cohesivos, depósitos estables de arena, grava o arcillas rígidas Tipo III: Perfil compuesto por arcillas blandas o de rigidez media y arenas con o sin capas intercaladas de arena u otros suelos no cohesivos. Tipo IV: Un perfil compuesto por arcillas blandas o limos

El suelo a nivel de cimentación se conforma de grava y arena, además se trata de un suelo no cohesivo considerándolo como depósito estable, **TIPO I con S= 1.0**. Ahora se seleccionara el método a utilizar

1 Método simplificado
2 Método de análisis espectral Unimodal
3 Método de análisis espectral Multimodal

Para ello debemos saber cómo definir a un puente regular.

Puentes Regulares, Son considerados así cuando no el puente no presenta cambios bruscos en su masa, rigidez o geometría a lo largo de su luz y no tienen variaciones grandes de estos parámetros entre apoyos sucesivos, excluyendo los estribos, puentes rectos o curvos cuyo sector de arco no excede 90º y tienen apoyos de columna o pórtico cuya rigidez no exceda de un 25% con respecto al apoyo de menor rigidez (Especificaciones AASHTO).

Sse cumple con lo mencionado clasificando así nuestro puente como REGULAR.Como nuestro puente corresponde a la categoría D y poseerá 02 luces usaremos la metodología 2 (Método de Análisis espectral Unimodal).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Hipótesis: Al utilizar el segundo método de análisis sísmico deberemos calcular la fuerza sísmica estática equivalente en las direcciones tanto longitudinal como vertical, con ella por medio del análisis estructural se obtendrán las fuerzas en cada uno de los elementos así como también lo desplazamientos correspondientes en ambas direcciones.

Tabla II - 52Metodo de Analisis Sismico

Categoría de comportamiento Sísmico	Puentes Regulares o Irregulares de una luz	Puentes Regulares con 2 o más luces	Puentes irregulares con 2 o más luces
A	1	1	1
B	1	2	2
C	1	2	3
D	1	2	3

Fuente: Manual del diseño de puentes

Usaremos**el método de análisis espectral multimodal**y se elaborara un espectro de respuesta, considerando el efecto de un factor de modificación R.**Factor de Modificación de Respuesta:** Es necesario considerar la influencia del factor de modificación de respuesta (R).

Tabla II - 53 Factores de modificación de respuesta

Subestructura	Categoría según la importancia del puente		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1,5	1,5	2,0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
• Sólo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
• Con pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
Columnas individuales	1,5	2,0	3,0
Caballete de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y hormigón			
• Sólo pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
• Con pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
Caballetes multicolumna	1,5	3,5	5,0

Fuente: Manual del diseño de puentes

2.4.1.1 Espectro de respuesta

En función al periodo (Tn) y el coeficiente de respuesta sísmica (Cs) se elabora la gráfica de espectro de respuesta sísmica que permitira calcular las aceleraciones máximas para el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño.Los coeficintes de respuesta sísmica elástica para distintos periodos de T se calcularа:$Cs = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \leq 2.5$Cs no puede pasar de 2.5

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

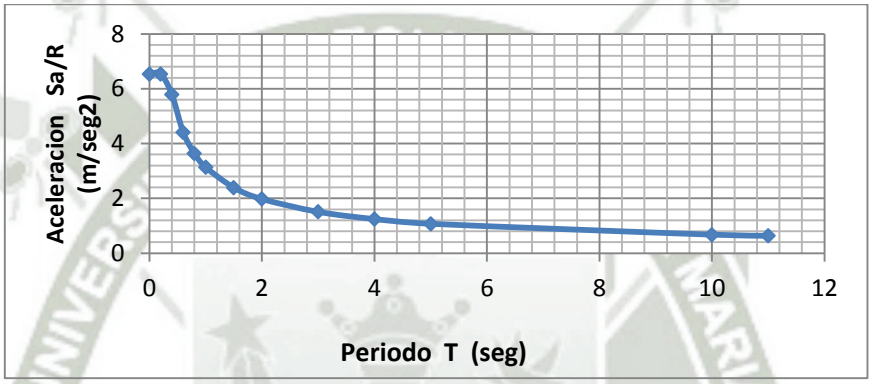
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 54 Determinacion del espectro de respuesta

Tn	Cs	Sa	Sa/R
0	1.000	9.810	6.540
0.2	1.000	9.810	6.540
0.4	0.884	8.674	5.782
0.6	0.675	6.619	4.413
0.8	0.557	5.464	3.643
1	0.480	4.709	3.139
1.5	0.366	3.593	2.396
2	0.302	2.966	1.978
3	0.231	2.264	1.509
4	0.190	1.869	1.246
5	0.164	1.610	1.074
10	0.103	1.014	0.676
11	0.097	0.952	0.635

Grafica II - 17 Espectro de respuesta afectado por R



Fuente: Manual del diseño de puentes

Las fuerzas sísmicas equivalentes, los factores sísmicos, el periodo, los desplazamientos provocados por las combinaciones de carga serán calculadas tanto para la subestructura como para la superestructura.

2.4.1.2 . Presiones sísmicas del terreno

Las presiones sísmicas sobre los estribos serán calculados mediante un análisis pseudo-estatico; Método deMononobe-Okabe que considera la aplicación de aceleraciones pseudo estáticas, tanto horizontales como verticales obteniendo así una carga sísmica **EQ**terr. $\mathrm{EQ}_{\mathrm{terr}} = \frac{1}{2}(K_{AE} - K_{a)}H^2\gamma$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\delta + \alpha + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\mathrm{sen}(\phi+\delta)\,\mathrm{sen}(\phi-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\alpha+\theta)\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

Donde K_{AE} es coeficiente de empuje lateral sísmico propuesto por Mononoke Okabe.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

2.5 Estudio de Trafico

2.5.1 Objetivo

Conocer las características de los viajes generados y la cantidadde vehículos que transitan en la zona donde estará ubicado el puente.Se tráfico se busca tener los siguientes alcances: Composición del tráfico (%IMD), Identificación de las principales características de los vehículos, captación de información complementaria para efectos de las proyecciones de tráfico a futuro.

2.5.2 Evaluación del tráfico existente

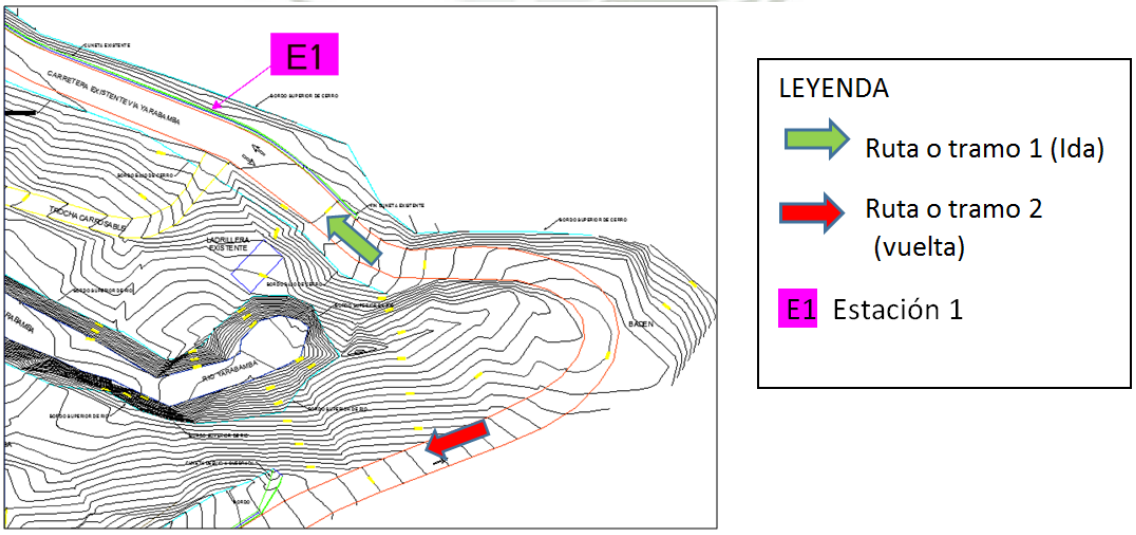
El tránsito vehicular existente, está compuesto en su mayoría por el paso de vehículos ligeros: Autos, station wagon, camionetas, combis, microbuses y por vehículos pesado como: Omnibuses de 2 a más ejes, Camiones de 2 hasta 4 ejes; semitrayler y Trayler. Sus horas pico por las mañanas de 6 a 9 am, por las tardes de 1 a 4 pm y por la noche de 6 a 8 pm.

2.5.2.1 Metodología

2.5.2.1.1 Ubicación de las estaciones de conteo

Se determinó una estación de conteo E1, la cual representan ambos extremos del puente (de ida y vuelta), para el análisis del estudio de transito e adelanta se tomaran en cuenta Ruta o Tramo 1 y Ruta o tramo 2. La siguiente lámina muestra la ubicación de las estaciones y tramos identificados para los aforos:

Figura II - 21 Ubicación de estación de conteo



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.5.2.1.2 Clasificación vehicular

Los conteos fueron realizados desde el lunes 23 de Junio hasta el día domingo 29 de Junio, durante 7 días en la estación correspondiente, con la finalidad de conocer el IMD y el comportamiento del tránsito durante la semana.

2.5.2.1.3 Metodología para hallar el promedio diario anual IMD

La metodología para hallar el Índice Medio Diario anual (IMD), corresponde a la siguiente: IMD = IMDs * FC mIMDs = [(Σ Vl+Vs+Vd}/7]

Dónde: IMDs = Vol. clasificado promedio de la semanaVl= Vol. clasificado día laboral (lun, mart, miérc, jueves, viernes)Vnl= Vol. clasificado días no laborables (sábado (Vs), domin. (Vd),FC m= Factor de corrección

A. Obtención de los factores e corrección

El factor de corrección estacional, se determina a partir de una serie anual de tráfico registrada por una unidad de Peaje, con la finalidad de hacer una corrección para eliminar las diversas fluctuaciones del volumen de tráfico por causa de las variaciones estaciónales.

Para él cálculo del factor de corrección mensual (FCm), se obtuvo la información a través de Provias Nacional. La información remitida fue de la Unidad de Peaje de Uchumayo, clasificado en vehículos livianos y pesados.

$$FC\ m = \frac{IMD\ Unidad\ Peaje}{IMD_{del\ mes\ del\ Estudiode\ la\ Unidad\ Peaje}}$$

Dónde: FC m = factor corrección mensual clasificado por tipo de vehículo

IMD = Volumen Promedio Diario Anual clasificado de la U. Peaje

IMD mes del Est. = Vol. Promedio Diario, del mes en U. Peaje

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura II - 22 Mapa de peajes

Fuente: MTC

Unidad de Peaje	Punto de Control	VL	VP
U.P Uchumayo	E1	1.042	1.04

Efectuados los aforos vehiculares, se consolidó y revisó la consistencia de los datos recopilados en campo, por estación y día de conteo, determinando el volumen promedio semanal (IMDs), posteriormente para obtener el Índice Medio Diario anual (IMD), se aplicó al IMDs de la semana del estudio, el factor de corrección mensual del mes del aforo. Para la clasificación vehicular se utilizaron contómetros manuales para el control vehicular.

B. Resultados de los conteos vehiculares

Con el IMDS, el cual será afectado por el factor de corrección mensual (FCM), obtenemos el IMD. En los anexos correspondientes, presentamos por la Estación de Control vehicular (E1), el volumen y clasificación horaria por sentido de circulación y por día de conteo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tabla II - 55 Conteo de vehículos, FC, IMD

FECHA	SENTIDO	Vehículos Livianos						Omnibus	Camión		Semitrayler	Trayler		TOTAL
		Auto	S. Wagon	Pick up	C. Rural	Camioneta	Micros	2 ejes	2 ejes	3 ejes	2S2	2T2	2T3	
Lunes 23/06/2014	Yarabamba-Q.Honda	216	121	59	24	17	152	15	75	7	4	2	2	694
	Q.Honda-Yarabamba	209	97	53	20	18	139	15	77	12	2	0	0	642
	total	425	218	112	44	35	291	30	152	19	6	2	2	1336
Martes 24/06/2014	Yarabamba-Q.Honda	215	117	59	26	26	137	18	67	20	3	4	3	695
	Q.Honda-Yarabamba	201	132	48	21	16	135	18	72	21	1	1	0	666
	total	416	249	107	47	42	272	36	139	41	4	5	3	1361
Miércoles 25/06/2014	Yarabamba-Q.Honda	181	118	55	22	30	162	16	69	15	1	1	1	671
	Q.Honda-Yarabamba	164	88	57	21	18	139	16	71	7	0	0	0	581
	total	345	206	112	43	48	301	32	140	22	1	1	1	1252
Jueves 26/06/2014	Yarabamba-Q.Honda	178	116	71	18	13	157	21	70	10	1	1	0	656
	Q.Honda-Yarabamba	161	87	59	13	15	142	21	72	13	0	0	1	584
	total	339	203	130	31	28	299	42	142	23	1	1	1	1240
Viernes 27/06/2014	Yarabamba-Q.Honda	207	127	70	25	28	161	23	76	13	2	1	1	734
	Q.Honda-Yarabamba	195	112	66	21	25	150	23	79	14	1	0	0	686
	total	402	239	136	46	53	311	46	155	27	0	1	1	1420
Sábado 28/06/2014	Yarabamba-Q.Honda	288	141	56	29	38	198	18	113	5	2	0	1	889
	Q.Honda-Yarabamba	259	111	51	31	36	140	18	88	7	0	1	0	742
	total	547	252	107	60	74	338	36	201	12	2	1	1	1631
Domingo 29/06/2014	Yarabamba-Q.Honda	989	217	152	35	45	258	14	34	3	1	0	2	1750
	Q.Honda-Yarabamba	364	187	95	19	42	246	14	40	4	1	2	0	1014
	total	1353	404	247	54	87	504	28	74	7	2	2	2	2764
Promedio	Yarabamba-Q.Honda	324.86	136.71	74.57	25.57	28.14	175.00	17.86	72.00	10.43	2.00	1.29	1.43	869.86
	Q.Honda-Yarabamba	221.86	116.29	61.29	20.86	24.29	155.86	17.86	71.29	11.14	0.71	0.57	0.14	702.14
	total	546.71	253.00	135.86	46.43	52.43	330.86	35.71	143.29	21.57	2.71	1.86	1.57	1572.00
Factor de corrección		1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	
IMDA	Yarabamba-Q.Honda	338.50	142.46	77.70	26.65	29.32	182.35	18.57	74.88	10.85	2.08	1.34	1.49	906.18
	Q.Honda-Yarabamba	231.18	121.17	63.86	21.73	25.31	162.40	18.57	74.14	11.59	0.74	0.59	0.15	731.43
	total	569.68	263.63	141.56	48.38	54.63	344.75	37.14	149.02	22.43	2.82	1.93	1.63	1637.61
IMDA (valor entero)	Yarabamba-Q.Honda	339.00	142.00	78.00	27.00	29.00	182.00	19.00	75.00	11.00	2.00	1.00	1.00	906
	Q.Honda-Yarabamba	231.00	121.00	64.00	22.00	25.00	162.00	19.00	74.00	12.00	1.00	1.00	0.00	732
	total	570.00	263.00	142.00	49.00	54.00	344.00	38.00	149.00	23.00	3.00	2.00	1.00	1638
	VDL	385.4	223	119.4	42.2	41.2	294.8	37.2	145.6	26.4	2.4	2	1.6	
	VS	547	252	107	60	74	338	36	201	12	2	1	1	
	VD	1353	404	247	54	87	504	28	74	7	2	2	2	
	IMDs	546.71	253.00	135.86	46.43	52.43	330.86	35.71	143.29	21.57	2.29	1.86	1.57	
	Fc	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	
	IMD	570	264	142	48	55	345	37	149	22	2	2	2	

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.5.2.1.4 Variación diaria

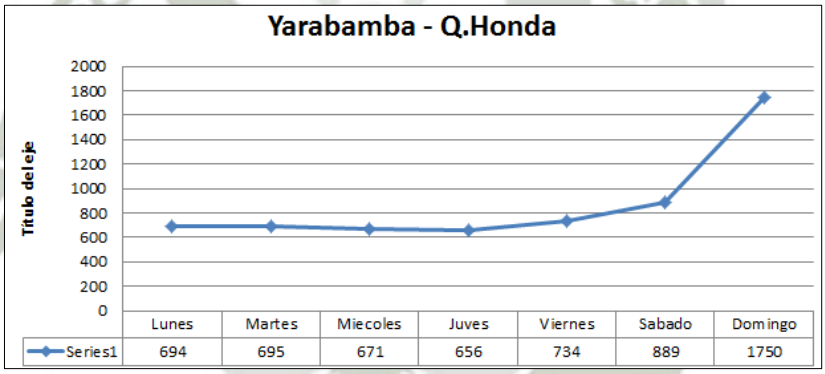
Estación E1 (Quebrada Honda - Yarabamba); el mayor volumen de tráfico se presenta el día domingo con 1750 veh/día en el sentido Yarabamba – Quebrada Honda y el menor volumen vehicular el día miércoles con 581 veh/día sentido Quebrada Honda - Yarabamba.

Tabla II - 56 Variación diaria en ambos sentidos o tramos

DÍA	Yarabamba-Q.Honda	Q.Honda-Yarabamba	total	%
Lunes	694	642	1336	12.14
Martes	695	666	1361	12.37
Miércoles	671	581	1252	11.38
Jueves	656	584	1240	11.27
Viernes	734	686	1420	12.90
Sábado	889	742	1631	14.82
Domingo	1750	1014	2764	25.12
TOTAL	6089	4915	11004	100
PORCENTAJE	55.33	44.67	100	

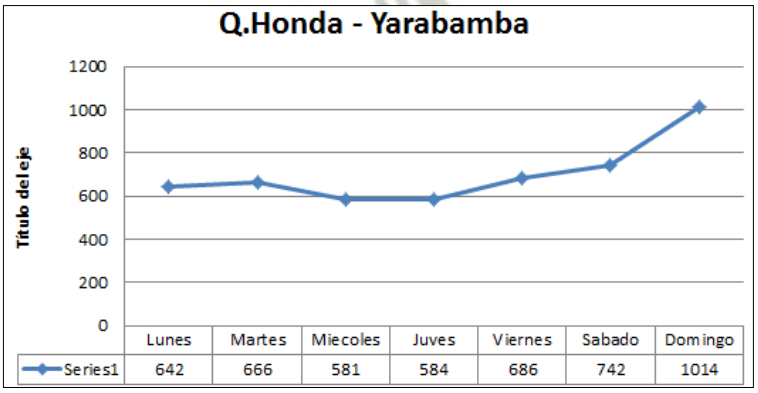
Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 18 Variación diaria en un solo sentido



Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 19 Variación diaria en un solo sentido



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

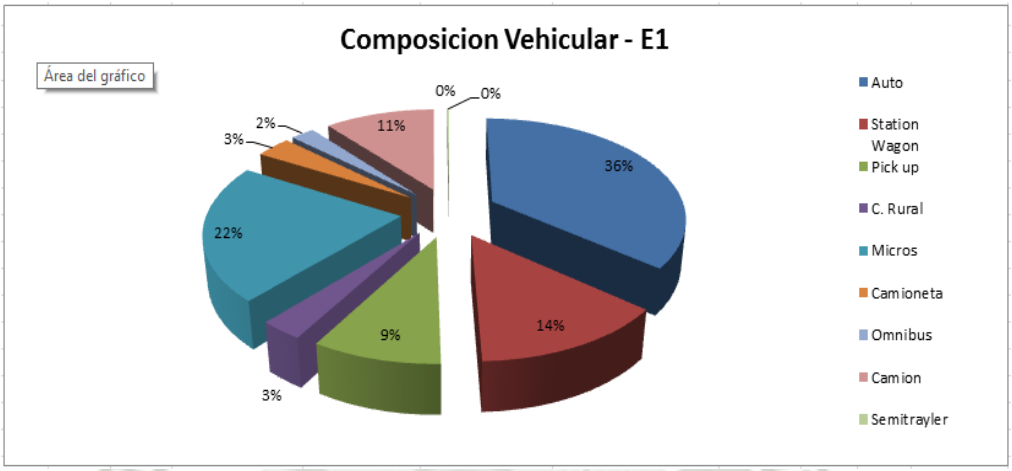
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 57 Composición vehicular en porcentaje

IMD - E1												
Vehículos Livianos						Omnibus	Camión		Semitrayler	Trayler		total
Auto	Station Wagon	Pick up	C. Rural	Micros	Camioneta	2 ejes	2 ejes	3 ejes	2S2	2T2	2T3	
570	264	142	48	345	55	37	149	22	2	2	2	1637
34.80	16.10	8.65	2.96	21.06	3.34	2.27	9.10	1.37	0.15	0.12	0.10	100

Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 20 Composición vehicular en porcentaje



Fuente: Elaboración propia

Con la tabla y grafica anterior podemos inferir que de acuerdo a la composición vehicular tenemos que la mayor cantidad de vehículos expresado en porcentaje se trata de autos que representa un 36% del total de la muestra, así mismo el 84.90 % representa a los vehículos livianos.

2.5.2.1.5 Proyección del tráfico

A. Proyecciones de tráfico normal

$$T_n = T_0(1+r)^{(n-1)}$$

Dónde:

T_n = Tránsito proyectado al año en vehículo por día

T_0 = Tránsito actual (año base) en vehículo por día

n = Año futuro de proyección

r = Tasa anual de crecimiento de tránsito (2.65%)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

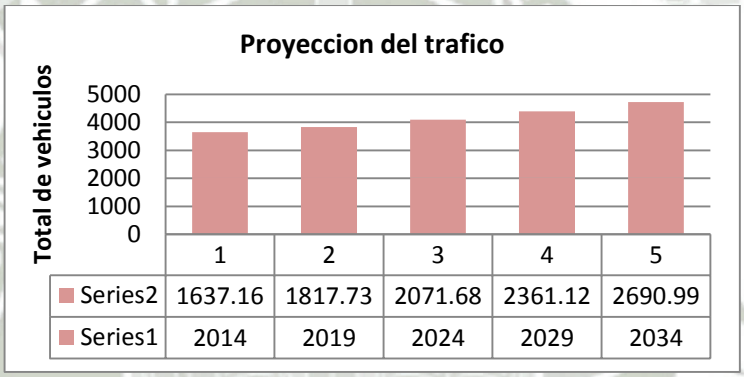
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla II - 58 Trafico futuro por tipo de vehículo y periodo de 20 años

TIPO DE VEHÍCULO		AÑOS				
		2014	2019	2024	2029	2034
Vehículos livianos	Auto	570	632.50	720.87	821.59	936.37
	S. Wagon	264	292.70	333.59	380.20	433.32
	Pick up	142	157.18	179.14	204.16	232.69
	C. Rural	48	53.71	61.22	69.77	79.52
	Micros	345	382.78	436.25	497.20	566.67
	Camioneta	55	60.66	69.13	78.79	89.80
Omnibus	2 ejes	37	41.24	47.00	53.57	61.05
Camión	2 ejes	149	165.45	188.57	214.91	244.94
	3 ejes	22	24.91	28.39	32.35	36.88
Semitrayler	2S2	2	2.64	3.01	3.43	3.91
Trayler	2T3	2	2.14	2.44	2.79	3.17
	2T2	2	1.81	2.07	2.36	2.69
TOTAL		1637.16	1817.73	2071.68	2361.12	2690.99

Fuente: Elaboración propia

Grafica II - 21 Proyección del tráfico futuro



Fuente: Elaboración propia

Conclusion: El índice medio diario Anual IMD es de 1638 vehículos la cual se ha considerado para las dos rutas de tránsito vehicular, habiendo analizado la presencia de vehículos tanto ligeros como medianos, y además en una proyección hasta el año 2034 podemos proyectar una presencia vehicular de hasta 2034 vehículos entre livianos y pesados.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

2.6 Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

2.6.1 Emplazamiento del puente

Nuestro puente sustituira un tramo peligroso el que actualmente esta entre el km 6+100 y el km 6+439, lo que será reemplazado por el puente variando las progresivas entre los 100 a 150 metros, solo quedando comprobar que la situación general de toda la zona de emplazamiento sea la adecuada.El puente cruzara por el rio Yarabamba en el km 6 +425 y deberá cumplir con ciertas condiciones que se describen a continuación.

Respecto a la estabilidad de la zona: La zona alrededor del km 6+430 debe de poseer una adecuada estabilidad fluvial, los estudios de hidráulica y de mecánica de suelos toman en cuenta lo mencionado y dan como parámetros limitantes del cauce el ancho estable del rio, tirante medio y la velocidad media del rio que al aplicar estos valores en el diseño se garantiza una adecuada estabilidad de terreno como del rio.

Respecto a la economía: Si se presentaría un régimen de rio estable ancho no solo aumentaría la longitud del puente sino que la estabilidad será menor, de acuerdo a lo hallado; el ancho estable del cauce no debe ser menor a 68m, no pudiendo variar el lugar ya que se desea conectar las dos partes de la carretera que se separaran luego de cortar el tramo que se eliminara, se tomara en cuenta este valor siendo a partir de este el presupuesto que se tomara en cuenta no siendo menos por seguridad.

2.6.2 Alineación del puente

Si bien es cierto se pueden realizar accesos trazando curvas de entrada y salida que permitan el trazo perpendicular, la norma DG2013 presenta técnicas que nos permite alcanzar mayores luces sin dificultad y viables; es por eso que a pesar que la topografía de la zona y la configuración geométrica de la carretera nos obliga a tener una alineación semipararlela al rio, podemos controlarlas con la aplicación de la norma, por lo que se decide usar el trazado oblicuo que no dará dificultades al transitar por el puente y además ofrecerá seguridad.

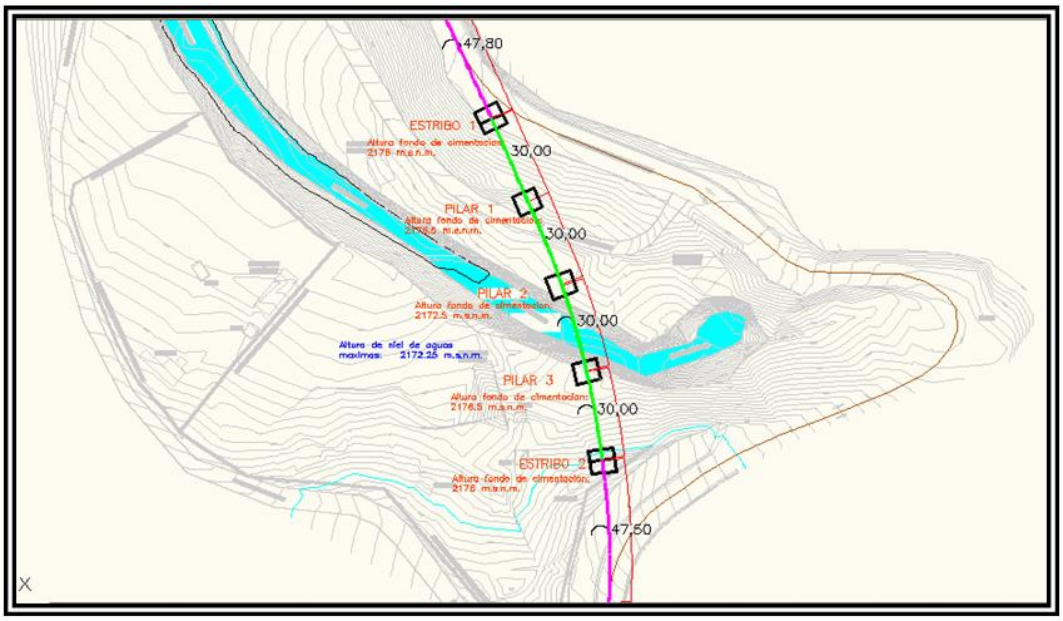
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Se han distribuido 3 pilares a cada 30 metros que sostendrán a las 4 partes en que se dividirá el puente, conjuntamente con los estribos se formara la subestructruara.

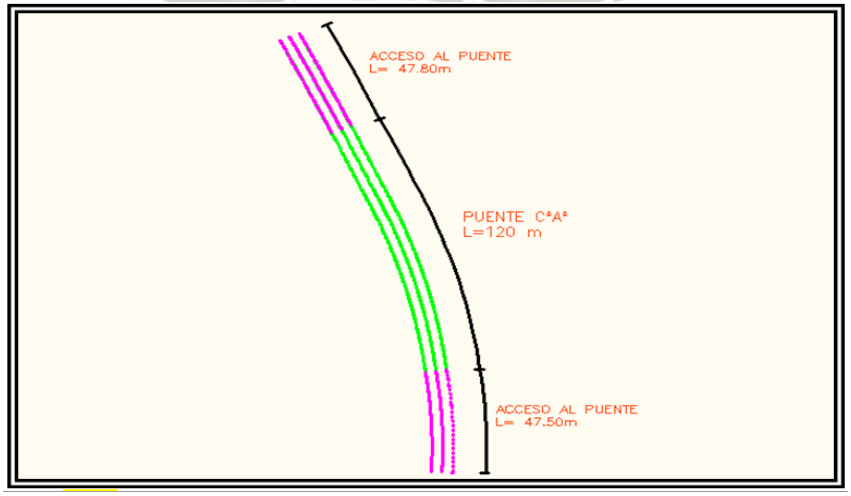
Figura II - 23 Alineación de las cimentaciones Pilares y Estribos



Fuente: Elaboración propia

La alineación oblicua se conforma de la unión de una curva central de radio de 280m y dos curvas de transición una de 1821.47m a la que consideramos casi como un tramo tangente por su gran radio hecho así por la necesidad de crear una curva acorde a la situación., y una curva de 242.07 metros

Figura II - 24 Modelación del tramo compuestas por tres curvas



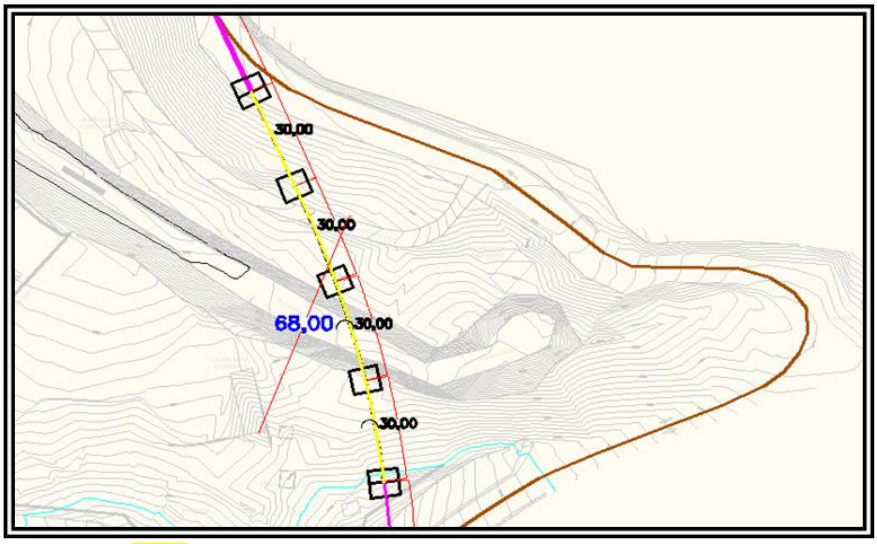
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

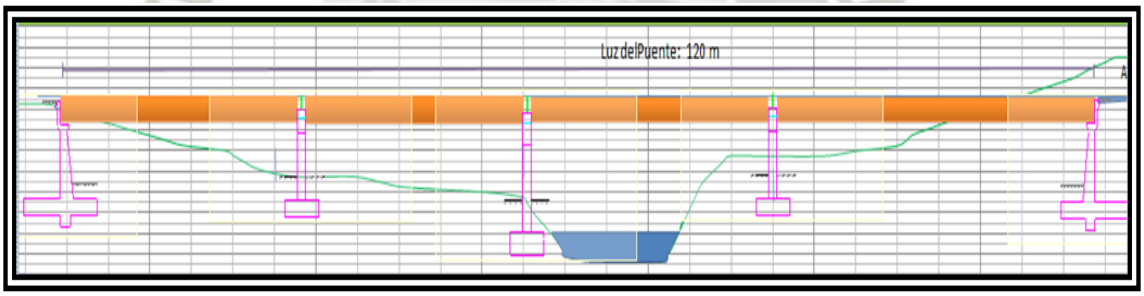
El ancho real del puente (vano o apertura) se medirá en la proyección sobre el plano perpendicular a la corriente mas no oblicuo lo que para nuestro caso tendrá que ser mayor a 68.0 metros

Figura II - 25 Radio para curvatura de puente



Fuente: Elaboración propia

Figura II - 26Subestructura – Pilares y estribos cada 30 metros



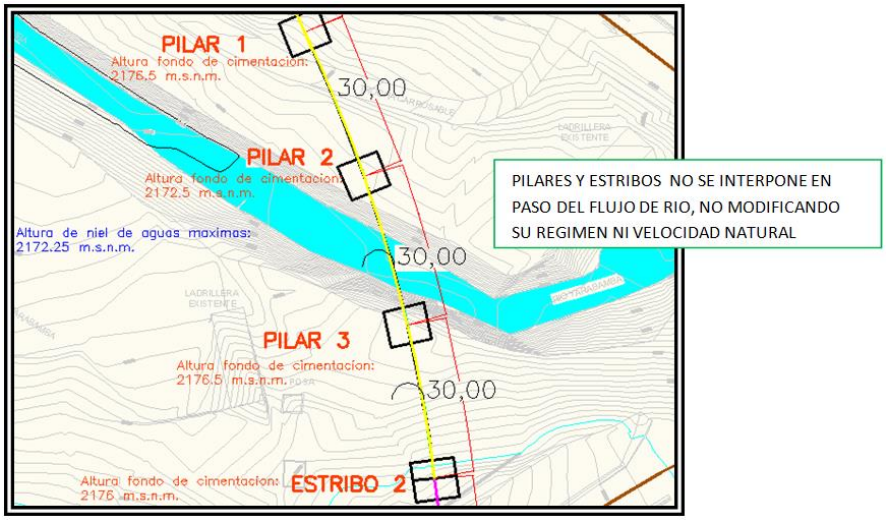
Fuente: Elaboración propia

La alineación oblicua que presentara el puente no ocasionara obstáculos ya que los estribos los pilares tienen una profundidad de cimentación que están a una altura superior a la que alcanzaría el rio con aguas máximas, el pilar central (el más cercano al rio) tiene la máxima profundidad de cimentación y aun así está por encima del nivel máximodel rio inclusive en los 100 años de periodo de retorno.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura II - 27 Disposición de pilar para no interferir en corriente de rio

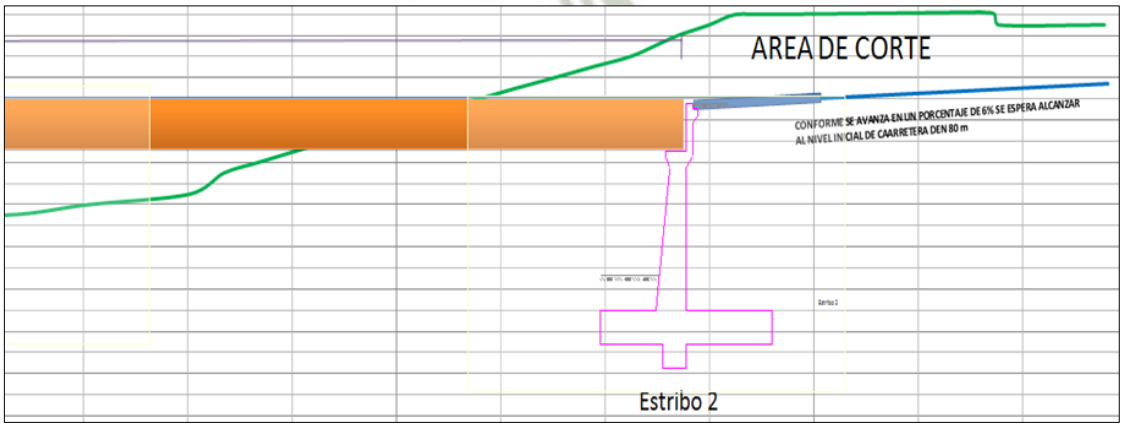


Fuente: Elaboración propia

2.6.3 Accesos

Los accesos se formaran a lo largo de los tramos en ambos extremos del puente, uno de 47.5m y otro de 47.8m, los cuales se encargan de empalmar los tramos de lo existente con lo proyectado; los radios de las clotoides de las curvas de transición son las que forman la longitud de los accesos, y en el acceso junto al estribo 2 se realizara un movimiento de tierras para que se alcance en 184 m el nivel de la carretera ya construida con pendiente 7.06% debido a que el nivel del tablero superior del puente terminado es de 2186.5 m y el nivel del tramo de la carretera construida es de 2199.50 (13 m arriba), y en los 47.5m (vía de acceso) se alcanzaran subir 3.36 m, y se deberá de modificar 136.5 m para alcanzar el nivel normal de la carretera alcanzando subir 13 m.

Figura II - 28 Área de corte - desnivel final entre el puente y la carretera.

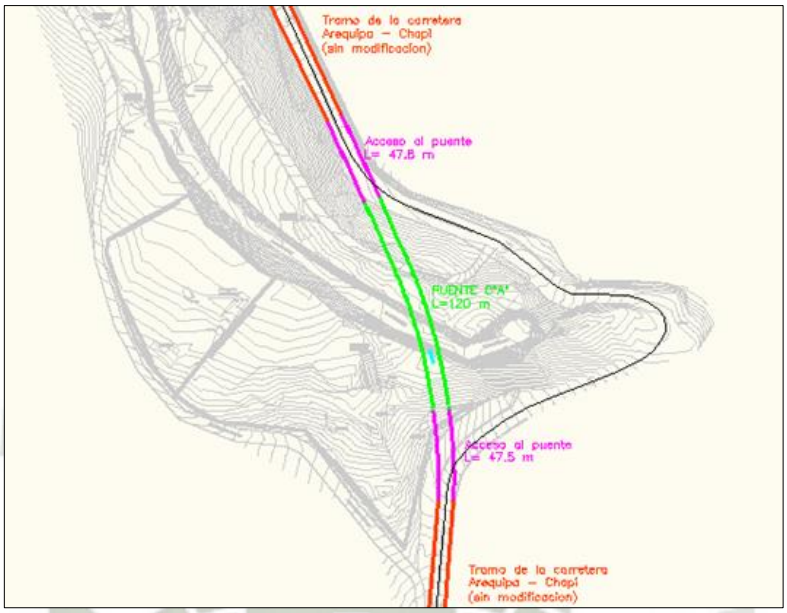


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura II - 29 Alineación de losa superior para el tablero del puente, y accesos



Gráficamente se puede visualizar todo lo; se muestra la alineación y accesos de 47.8 y 47.5 metros, que forman una figura curva la cual se analizara y se mostrara su diseño en los siguientes capítulos, a su vez se observa el emplazamiento final del puente.

2.6.4 Conclusión

El trazo del puente es de acuerdo a los arranques que se deja en la carretera al eliminarse el tramo existente dándole una forma curva al trazo de la losa superior. Además oblicuo no perpendicular a la corriente del rio para dar una mayor seguridad y facilidad de tránsito a los vehículos. La cimentación de los estribos y el pilar seguirá la dirección necesaria no interfiriendo en ningún caso el transito del rio para no crear una disminución en la sección transversal del cauce que provoque un cambio en el régimen de flujo.Se genera un volumen de corte en uno de los accesos (junto al estribo 2) por el desnivel que se tendrá entre el nivel de la carpeta de rodadura y la carretera ya construida que se soluciona nivelando el trazo de la carretera comenzando con el accesos que se elevara con una pendiente del 6% hasta alcanzar el nivel de la carretera.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

2.7 Sobre el porqué de las elecciones

2.7.1 En cuanto al método de diseño general del puente.

En nuestro país se elaboran los puentes según las disposiciones establecidas en la norma AASHTO (Standard Specifications for Highway Bridges) actualizada, la cual utiliza una metodología de análisis LFFD (Diseño por factores de carga y resistencia) por ser más segura y confiable por los factores de los estados limites que se utiliza, lo que mejora la visión de los efectos totales sobre el puente.

2.7.2 En cuanto a la sección transversal de la superestructura.

Se decide usar una sección tipo cajón de tres celdas compuesta de nervios internos y externos, losa superior e inferior, ya que según la investigación realizada es el que soporta la mayor longitud de luces de puentes (entre 15 y 36 m), la superestructura estará compuesta de varias luces soportadas por pilares.Además se ha decidido utilizar este tipo ya que utilizaremos también un sistema de concreto presforzado para realizar la comparación final, motivo de la tesis, para lo cual una superestructura tipo cajón es idónea ya que tiene una alta resistencia torsional, solicitación que requiere un trazo curvo como el que tenemos.

2.7.3 En cuanto a la subestructura.

A. **Estribos:** Se utiliza el tipo muro en voladizo debido a la altura que se debe de cubrir y por las garantías que ofrece este tipo de muro.
B. **Pilares:** Se utilizan pilares tipo muro de sección variable óptimo para puentes continuos, debido a la resistencia que ofrece, a la mejora económica y a la estética que se necesita.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO III

Análisis y diseño de P. simplemente reforzado

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3 CAPITULO III: ANALISIS Y DISEÑO DEL PUENTE S. REFORZADO

3.1 Análisis estructural para puente simplemente reforzado

3.1.1 Generalidades

Se inicia con la configuración de los elementos donde se elige cuantos compondrán la subestructura, el tipo de estribos y pilares, y el tipo de sección transversal para la superestructura, luego elegiremos los materiales, seleccionaremos la ubicación de todos los elementos y la altura de cada uno teniendo en cuenta que existen dos puntos (entrada y salida del puente). Luego se procede a realizar un pre-dimensionamiento que en la evaluación de resultados se ira perfeccionando, luego se colocara las cargas a las que será sometido el puente, se generan las combinaciones a considerar por funcinabilidad en el mismo puente y por la acción de la naturaleza. Finalmente se realiza el análisis computarizado mediante el software CSiBridge que por la metodología que utiliza resulta más eficaz en la obtención de resultados.

3.1.1.1 Marco normativo

Las normas peruanas e internacionales aprobadas también por el estado peruano para la elaboración de puentes regirán nuestro trabajo, y estas son:

- Manual de diseño de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, en su última actualización 2013.
- Especificaciones para el Diseño de puentes del American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), actualizada año 2012.

3.1.1.2 Alcances sobre el análisis estructural

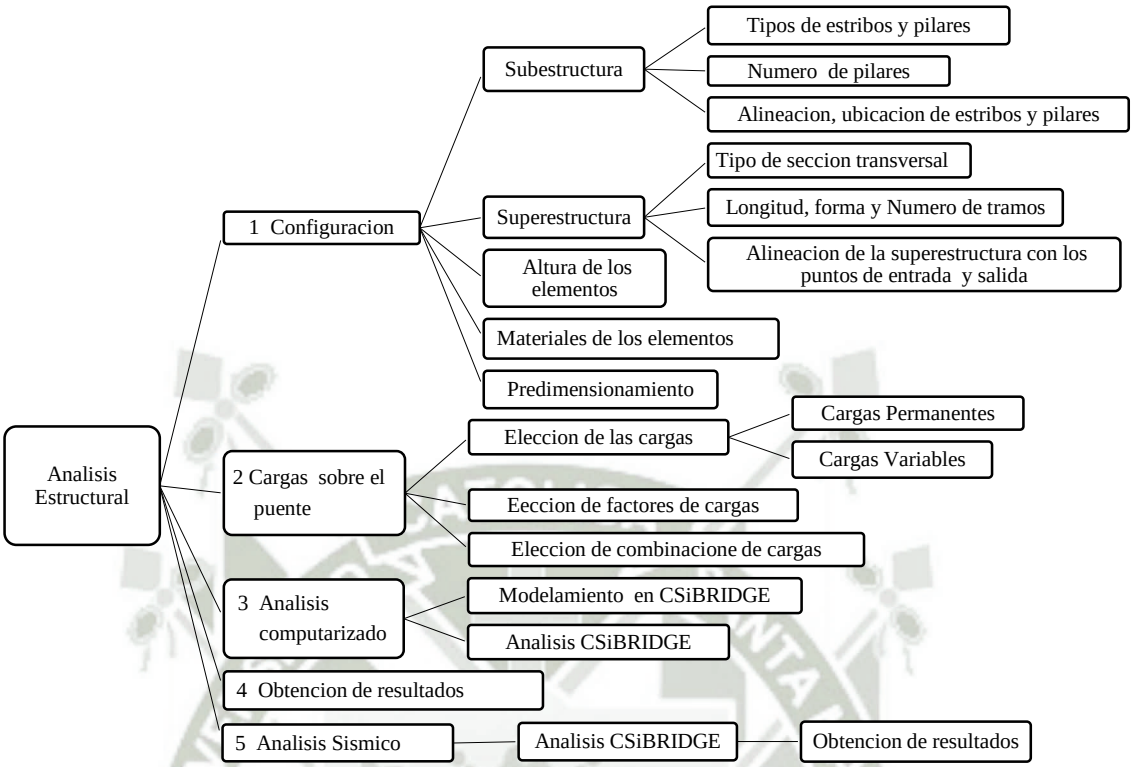
El alcance del análisis estructural se enfoca a encontrar resultados precisos que el Software CSiBRIDGE es capaz de mostrar por ser un método de análisis mucho más minucioso que el manual, ya que la geometría y irregularidad de la forma del puente (alineación curva) lo necesitan, sin embrago, se realizan verificaciones manuales que nos permiten estar conformes con el análisis computarizado.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.1.1.3 Esquematización que se utilizara en el análisis estructural

Figura III - 1Esquema - Análisis estructural de puente simplemente reforzado



Fuente: Elaboración Propia

3.1.2 Configuración del puente para el análisis

3.1.2.1 Configuración de la Superestructura

A. **Tipo de sección transversal.-** Se elige según la luz que debe cubrir, cargas a soportar y similitud que deberá tener con la propuesta de pre-esforzado. Para una luz de 30 metros, con cargas vehiculares y de gravedad dispuestas, teniendo una trayectoria curva es que se elige la sección tipo cajón (Garcia Rossell, 2006).

B. **Forma longitud del puente:**De acuerdo a la topografía, a los dos puntos de entrada y salida que se debe unir y a los estudios viales es que se deberá tener una forma curva con un radio de 280 m, lo que nos da la posibilidad de realizar un puente con una longitud de 120 m.

C. **Número de tramos y alineación.-** Para una luz total de 120 m y con una sección transversal que nos dará la posibilidad de soportar 30m se deberá tener 4 tramos y con un alineamiento curvo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

D. **Altura de los elementos.**- Según la topografía del lugar y los puntos existentes de acceso y salida al puente la altura en la que estará la losa del puente a lo largo de toda su longitud será 2186.5 m.s.n.m.

3.1.2.2 Configuración de la Subestructura

A. **Tipos de estribos y pilares.-** Debido a la superestructura que soportara fuerzas y momentos que actuaran sobre ellas, se eligió pilares tipo columnas con viga diafragma y estribos en voladizo.

B. **Numero de pilares.**- Para una luz de 120 m, con sección viga cajón, se tienen 4 tramos, por lo tanto 3 pilares.

C. **Alineación, ubicación de los estribos y pilares.**- De acuerdo a los estudios de trazo y diseño vial es que para unir los dos puntos a la entrada y salida del puente se necesitara una trayectoria curva y en el mismo estudio se describen detalladamente donde se ubican.

3.1.2.3 Especificaciones de los materiales a utilizar

A. **Acero de refuerzo:**Se variara entre acero grueso corrugado y alambres estirados en frio, con Fy=4200 kgf/cm^2, Es= 2000000 MPa equivalente a Es=2039400 kgf/cm^2

B. **Concreto:** Concreto de densidad normal teniéndose como límite una resistencia a la compresión de 500 kgf/cm2 y 160 kgf/cm2, para la losa se usara una resistencia de f'c=280 kgf/cm2, y que además se usara la misma resistencia para toda la infraestructura. La clase de concreto que se utilizara será clase A usado en todos los elementos estructurales; con Ec=15344$\sqrt{f'c}$, y densidad de γ=2.4 ton/m^3 y resistencia establecida de f'c=280kg/cm^2 con Ec=256754.23 kg/cm^2; el módulo de Poisson se asume igual a 0.2.

3.1.3 Cargas y estados de carga a utilizarse

A. **Cargas de diseño LRFD:**

Son cargas para todo tipo de puentes con el objetivo de prever y adecuarse en el análisis a las condiciones que se encontraran desde el momento que se coloque el puente, se tienen:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. Cargas permanentes:

- Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales DC
- Carga muerta de superficies de rodadura y dispositivos auxiliares DW
- Presión horizontal de tierra. EH
- Presión vertical de tierra EV
- Carga superficial de terreno ES
- Carga de fricción en los pilotes DD

b. Cargas variables

- Fuerza de frenado vehicular BR
- Fuerza centrífuga vehicular CE
- Carga de impacto IM
- Sismo EQ: Fuerza horizontal generada por el sismo.
- Carga viva peatonal PL: Generada por el movimiento de personas.
- Carga viva superficial LS: Carga vertical móvil sobre el terreno.
- Carga viva vehicular LL: Carga vehicular móvil sobre la estructura.
- Fuerza de fricción FR
- Efectos de viento sobre la carga viva WL
- Efectos de viento sobre la estructura WS
- Impacto de Buques CV: Dado por colisión de un buque con la estructura.
- Deformación de concreto CR : Esta deformación se genera con el tiempo

Se elegirá las que efectivamente actuaran sobre la estructura (estribos, pilares o losa superior), y que de acuerdo al elemento que se desee analizar posteriormente se tomaran un grupo de las que se describieron

B. Carga viva vehicular HL-93

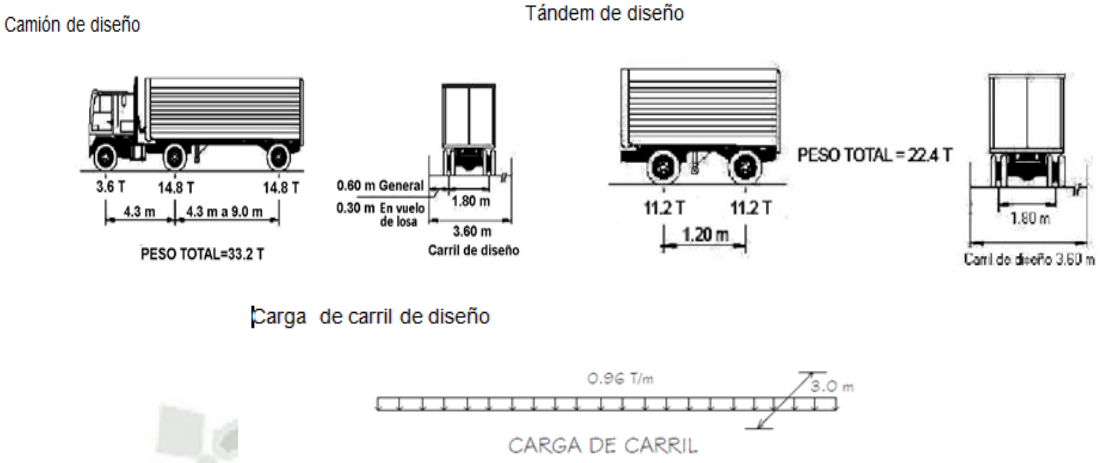
En el grupo de cargas variables están las que generen las líneas de influencia en el puente de acuerdo a la posición, AASHTO LRFD idealiza la presencia de carga viva vehicular mediante la carga HL 93 que es la composición del mayor efecto entre un vehículo de diseño más la carga de carril de diseño o un tándem de diseño más la sobrecarga del carril, que es una carga distribuida en una franja de ancho 3.0 metros.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura III - 2 Características del camión de diseño



C. Incremento por carga dinámica (Carga de impacto) IM

Los Efectos del camión o tándem deben ser incrementados en un porcentaje dado por la tabla III-1 para determinar los estados límite.

Tabla III - 1 Incremento por carga dinámica

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes • Estado Límite de fatiga y fractura • Todos los demás Estados Límites	 15% 33%

Fuente: Especificaciones de diseño AASHTO

Utilizaremos un porcentaje de mayoracion IM=33%, lo que significa que a la carga viva (vehicular) se le incrementara en un 33%, IM=LL*0.33.

3.1.4 Combinaciones de carga, Estados limite y factores de carga

A. Combinaciones de carga: obteniendo así cargas factorizadas y su cálculo viene dado como: $Q = n\sum(\gamma_i * q_i)$

Dónde: n = Modificador de carga q = Carga mencionada en el ítem 3.1.3. γ_i= Factor de carga usadas para la evaluación estructural

B. Estados limite: AASHTO las clasifica de la siguiente forma:

- **Resistencia I:** Relacionada al uso vehicular normal, para RIa y RIb.
- **Resistencia II:** Relacionada con el uso del puente por vehículos de características específicas sin viento.
- **Resistencia III:** Analiza cargas muertas muy grandes c/r a cargas viva

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Evento Extremo I:** Máxima combinación usando Sismo, Eela y Eelb.
- **Evento Extremo II:** Involucra carga de hielo, colisión de vehículos con reducción de carga viva.
- **Servicio I:**Involucra al uso normal del puente con viento a 90 km/hr
- **Servicio II:** Combinaciónpara controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas.
- **Fatiga:** Relacionada con la carga viva repetitiva vehicular.

Tabla III - 2 Combinaciones de carga AASHTO

Combinación de Cargas / Estado Límite	*DC DD DW EH EV ES EL*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU CR SH*	*TG*	*SE*	Usar sólo uno por vez: *EQ*	*IC*	*CT*	*CV*
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo *EH, EV, ES, DW, DC*	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo *LL, IM* y *CE*	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Especificaciones de diseño AASHTO

Tabla III - 3Factores de carga para cargas Permanentes γp

TIPOS DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	**Mínimo**
DC : Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficie de rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra		
- Activa	1.50	0.90
- Pasiva	1.35	0.9
EV : Presión vertical de tierra		
- Estabilidad global	1.35	N/A
- Estructuras de retención	1.35	1.00
- Estructuras rígidas empotradas	1.30	0.90
- Pórticos Rígidos	1.35	0.90
- Estructuras flexibles empotradas	1.95	0.90
S : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Fuente: Especificaciones de diseño AASHTO

Con las combinaciones de cargas definidas y el conocimiento de factores de carga se hace el análisis estructural de cada elemento del puente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Factor de presencia múltiple m: Con el que se puede tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93, según el siguiente cuadro m=1

Tabla III - 4 Factor de Presencia Múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, *m*
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

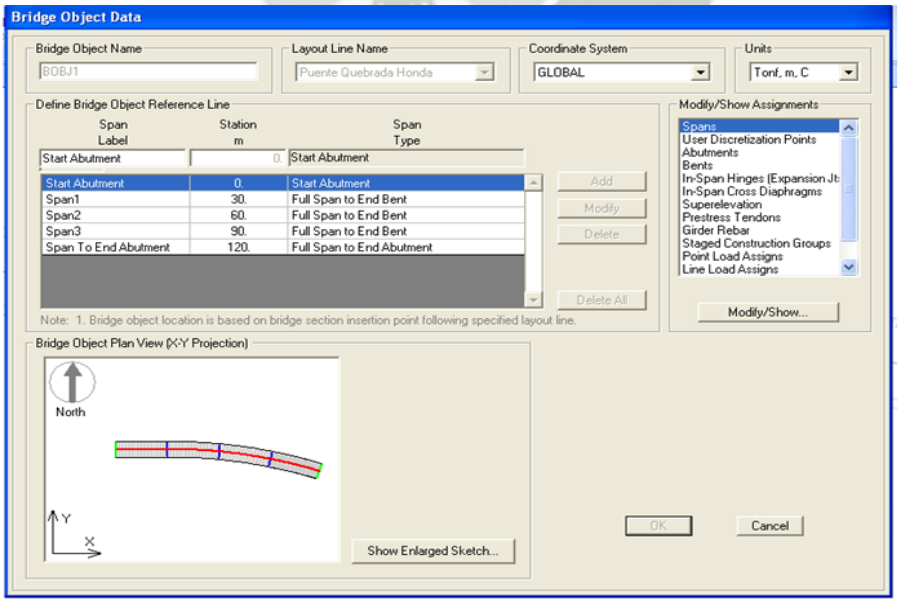
Fuente: Especificaciones de diseño AASHTO

3.1.5 Modelamiento para el análisis

Primero idealizar y plasmarlo en CSiBRIDGE, previo modelamiento estructural. Para la idealización se tomo en cuenta que no es una simple línea apoyada en sus extremos pues por su forma curva se complica en la geometría.

El modelo expresa un puente tipo cajón de 4 tramos de 30 m, siendo en un inicio recto y a partir del segundo tramo posee un radio de 280 m. La alineación de los tramos es horizontal en su totalidad. En la subestructura se modelan 2 estribos que serán calculados de acuerdo a las reacciones que se produzcan por la superestructura y a los efectos que generados por los estados de carga.

Figura III - 3Modelamiento CSI Bridge – Bridge Objet Data



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 4Modelamiento CSI Bridge – Vista en planta (XY)

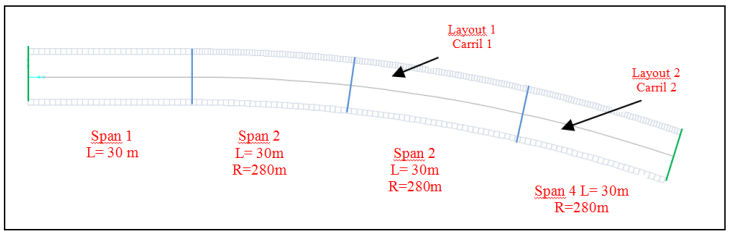


Figura III - 5 Modelamiento CSI Bridge –Perspectiva 3D

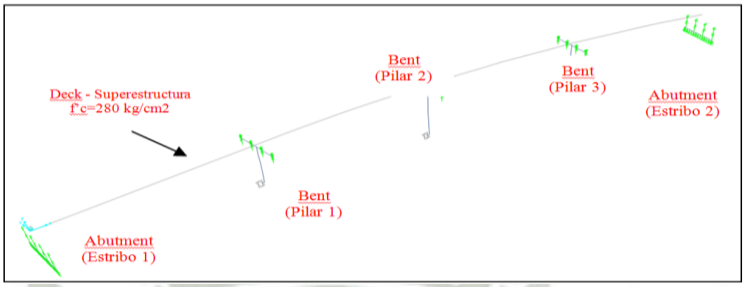
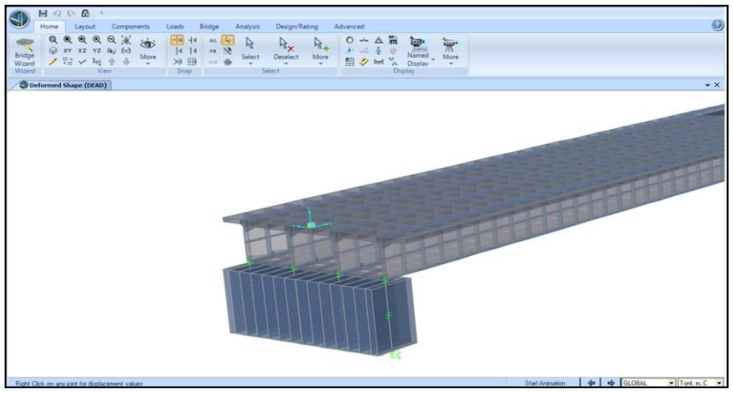
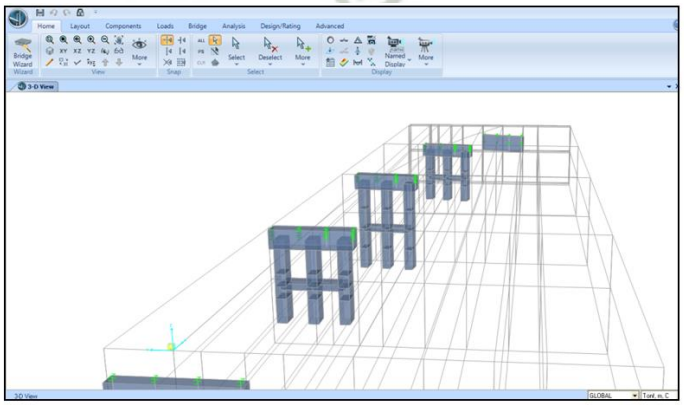


Figura III - 6 Modelamiento CSI Bridge - Estribos



En cuanto a los pilares se usaran los elementos tipo “bent” que en base a la columna antes predimensionada y calculada se asigna la sección, longitud, orientación y posición, y el terreno de fundación

Figura III - 7 Modelamiento CSI Bridge – Pilares



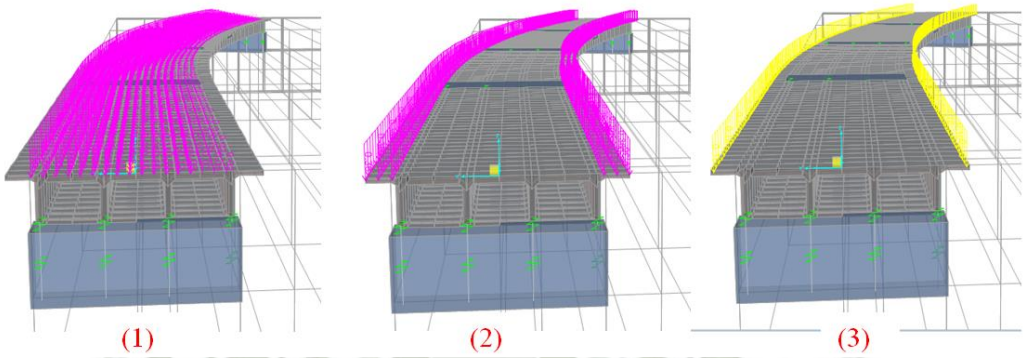
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Las cargas estáticas permanentes como el peso de superestructura, veredas, barreras new jersey y barandas son colocadas como carga muerta. Las fuerzas sísmicas, actuaran en las dos direcciones principales siendo ortogonales entre si, los efectos máximos serán estimados como la suma del 100% que actúa en la dirección y el 30% que actúa en la dirección perpendicular.

Figura III - 8 Modelamiento – Pavimento rígido, Veredas y Carga Peatonal, Barandas



La sobrecarga vehicular (carga móvil o viva) LL+IM, durante la operación del puente será sometido a esfuerzos producidas por vehículosy se encontrara una solicitación extrema debido a la aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño, dos camiones HL-93 con separación entre ejes de 4.3 m y que a su vez estén separados una distancia de 15 metros crearan un evento extremo de sobrecarga, considerando 90 % de la carga total del camión combinada con 90% de la carga del carril de diseño para ambos.

En el programa CSI BRIDGE se adiciona además de la carga móvil HL-93 que actuara como especifica [2] un camión de diseño (HL93K), el tándem (HL93M) y una carga especial (HL93 S) que genera solicitación extrema, Adicionalmente se añaden 3 solicitaciones extremas más a las que denominamos TRUCK, De entre estas combinaciones el mayor efecto será el llamado LL+IM

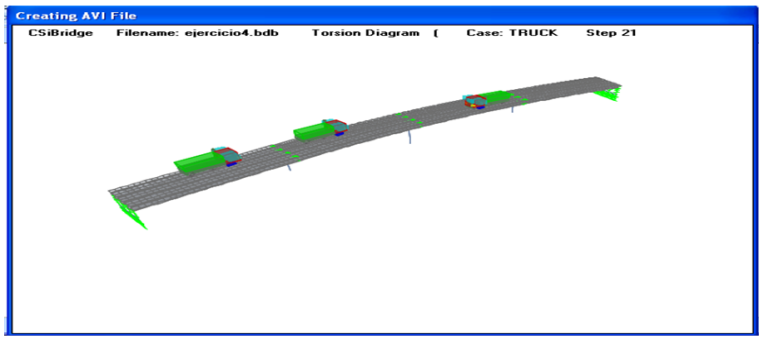
- **Caso 1:** El paso de los dos camiones separados 15 metros por el carril 1 que es la que tiene la curvatura exterior y solo un camión que se dirige en sentido contrario por el carril 2, llamándolo estado de carga TRUCK.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

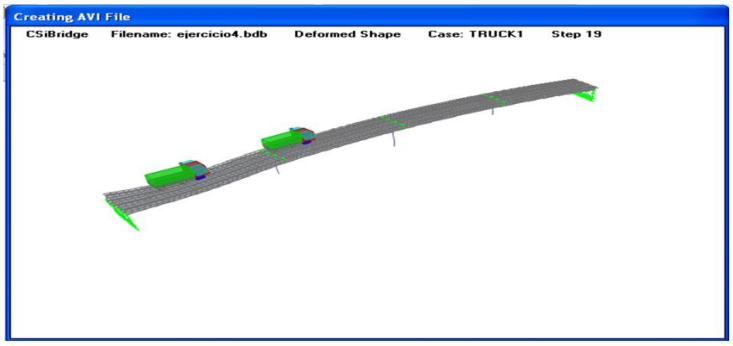
Figura III - 9Caso 1 de carga vehicular – TRUCK



V = 80 Km/hr

- **Caso 2:**Solo la vía con curvatura exterior peraltada (carril 1) se encuentra totalmente ocupada en el tiempo, pasando los vehículos HL-93 separados 15, a la que llamaremos estado de carga TRUCK1

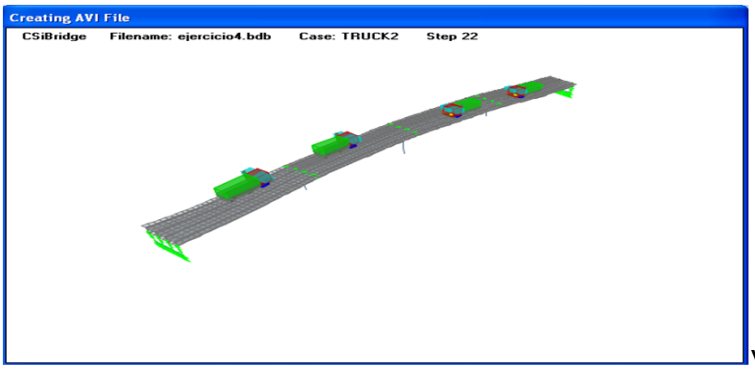
Figura III - 10Caso 2 de carga vehicular TRUCK 1



V = 80 Km/hr

- **Caso 3:** Ambas vías (carril1y2) se encuentran cargadas por 2 camiones separados entre si 15 m y con sus ejes separados 4.3 m que a vel=80 km/h da la solicitación extrema vehicular, estado de carga TRUCK 2.

Figura III - 11 Caso 3 de carga vehicular TRUCK 2



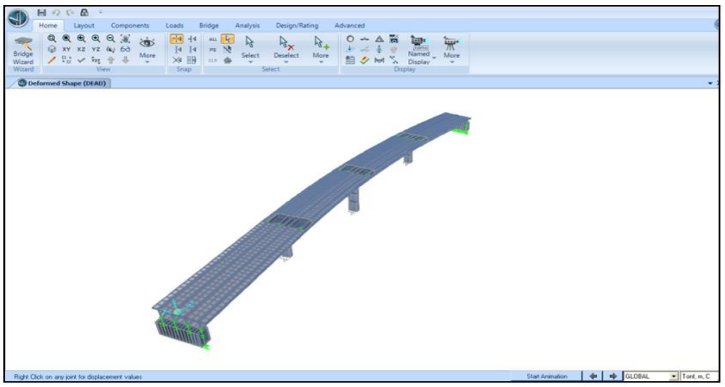
V = 80 Km/hr

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 12 Modelamiento CSI Bridge –Puente Quebrada Honda



3.1.6 Análisis estructural utilizando software CSI Bridge

3.1.6.1 Superestructura

Recibe y transmite a los apoyos las cargas, consta de:

- **El tablero**, conformado por la losa de concreto, es sobre el cual las cargas móviles de los vehículos se aplicaran, el sistema de piso que usaremos se integrara monolíticamente la estructura portante
- **Estructura portante**, conformadas por las vigas y las armaduras o cables, el efecto transmitido por el tablero es el que se aplicara aquí.

Se elegirá el tipo de superestructura, por su sistema estructural, teniendo:

- Superestructura tipo losa.
- Superestructura con vigas “T”
- Superestructura de sección tipo cajón

A. Elección del tipo a usar: Usaremos la**sección tipo cajón** ya que sus características y beneficios se adecuan a nuestros requerimientos.

Ventajas de la elección en comparación con los otros tipos

- Adecuado para longitudes de entre 15 a 36 m.
- Alta resistencia torsional, siendo capaz de absorber los efectos producidos por la curvatura del puente, garantizando su seguridad.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Su poca masa para el tamaño que posee, le permite captar en menor intensidad las fuerzas sísmicas que actúan horizontalmente, pues a menor masa la fuerza sísmica se aminoran de acuerdo a F=ma.
- Es una losa liviana pues los vacíos de las celdas le quita peso sin extraer el peralte que necesita para mantener grandes luces.
- La rigidez está garantizada en los dos sentidos del tablero ya que por defecto la losa inferior integra a todo el puente no necesitando de vigas diafragma secundarias como lo necesita los puentes de vigas T.

3.1.6.1.1 Predimensionamiento

Tomandouna sección transversal radial art 2.5.2.6.2 de [1]

Altura de la superestructura

Longitud por tramo: L= 30.00 m (Limite 36 m) [3]

Profundidad de la losa $h = \frac{(L+3)}{20}$ h=1.65 m $h = \frac{L}{18}$ h=1.67 m

Según [1] (tabla 2.5.2.6.3-1) $h = 0.055L$ sección viga cajón h= 1.65 m

Promedio= 1.66 m, por lo que una buena elección seria 1.70 m

Hipótesis: Las especificaciones AASHTO indican que son: “Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante”, por lo que ponemos a prueba la altura de 1.80 m que consideramos que será capaz de resistir adecuadamente sin deformarse más de lo que la norma lo permite. **Elegimos h = 1.80 m**

Separación entre caras de nervios (Sn)

Ancho del tablero Ancho del carril = 3.6m (carretera de 2da clase)

Número de carriles = 2

Anchode berma= 0.5 m (adoptada de acuerdo a la carretera construida)

Ancho del tablero = 8.20 m

$S_N = \frac{Ancho\ del\ tablero}{4}$ Sn= 2.05 m $S_N = 1.5 * h$ Sn= 2.70 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Por criterio económico elegimos un criterio: **SN= 2.30 m**

Altura de la losa $h_{min} = 0.1 + \frac{S}{30}$ →h_{min}= 0.18m

El espesor no debe de ser menor a 175 mm, y se considera una altura de sacrificio de 15 mm. Las losas que soportan a barreras de concreto no deben ser menores de 200 mm. **Elegimos h_{min} = 0.20 m**

Longitud del voladizo $S_V = \frac{S_N}{2}$ **Sv = 1.15 m**

Ancho de la losa inferior $t = \frac{1}{16} S_N$ t= 0.13 m

El espesor de la losa inferior debe ser máximo el de la losa superior (h_{min}); y no debe ser menor a 0.14 m **Elegimos h = 0.20 m**

Ancho de las paredes exteriores y nervios interiores

El espesor de los nervios están determinados por los requerimientos de corte y torsión, recubrimiento de concreto y colocación de concreto.A menudo se considera e= 28 cm, sin embargo se tienden a agrandar por efectos de cortante en las vigas interiores. **Elegimos e = 0.25 m**

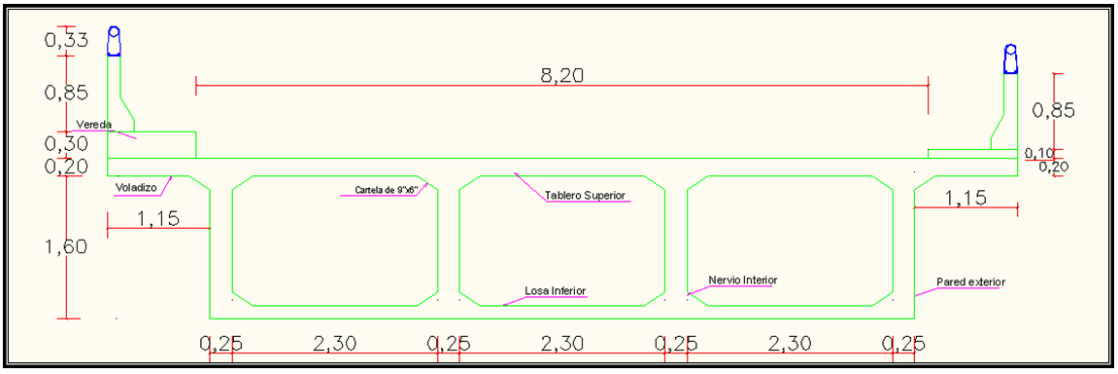
- **Veredas:** Se usan de dos tamaños debido al pavimento rígido y al peralte que varia de 2 a 4% (16.04 cm) en uno de los extremos de la vía ya que la vía es curva, por lo que: Extremo derecho Vereda h=10cm y en el Extremo Izquierdo Vereda h= 30cm
- **Barreras:** Se usaran barreras de protección tipo New Jersey a cada extremo, las cuales tendrán un peso de 0.397 ton/m en cada lado.
- **Barandas:**Se usan barandas con tubos de aluminio sujetas por placas transversales ajustados con pernos en las barreras, para asumir que tiene un peso de 0.1 tn/m , se considera solo el 20% de este

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 13Sección transversal de la superestructura



3.1.6.1.2 Datos del puente

Longitud del puente (L)	: 120 m
Numero de vías (n)	: 2 vías
Ancho de la vía	: 4.10 m
Espesor del pavimento rígido.	: Variable
Peralte máximo en curva (4% lado exterior)	: 0.164 m
Altura de la losa superior de superestructura	: 0.20 m
Altura de la losa inferior de la superestructura	: 0.15 m
Ancho de la vereda	: 1.00 m
Altura de la vereda derecha	: 0.10 m
Altura de la vereda izquierda	: 0.30 m
Numero de celdas (sección tipo cajón)	: 3 celdas
Numero de vigas interiores	: 2vigas
Número de vigas exteriores	: 2 vigas
Camión de diseño	: HL-93

Nota: ancho de vía para vehículo = 3.60m y 0.50 m para las bermas.

3.1.6.1.3 Materiales y especificaciones

Concreto

Peso específico del concreto (۲)	: 2.4 ton/m^3
Resistencia a compresión (f`c)	: 280 kg/m^2
Módulo de elasticidad del concreto (Ec)	: 256754.23 kg/cm^2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Acero

Peso específico del concreto (٢)	: 7.849 ton/m^3
Fluencia del acero (f'y)	: 4200 kg/cm^2
Fluencia última (f'u)	: 5600 kg/cm^2

3.1.6.1.4 Metrado de cargas

Peso superestructura (PDC)

Área de la losa superior	1.58 m^2
Área de los volados:	2*0.23 = 0.46 m^2
Área de las vigas interiores:	2*0.43= 0.87 m^2
Área de las vigas exteriores	2*0.42= 0.83 m^2
Área de la losa inferior	1.19 m^2
Área de la sección transversal	4.92 m^2
Área debido al sobreancho (9%)	0.44 m^2
Área de la vereda derecha	0.10 m^2
Área de la vereda izquierda	0.30 m^2
Área de barreras New Jersey	2*0.17 = 0.33 m^2
Peso de las barandas	0.04 tn/m
Pesos especifico del concreto	2.40 tn/m^3
Peso propio de la superestructura	14.3 tn/m

Peso del pavimento rígido (DW)

Área de superficie	0.67 m^2
Peso específico del concreto	2.40 tn/m^3
Peso de pavimento rígido	1.61 tn/m

Peso de la superestructura

Longitud total de la superestructura	120.00 m
Peso de la superestructura por metro	16.34 tn/m
Peso total superestructura	1960.68 tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

3.1.6.1.5 Proceso de análisis

Realizar un análisis lineal dentro del rango elástico de los materiales del puente, y a su vez al incluir el factor de modificación de respuesta R nos permitirá incursionar dentro del rango inelástico que poseen los materiales del puente permitiéndonos garantizar la ductilidad del puente.

a. Determinación de las cargas factores y combinaciones a utilizarse

Las cargas usadas serán: Carga muerta de la superestructura (DC), Carga asfáltica (DW), Carga móvil vehicular HL-93 (LL), Carga de impacto por movimiento (IM).

Estados Límite: Resistencia 1,Evento extremo 1, Servicio 1 y fatiga

Tabla III - 5 Combinaciones factores y estados de carga

Estado Limite	DC	DW	LL+IM	EQ
Resistencia 1a	**1.25**	**1.50**	**1.75**	
Resistencia 1b	**0.90**	**0.65**	**1.75**	
Ev Extremo 1a	**1.25**	**1.50**	**0.50**	**1.00**
Ev Extremo 1b	**0.90**	**0.65**	**0.50**	**1.00**
Servicio	**1.00**	**1.00**	**1.00**	
Fatiga			**0.75**	

b. Control de deflexiones máximas

De acuerdo a los criterios de deflexión, se debe verificar que el puente en el estado límite de Servicio 1 el límite de deflexión en el centro de tramo analizado es L/800 y o con una carga vehicular y/o peatonal, sobre voladizos el límite de deflexión es L/375, En nuestro caso L=30m y probamos peraltesde losa.

Tabla III - 6 Deformaciones para varios peraltes de superestructuras

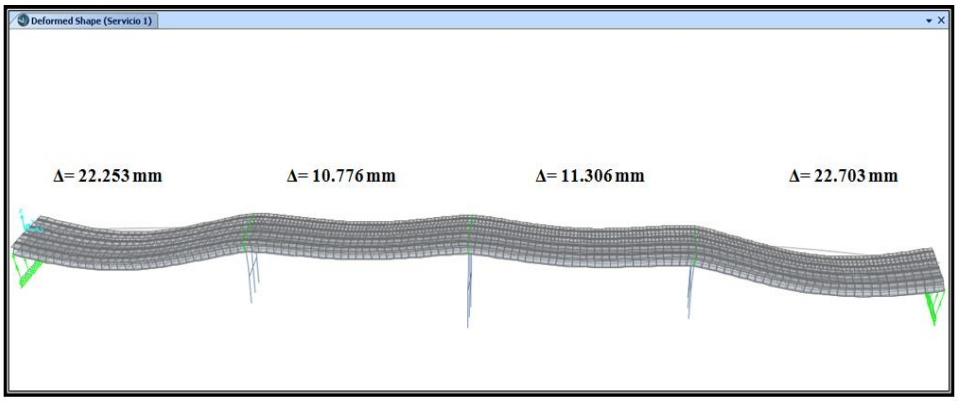
Altura de peralte (m)		Deflexión				Eleccion
		L/800=37.5 mm (en la vía)	Evaluación	L/375=80.0 mm (en el voladizo)	Evaluación	
Predimension.	1.70	27.967	CORRECTO	33.785	CORRECTO	NO
Altura menor	1.60	31.716	CORRECTO	37.089	CORRECTO	NO
Altura mayor	2.00	49.231	INCORRECTO	54.563	CORRECTO	NO
Alt. propuesta	1.80	22.703	CORRECTO	25.843	CORRECTO	SI

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura III - 14 Deformaciones máximas en cada tramo del puente



Para la elección final, la deflexión total no debe afectar la resistencia total de la estructura y debe ser la suma de la deflexión instantánea la cual se produce al desencofrar y aplicar cargas (estado de Servicio 1), más la deflexión diferida que se origina luego de un tiempo y sin aplicar más cargas, por lo que la suma de ambas se puede expresar también con la aplicación de un factor G a la deflexión inmediata (Servicio 1),teniendo:$G = \frac{F}{1+50\cdot\rho}$, donde F para un tiempo de vida útil del puente de más de 5 años es 2.0 y ρ es la cuantía promedio de acero que se usara en la losa, que la cual consideramos $\rho = 0.0083$, con lo que G=1.411

Tabla III - 7 Elección del peralte de la superestructura

Altura de peralte (m)		Deflexión - Estado Servicio 1(mm)	Deflexión Máxima (mm)	Deflexión Máxima Permitida(mm)	Evaluación
Predimensionamiento:	1.70	27.97	39.46	37.5	No Cumple
Altura menor:	1.60	31.72	44.75	37.5	No Cumple
Altura propuesta :	1.80	22.70	32.03	37.5	Cumple

Conclusión: El peralte adecuado es h=1.80m

c. Análisis en las losas superior e inferior del tablero

Sera el resultado de las combinaciones mencionadas, y su obtención manual a través de utilizar métodos aproximados (franja equivalente o corrección de momentos calculados mediante líneas de influencia).

El compilado de los resultados obtenidos para los distintos estados limite están en el *anexo digital*, a continuación presentamos los resultados ofrecidos por la combinación envolvente que nos servirá para el diseño.

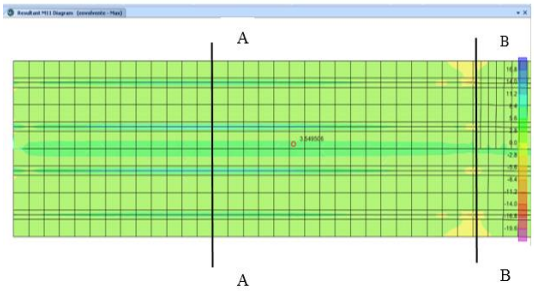
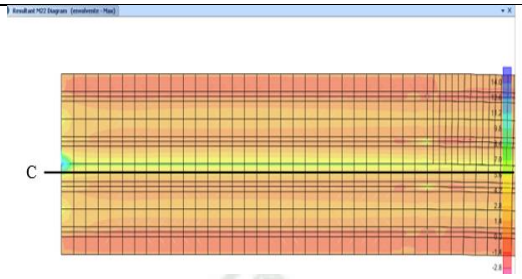
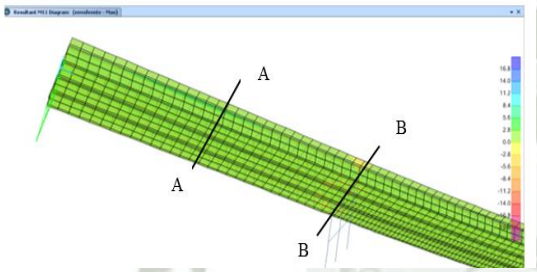
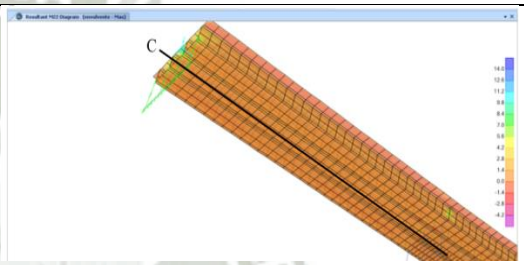
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

A. Momentos envolventes

- Tramo 1 (entre estribo izquierdo y pilar extremo 1)

Figura III - 15 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 1

Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
LosaSuperior del Puente	
	 $M_c(+)$= 6.096 tn-m
Losa Inferior del Puente	
	 Mc(+)=1.032 tn-m

Fuente: Elaboracion propia

Tabla III - 8 Momentos a lo largo de la Sección transversal– Tramo 1

MOMENTOS A LO LARGO DE LA SECCION TRANSVERSAL - TRAMO 1									
LOSA SUPERIOR - SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Exterior Izquierda	Luz Izq.	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Interior 2	Luz der.	Sobre Viga Exterior derecha	Extremo Derecho
A-A	0.998	6.599	2.42	9.39	4.799	9.288	2.371	6.182	0.908
B-B	-0.361	-7.761	1.196	-3.632	3.250	-4.117	0.977	5.659	-0.449
LOSA INFERIOR - SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Exterior Izquierda	Luz Izq.	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Interior 2	Luz der.	Sobre Viga Exterior derecha	Extremo Derecho
A-A		1.276	0.340	1.627	0.323	1.557	0.331	1.158	
B-B		0.914	-0.108	0.696	0.147	0.594	-0.07	0.651	

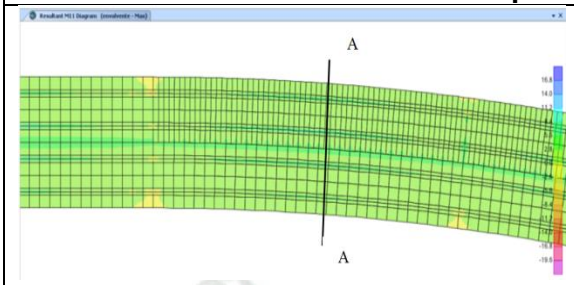
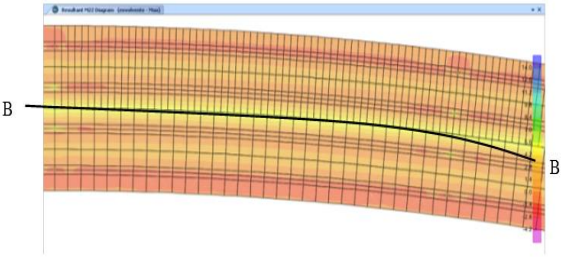
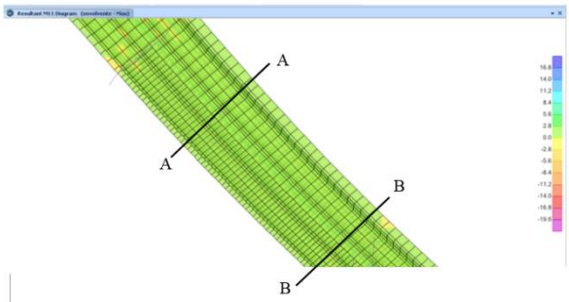
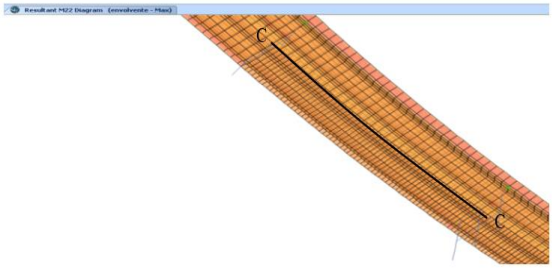
Fuente: Elaboracion propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Tramo 2 (entre pilar extremo 1 y pilar central)

Figura III - 16 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 2

Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
LosaSuperior del Puente	
	
Mmax (-) = - 0.318 tn-m	En el corte B-B:Mmax (+) = 5.849 tn-m
Losa Inferior del Puente	
	
	En el corte C-C: Mmax(+)= 0.224 tn-m

Fuente: Elaboración propia

Tabla III - 9 Momentos a lo largo de la sección transversal - Tramo 2

MOMENTOS A LO LARGO DE LA SECCION TRANSVERSAL - TRAMO 2									
LOSA SUPERIOR - SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Exterior Izquierda	Luz Izq.	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Interior 2	Luz derecha	Sobre Viga Exterior der	Extremo Derecho
A-A	0.563	4.010	2.153	6.255	4.476	6.939	2.436	5.076	0.799
LOSA INFERIOR - SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Exterior Izquierda	Luz Izq.	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Interior 2	Luz derecha	Sobre Viga Exterior der	Extremo Derecho
A-A		0.892	0.229	1.117	0.213	1.031	0.221	0.784	
B-B		0.412	-0.039	0.221	0.199	0.691	-0.035	0.691	

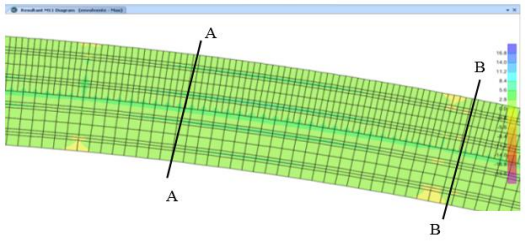
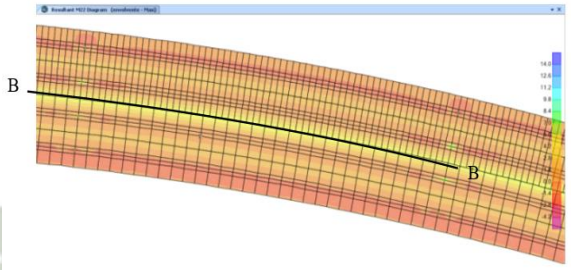
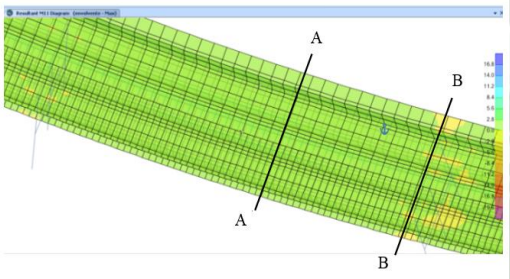
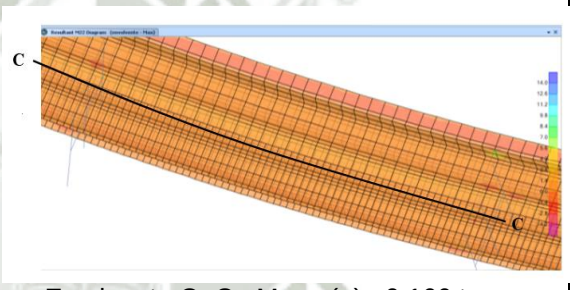
Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Tramo 3 (entre pilar extremo 1 y pilar central)

Figura III - 17 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 3

Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
LosaSuperior del Puente	
	 En el corte B-B Mmax (+) = 5.849 tn-m
Losa Inferior del Puente	
	 En el corte C- C Mmax(+)= 0.166 tn-m

Fuente: Elaboración propia

Tabla III - 10 Momentos a lo largo de la sección transversal- Tramo 3

MOMENTOS A LO LARGO DE LA SECCION TRANSVERSAL - TRAMO 3									
LOSA SUPERIOR - SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Exterior Izquierda	Luz Izq.	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Interior 2	Luz der.	Sobre Viga Exterior der	Extremo Derecho
A-A	0.788	4.989	2.424	6.810	4.465	6.106	2.142	3.923	0.552
B-B	-0.25	-2.495	1.429	-0.611	3.144	-0.992	0.991	-3.071	-0.482
LOSA INFERIOR - SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Exterior Izquierda	Luz Izq	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Interior 2	Luz der.	Sobre Viga Exterior der	Extremo Derecho
A-A		0.891	0.226	1.116	0.030	1.031	0.22	0.764	
B-B		0.324	-0.063	0.141	0.114	0.600	-0.077	0.553	

Fuente: Elaboración propia

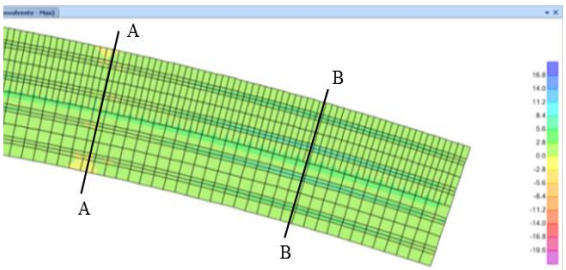
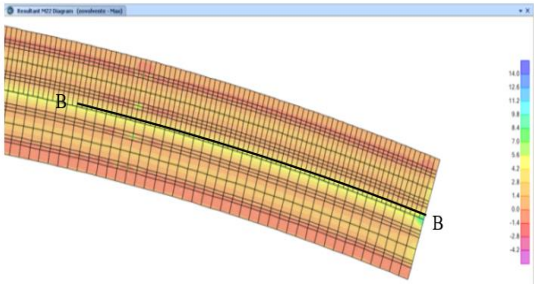
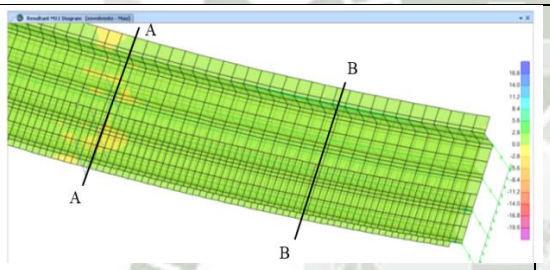
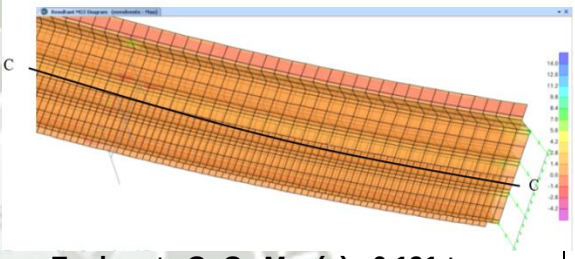
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Tramo 4 (entre el pilar extremo 2 y el estribo derecho)

Figura III - 18 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 4

Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
LosaSuperior del Puente	
	 En el corte B-B Max (+) = 5.850 tn-m
Losa Inferior del Puente	
	 **Enel corte C- C Max(+)= 0.191 tn-m**

Fuente: Elaboración propia

Tabla III - 11Momentos a lo largo de la sección transversal - Tramo 4

MOMENTOS A LO LARGO DE LA SECCION TRANSVERSAL - TRAMO 4									
LOSA SUPERIOR - SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izq	Sobre Viga Ext Iz	Luz Izq.	viga Int 1	Luz central	viga Int 2	Luz der.	viga Ext der	Extremo Der
A-A	-0.187	-0.413	1.731	-0.367	1.558	-3.728	0.990	-5.743	-0.482
B-B	1.055	7.299	2.709	10.093	4.731	9.312	2.414	6.228	0.822
LOSA INFERIOR - SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izq	Sobre Viga Ext Iz	Luz Izq.	viga Int 1	Luz central	viga Int2	Luz der.	viga Extder	Extremo Der
A-A		0,099	-0.0239	-0.171	0.021	-0.285	0.011	-0.13	
B-B		1.253	0.339	1.618	0.321	1.537	0.328	1.158	

Fuente: Elaboración propia

d. Análisis en las vigas exteriores e interiores de la sección tipo cajón

Los resultados son obtenidos mediante el software Csi Bridge. Todos los resultados obtenidos para los distintos estados límite también estan en el *anexo digital*, los resultados ofrecidos por la combinación envolvente son:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 12Momentos en Viga Exterior Izquierda

Posición	Máximo Positivo (+)			Máximo Negativo (-)		
m	V2Tonf	TTonf-m	M3Tonf-m	V2Tonf	TTonf-m	M3Tonf-m
0.00 - 8.00	4.39	0.71	502.50	-119.82	-38.80	-6.24
8.00 - 16.00	58.06	27.19	541.55	-41.57	-18.92	10.61
16.00 - 24.00	121.63	53.65	453.90	9.15	-2.25	-161.59
24.00 - 32.00	166.87	56.25	38.46	-148.55	-44.21	-776.64
32.00 - 40.00	-7.26	-3.08	247.54	-124.53	-47.12	-377.58
40.00 - 48.00	43.15	20.25	324.01	-57.35	-26.00	-47.30
48.00 - 56.00	110.21	45.05	279.49	-6.69	-1.96	-194.92
56.00 - 64.00	143.29	44.86	25.26	-143.32	-45.64	-583.59
64.00 - 72.00	9.87	3.79	301.03	-101.50	-44.08	-124.38
72.00 - 80.00	65.69	30.14	323.88	-34.73	-15.67	-68.60
80.00 - 88.00	133.65	46.14	221.22	11.80	2.08	-458.82
88.00 - 96.00	148.81	45.35	88.29	12.66	-6.87	-554.93
96.00 - 104.00	-6.81	0.71	474.88	-117.77	-56.44	-110.33
104.00 - 112.00	47.90	23.51	540.82	-52.25	-26.30	26.13
112.00 - 120.00	127.03	41.12	478.35	-1.85	0.57	-1.39

Fuente: Elaboración propia

Tabla III - 13Momentos en Viga Interior 1 (Izquierda)

Posición	Máximo Positivo (+)			Máximo Negativo (-)		
m	V2Tonf	TTonf-m	M3Tonf-m	V2Tonf	TTonf-m	M3Tonf-m
0.00 - 8.00	6.31	17.19	656.73	-118.26	-37.43	0.44
8.00 - 16.00	61.65	35.51	721.13	-46.27	-27.25	9.75
16.00 - 24.00	126.01	60.06	613.04	3.24	-15.55	-234.50
24.00 - 32.00	174.14	60.10	52.44	-155.59	-41.25	-941.16
32.00 - 40.00	-4.66	14.65	337.49	-129.91	-51.78	-534.54
40.00 - 48.00	46.97	29.73	433.32	-61.02	-34.77	-72.38
48.00 - 56.00	114.45	50.68	371.29	-8.98	-9.19	-279.62
56.00 - 64.00	148.50	47.33	42.40	-148.45	-50.60	-690.16
64.00 - 72.00	12.05	10.99	401.18	-105.54	-51.11	-189.63
72.00 - 80.00	69.28	39.31	432.88	-38.88	-24.47	-98.36
80.00 - 88.00	139.64	50.59	296.93	9.05	-25.79	-626.25
88.00 - 96.00	156.05	28.82	117.34	9.23	-30.82	-719.33
96.00 - 104.00	0.95	9.02	644.39	-117.55	-73.32	-162.66
104.00 - 112.00	52.71	34.50	721.60	-53.01	-39.09	31.40
112.00 - 120.00	119.52	43.61	618.51	-3.46	-18.33	0.24

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 19Diagramas de Momentos y Fuerzas – VEl y VII

Viga exterior Izquierda	Viga Interior Izquierda
Diagrama de Momento M3	**Diagrama de Momento M3**

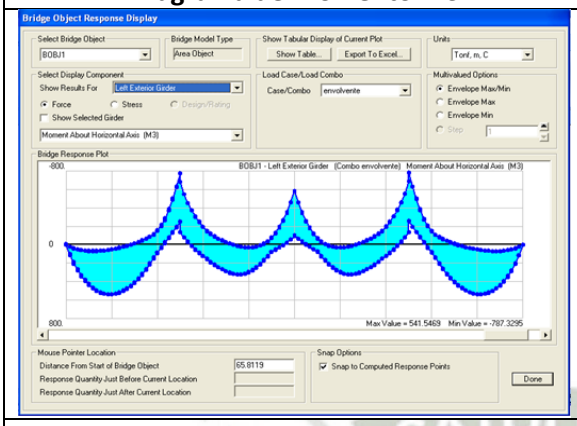
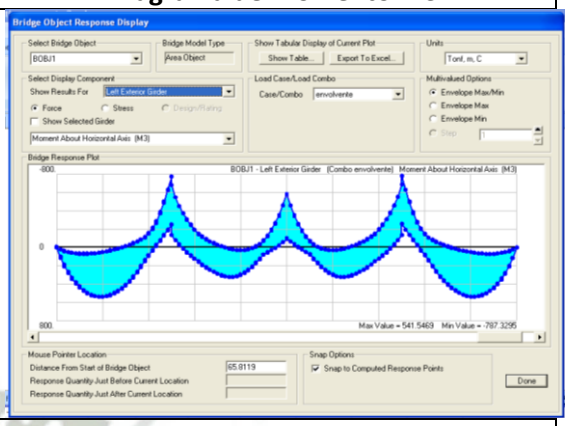

	

Diagrama de Torsion T	**Diagrama de Torsion T**

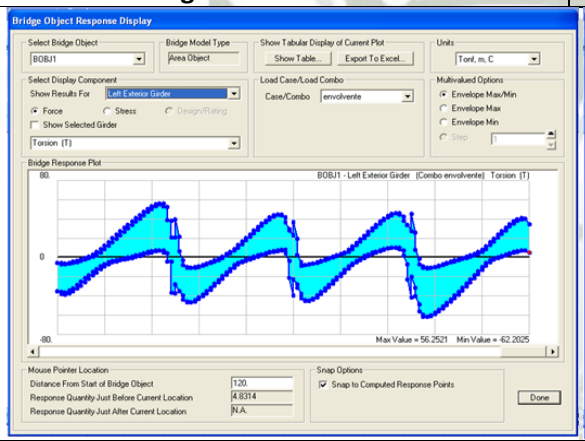
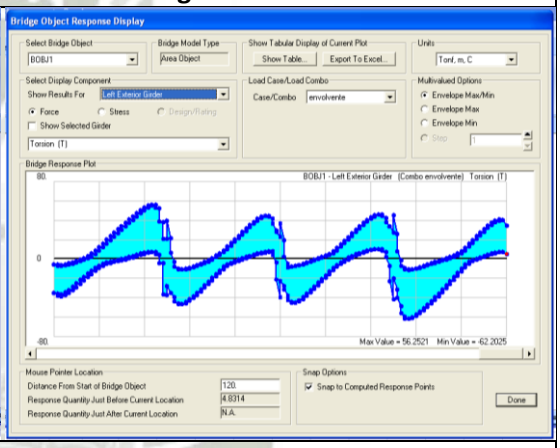
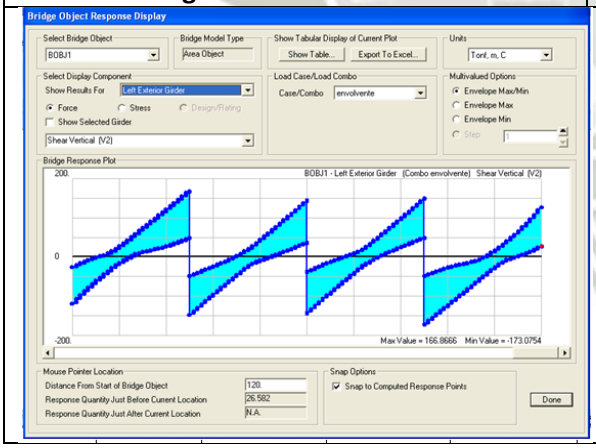
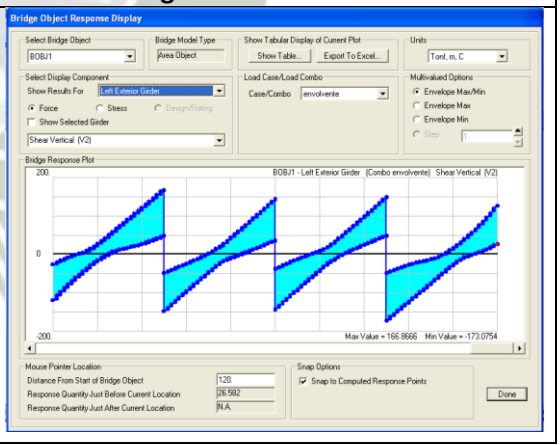

	

Diagrama de Cortante V2	**Diagrama de Cortante V2**
	

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla III - 14 Momentos de Viga interior 2 (Derecha)

Posición	Máximo Positivo (+)			Máximo Negativo (-)		
m	V2Tonf	TTonf-m	M3Tonf-m	V2Tonf	TTonf-m	M3Tonf-m
0.00 - 8.00	6.84	30.90	644.58	-114.83	-17.49	0.27
8.00 - 16.00	60.48	20.32	711.37	-45.60	-24.70	4.07
16.00 - 24.00	122.53	26.33	608.08	2.62	-39.61	-234.66
24.00 - 32.00	168.36	43.90	54.47	-147.90	-56.28	-917.85
32.00 - 40.00	-3.25	27.31	333.52	-126.12	-32.97	-530.02
40.00 - 48.00	47.32	18.51	429.16	-61.04	-18.83	-75.64
48.00 - 56.00	111.26	26.96	367.89	-9.41	-26.94	-278.51
56.00 - 64.00	141.21	45.97	45.58	-141.15	-47.52	-668.42
64.00 - 72.00	12.45	26.38	397.52	-102.83	-25.85	-190.22
72.00 - 80.00	68.86	20.51	428.67	-39.51	-19.18	-103.22
80.00 - 88.00	134.64	39.04	294.91	7.83	-28.80	-608.40
88.00 - 96.00	147.76	53.56	120.01	8.76	-28.80	-699.38
96.00 - 104.00	2.69	25.84	639.95	-114.00	-41.89	-165.16
104.00 - 112.00	53.48	18.33	711.47	-52.25	-27.11	26.48
112.00 - 120.00	115.99	19.62	600.70	-3.68	-29.70	-0.35

Fuente: Elaboración propia

Tabla III - 15 Momentos en Viga Exterior Derecha

Posición	Máximo Positivo (+)			Máximo Negativo (-)		
m	V2Tonf	TTonf-m	M3Tonf-m	V2Tonf	TTonf-m	M3Tonf-m
0.00 - 8.00	3.56	33.75	473.69	-104.14	-1.80	-5.77
8.00 - 16.00	51.48	15.46	520.17	-39.47	-21.14	6.29
16.00 - 24.00	107.75	4.69	439.00	5.90	-42.06	-156.91
24.00 - 32.00	145.20	43.64	37.92	-126.49	-44.76	-724.17
32.00 - 40.00	-4.69	33.93	244.07	-108.10	-0.91	-378.51
40.00 - 48.00	37.81	19.54	315.73	-51.47	-13.20	-60.35
48.00 - 56.00	95.33	4.19	269.69	-7.43	-32.48	-187.50
56.00 - 64.00	120.80	33.17	31.59	-120.64	-35.45	-533.05
64.00 - 72.00	10.26	31.61	290.67	-88.26	-4.69	-132.93
72.00 - 80.00	58.44	12.00	315.20	-30.81	-21.51	-76.79
80.00 - 88.00	116.12	2.64	212.44	8.77	-34.91	-440.17
88.00 - 96.00	126.42	37.09	82.40	9.80	-34.91	-519.89
96.00 - 104.00	-1.60	32.21	462.11	-95.64	-7.47	-112.62
104.00 - 112.00	46.73	15.42	521.16	-41.26	-15.21	23.17
112.00 - 120.00	98.88	1.30	436.88	-0.41	-31.04	-5.43

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 20 Diagramas de Momentos y Fuerzas – VED

Viga exterior Derecha	Viga Interior Derecha
Diagrama de Momento M3	**Diagrama de Momento M3**

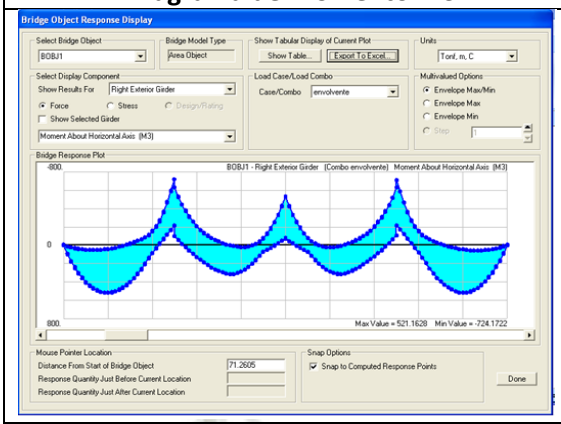
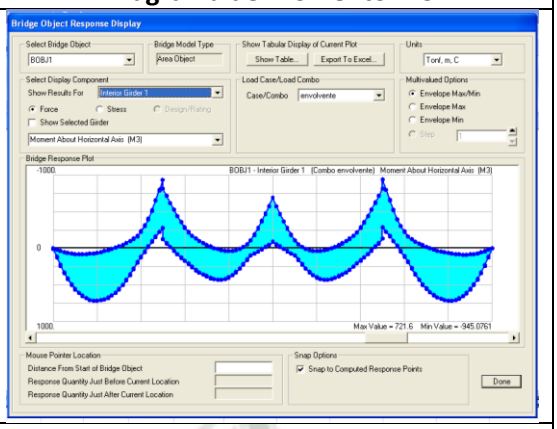

	

Diagrama de Torsion T	**Diagrama de Torsion T**

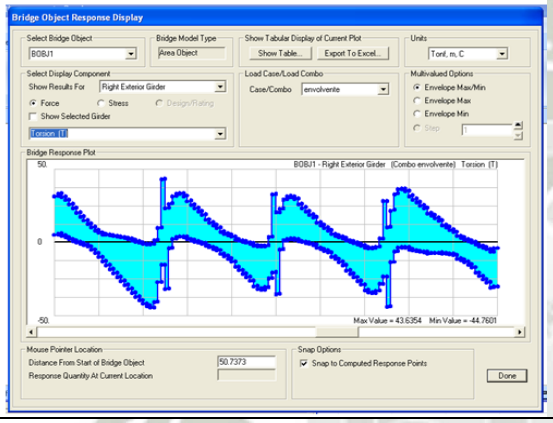
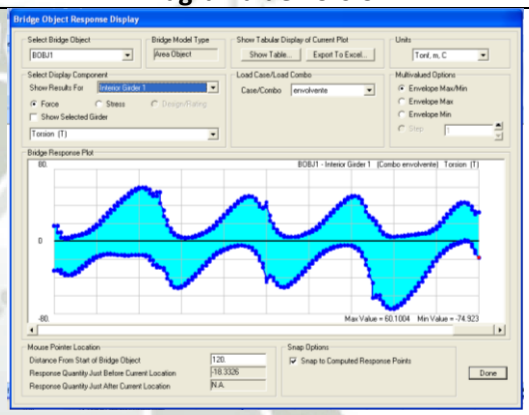
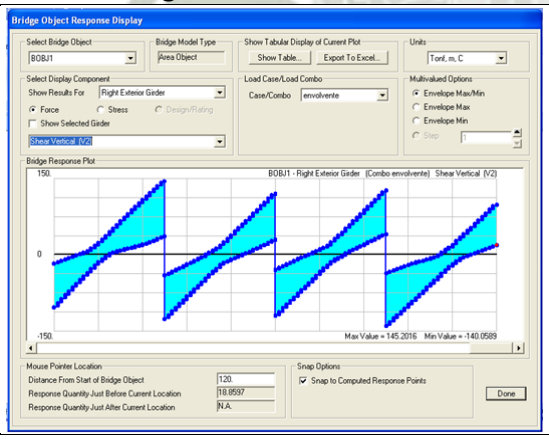
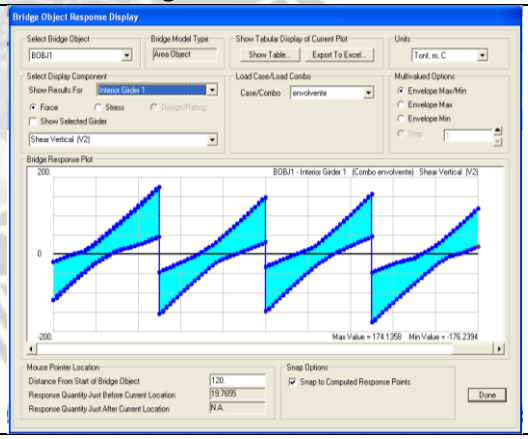

	

Diagrama de Cortante V2	**Diagrama de Cortante V2**
	

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.1.6.2 Subestructura

3.1.6.2.1 Estribos

Para su diseño se elegirá el tipo de estribo que se debe utilizar.

- **De gravedad.-**Económicos para estribos con alturas menores a 5m.
- **En voladizo.-**Económicos por lo general para alturas hasta 12 metros.
- **Con contrafuertes**. Económicos para alturas mayores a 12 metros.

Elección del tipo a usar: Usaremos el *tipo de* ***estribo en voladizo***, cuya elección no es solo por la altura, sino también por el costo de construcción,

Ventajas de la elección en comparación con los otros tipos

- Adecuado para alturas entre 5 a 12 metros, adoptamos H=11.10 m
- El muro pantalla no estará sometido a esfuerzos horizontales mayores, de modo que no es necesario contrafuertes.
- No trae complicaciones en la construcción, los contrafuertes traen dificultades al momento de armar el acero y encofrado.

Análisis estructural de los estribos

a) Datos obtenidos en los estudios básicos

Las condiciones para ambos estribos serán las mismas ya que según el análisis de suelos y los datos geológicos el material sobre los cuales se fundaran las cimentaciones de los estribo son los mismos, además el nivel de caudal máximo dentro de los 100 años del periodo de retorno no alcanzara el nivel de fundación por lo que no variaran las condiciones.

- La altura de relleno que será sostenido por los estribos H=11.10 m,
- Cohesión de terreno de cimentación:0.02 kgf/cm2= poco cohesivo
- Peso específico del terreno de cimentación : γ= 2.11 gr/cm^3
- Cap.portante del terreno a nivel de fundación: q_{ultimo}= 322.74 tn/m^2
- Angulo de fricción interno Φ= 35.97º
- Coeficiente de aceleración horizontal : A= 0.4
- Coeficiente de sitio : S=1.0

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b) Predimensionamiento

- Ancho de la zapata (B): $B=\frac{2}{3}H = \frac{2}{3}(11.10) = 7.40$ m

  Adoptamos B=7.50 por seguridad

- Altura de la zapata (D): $D= 0.1H = 0.1\ (11.10)= 1.\ 11$ m

  Adoptamos D=1.90 m por seguridad

- Longitud de punta de la zapata: $L_{punta}=\frac{1}{3}(B) = \frac{1}{3}(7.50)= 2.50$ m

  Adoptamos L_{punta}=2.70 m

- Grosor mínimo de la pantalla (t_{sup}): $t_{sup}=\frac{H}{24} = \frac{11.1}{24} = 0.46$ m

  Adoptamos t_{sup} =0.70 m por seguridad

- Grosos máximo de la pantalla (t_{inf}): $T_{inf}= 0.1H = t_{inf}=0.1*11.1= 1.11$m

  Adoptamos 1.60 m

- Ancho de cajuela para losa: $N=(200+0.0017L+0.0067H)(1+0.000125S^2)$
  - L= suma de longitudes a ambos lados de la articulación en la luz del puente (mm) $L=l_{tramo\ 1}+l_{tramo\ 2}+l_{tramo\ 3}+l_{tramo\ 4} = 120.00$ m
  - H= Altura promedio de pilares que soporta a los tramos del puente (mm)

  Pilar 1: 7.20 m Pilar 2: 10.40m Pilar3:7.20 m, Promedio 8.30m

Dónde: $h_{parap} = h_{superestructura} + e_{neopreno}$

$$h_{parap} = 1.8 + 0.10 = 1.90\ m$$

$$S^{o}=Atan\frac{(t_{imf}-t_{sup})}{(H-D-h_{parap}-0.8)}=Atan\frac{(1.60-0.80)}{(8.30-1.90-1.90-0.8)} = 7.02^{o}$$

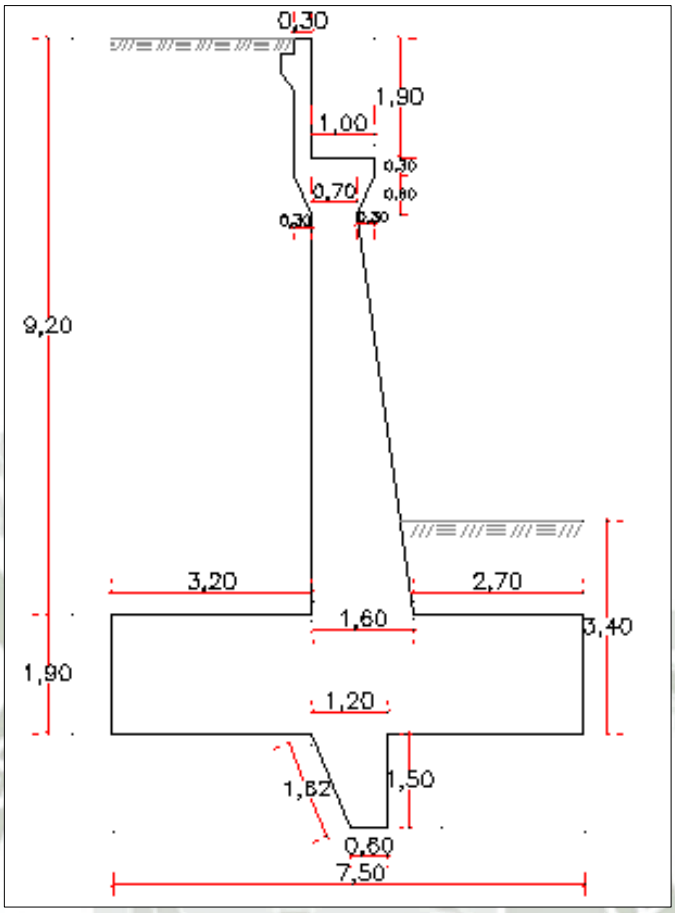
Se tiene que N = 46.24 cm siendo el mínimo a considerar según el manual del MTC, no obstante, se decide emplear un valor de 1.00 m por seguridad.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 21 Predimensionamiento de estribos derecho e izquierdo



- Altura de pantalla=9.20 m (dentro de límite para muros en voladizo)
- Dimensiones que complementan al estribo:
- Ancho parapeto =0.30 m
- Ancho apoyo a la losa de transición = 0.30 m
- Espesor 1 de la corona de la pantalla = 0.40 m
- Espesor 2 de la corona de la pantalla = 0.60 m
- Se propone dentellón para evitar efectos de volteo

c) Cargas, estados de carga, factores de carga y combinación utilizadas

Del total de cargas y combinaciones mostrado en los ítems 3.1.3 y 3.1.4 se usaran los siguientes:Carga muerta de la superestructura (DC), Carga asfáltica (DW), Carga móvil vehicular HL-93 (LL), Carga de impacto por movimiento (IM), Presión horizontal de tierra (EH), Presión vertical de tierra

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

(EV), Carga viva superficial (LS), Fuerza de frenado vehicular (BR), Fuerza Sísmica (EQ).

Estados Límite utilizados son: Resistencia 1, Evento extremo 1 y Servicio 1

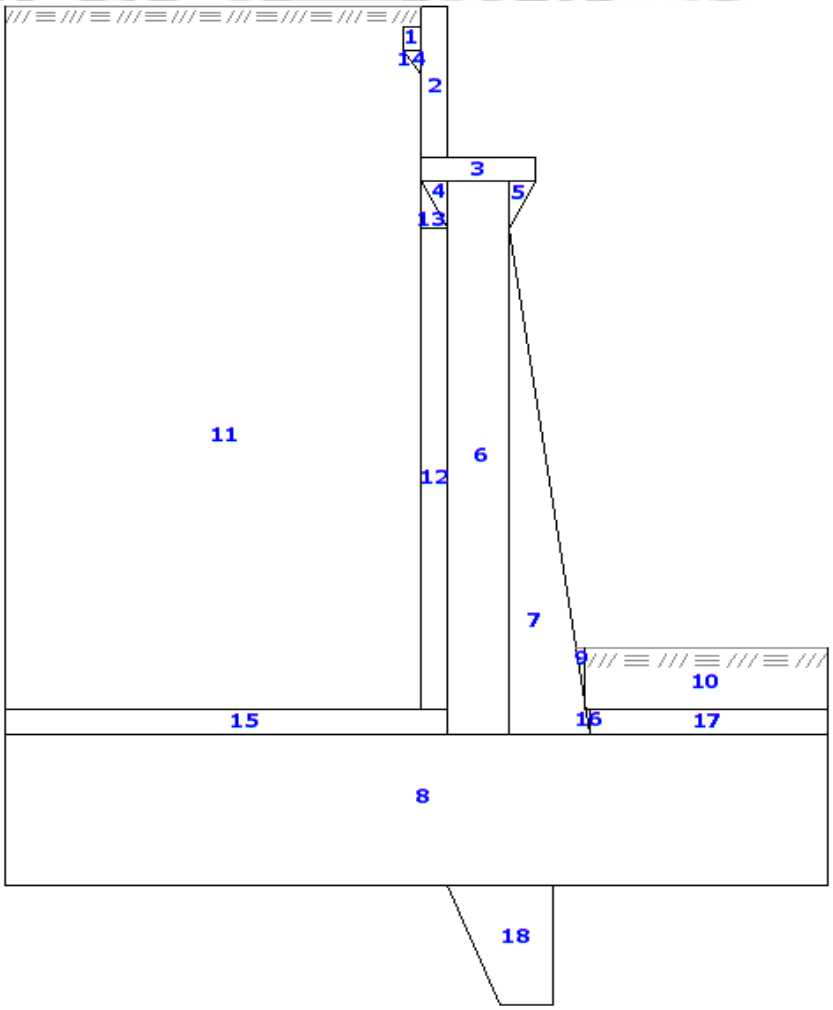
Tabla III - 16Cargas, Estados Limite, factores y combinaciones a usarse

stado limite	DC	DW	LL+IM	LS	EH	EQ	EV	BR
Resistencia 1a	1.25	1.50	1.75	1.75	1.50	0.00	1.35	1.75
Resistencia 1b	0.90	0.65	0.75	1.75	0.90	0.00	1.00	1.75
Evento extremo 1a	1.25	1.50	0.50	0.50	1.50	1.00	1.35	0.50
Evento extremo 1b	0.90	0.65	0.50	0.50	0.90	1.00	1.00	0.50
Servicio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00

d) Calculo de cargas verticales (franjas de 1 m de longitud)

Carga muerta de componentes estructurales originado por el peso propio del estribo (DC).

Figura III - 22Despiece para el cálculo del peso



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 17 Carga Muerta DC en un estribo

Elemento	Volumen (m3)	DC(ton)	Xo(m)	Yo(m)	XDC(tn-m)	YDC(tn-m)
1	0.09	0.22	4.75	10.70	1.03	2.311
2	0.57	1.37	4.45	10.15	6.09	13.885
3	0.52	1.25	3.95	9.00	4.93	11.232
4	0.09	0.22	4.40	8.60	0.95	1.858
5	0.06	0.14	3.43	8.60	0.49	1.238
6	5.52	13.25	3.90	5.35	51.67	70.877
7	2.52	6.05	3.23	4.00	19.55	24.192
8	14.25	34.20	3.75	0.95	128.25	32.490
14	0.05	0.11	4.70	10.45	0.51	1.129
18	1.35	3.24	3.87	0.58	12.54	1.879
		60.04			226.01	161.09
Xo=	3.76					
Yo=	2.68			DC=	60.04	Ton/m

Peso propio de la superestructura P_{DC}

Ancho de la vía = 8.20 m → 250.74/8.20 P_{DC}=30.58 tn/m, Xc = 3.95 m

Carga de superficies de rodadura sobre superestructura (DW)

Ancho de la vía = 8.20 m → 24.20/8.20 DW=2.95 ton/m, Xc= 3.95m

Carga de presión vertical de tierra (EV)

Tabla III - 18Cálculo carga del peso del terreno

Elemento	Vol (m3)	P. esp(tn/m3)	EV(ton)	Xo(m)	Yo(m)	Xo·EV (tn-m)	Yo·EV (tn-m)
9	0.06	2.012	0.13	2.80	3.06	0.36	0.391
10	2.76	2.012	5.56	1.38	2.90	7.67	16.124
11	26.68	2.012	53.68	6.05	6.75	324.76	362.341
12	1.74	2.012	3.50	4.45	5.60	15.58	19.605
13	0.09	2.012	0.18	4.40	8.40	0.80	1.521
15	3.50	2.080	7.28	6.80	2.15	49.50	15.652
16	0.02	2.080	0.03	2.72	2.06	0.09	0.068
17	1.35	2.080	2.81	1.35	2.15	3.79	6.037
			73.17			402.56	421.74
Xo=	5.50 m						
Yo=	5.76 m		P_{EV}= 73.17 Tn/m				

Carga viva vehicular más carga de impacto (LL+ IM)

Reacción máxima por sobrecarga provocada por la carga HL-93:

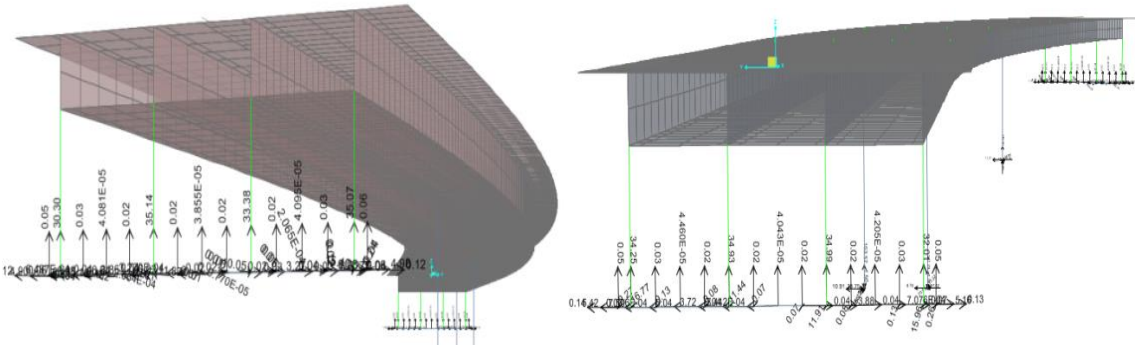
La reacción máxima calculada y elegida entre el mayor efecto causado por el camión de diseño y el tamden es de 30.05 tn, con lo que $Rmax_{(LL+IM)}$ para una vía con sobrecarga vehicular es: $Rmax_{(LL+IM)}$ = 30.05*1.33+14.40= 54.37 tn y para ambas vías $Rmax_{(LL+IM)}$= 2*54.37= 108.73 tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura III - 23 Reacciones de la sobrecarga vehicular en estribos



Estribo1 Estribo 2

La sumatoria de las reacciones en estribos debido a la sobrecarga vehicular "ML" es de 127.45 tn en uno y en el otro estribo alcanza un valor de 127.45tn. La diferencia entre ambas es debido a la irregularidad del puente. Debido a la mayor precisión del programa tomamos el mayor valor $R_{max(LL+IM)}$= 127.45 tn

Carga hallada por metro de longitud de la via:(LL+IM)=127.45/8.2 = 15.54tn/m
Xc = 3.95 m (Posición respecto a la punta del estribo)

Sobrecarga por carga viva vehicular en el terreno (LSy) Altura equivalente por carga vehicular sobre estribos perpendicular al tráfico.

Tabla III - 19Altura equivalente debido a carga viva

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

El estribo tiene una altura de 11.1 m, esta equivalente será igual a 600 mm = 0,6m por lo que LS= 0.6* 3.20*2.012 = 3.863 Ton/m Xc = 6.95 m

Tabla III - 20Resumen de las cargas verticales

Carga	Tipo	V	Xo	Mv
DC	DC	60.04	3.76	226.01
PDC	DC	30.58	3.95	120.79
PDW	DW	2.95	3.95	11.65
EV	EV	73.17	5.50	402.56
PLL+IM	LL+IM	15.54	3.95	61.38
LSy	LS	3.86	6.05	23.37
sumatoria		186.14		845.76

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

e) Calculo de cargas horizontales (franjas de 1 m de longitud de estribo)

- **Coeficiente de empuje lateral de tierra - Ranquine**

  Para suelos sin inclinación el coeficiente de empuje lateral Activo es:

$$Katg^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow Ka = tg^2\left(45-\frac{35.97}{2}\right) = 0.260$$

  ϕ=Angulo de fricción interna del terreno $= 35.97º$

- **Carga LSx**

  Esfuerzo horizontal $P'' = ka \cdot h'' \cdot \gamma = 0.260 \cdot 0.6 \cdot 2.012 = 0.314$ ton/m^2

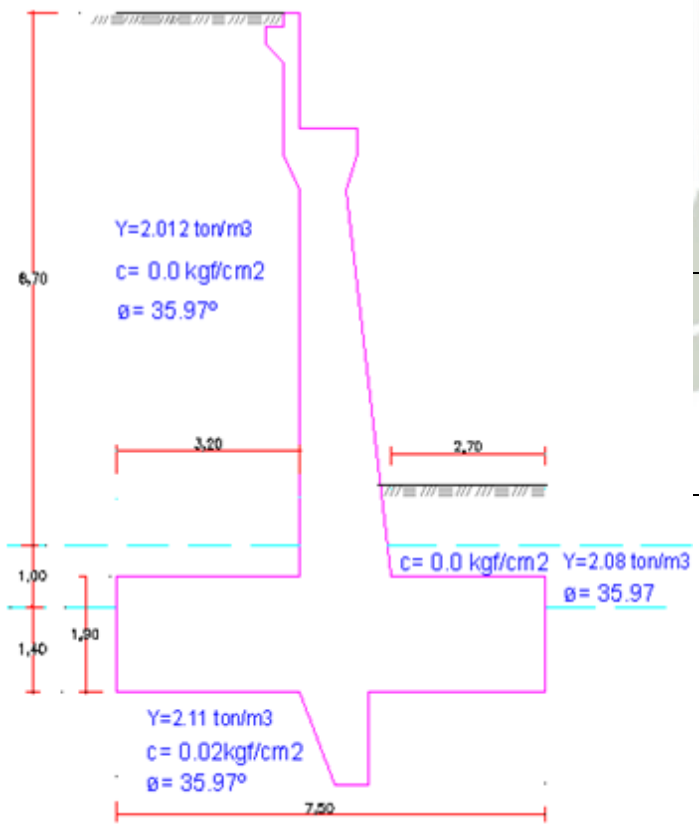
  Carga horizontal LSx = H(P'') = 11.1 * 0.314 = 3.48 Ton/m

  Yo = 5.55 m

- **Carga EH debido a Presión lateral de tierra**

  Según los estudios de suelos se encontro 3 estratos sin encontrar nivel freático por lo que el agua no incide.El esfuerzo se calcula a c/ada nivel: $\sigma_v = \gamma hka - 2c\sqrt{ka}$

Figura III - 24 Estudio de suelos en estribos



h1=	8.7	Zo=	0.000
		Z1=	4.549
h2=	1.0	Z12=	4.549
		Z2=	5.090
h3=	1.4	Z23=	4.886
		Z3=	5.654
Eha=		31.90	Tn/m
Xo=		3.72	m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Carga EQ por acción sísmica**

  Acción sísmica sobre el terreno (EQ_{terr}) El coeficiente de aceleración sísmica deducido es A=0.4

  k_h = Coeficiente de aceleración horizontal = 0.5*0.4=0.20 k_v = Coeficiente de aceleración vertical = 0.0 (recomendado AASHTO)

  $$\theta=\text{arctang}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)=\text{arctang}\left(\frac{0.2}{1-0}\right)=11.31°$$

  Coeficiente de empuje lateral sísmico dado por Mononoke Okabe K_{AE}

  $$K_{AE}=\frac{\cos^2(\phi-\alpha-\theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\delta+\alpha+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\text{sen}(\phi+\delta)\,\text{sen}(\phi-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\alpha+\theta)\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

  $$K_{AE}=\frac{\cos^2(35.97-0.0-11.31)}{\cos 11.31\cos^2 0.0\cos(0.0+0.0+11.31)^2\left[1+\sqrt{\frac{\text{sen}(35.97+0.0)\,\text{sen}(35.97-0.0-11.31)}{\cos(0.0+0.0+11.31)\cos(0.0-0.0)}}\right]^2}=0.368$$

  Carga sísmica sobre el terreno $\text{EQ}_{\text{terr}}=\frac{1}{2}(K_{AE}-K_{a)}H^2\gamma$ reemplazando:

  EQ_{terr}= 14.05 ton.m Y_{EQ}= 5.55 m

- **Carga sísmica por subestructura (P_{EQ})**

  Del análisis sísmico A=0.4,

  $S=1.0P_{EQ}=P_{DC+DW}\cdot A\cdot S \Rightarrow P_{EQ}=33.53\cdot 0.4\cdot 1.0$ = 13.41 tn Y_{DC+DW} = 10.15 m

- **Fuerza inercial del estribo ($EQ_{estribo}$)**

  $EQ_{estribo}= k_h\cdot WW$= Peso estribo + peso de terreno tributario

  $\Rightarrow$W=124.68 tn $EQ_{estribo}$ = 24.94 ton Centro de gravedad del muro con el terreno $Y_O = 4.71m$

- **Carga de frenado (BR)** Según art.3.6.4 de [1] se toma el mayor 5% del peso del camión o tándem más la carga del carril, es decir la sobrecarga vehicular, por lo tanto:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Sobrecarga vehicular total = 15.54 ton/m, 5% de la sobrecarga vehicular=0.78 ton/m (ancho de vía 8.20 m en las 2 vías)

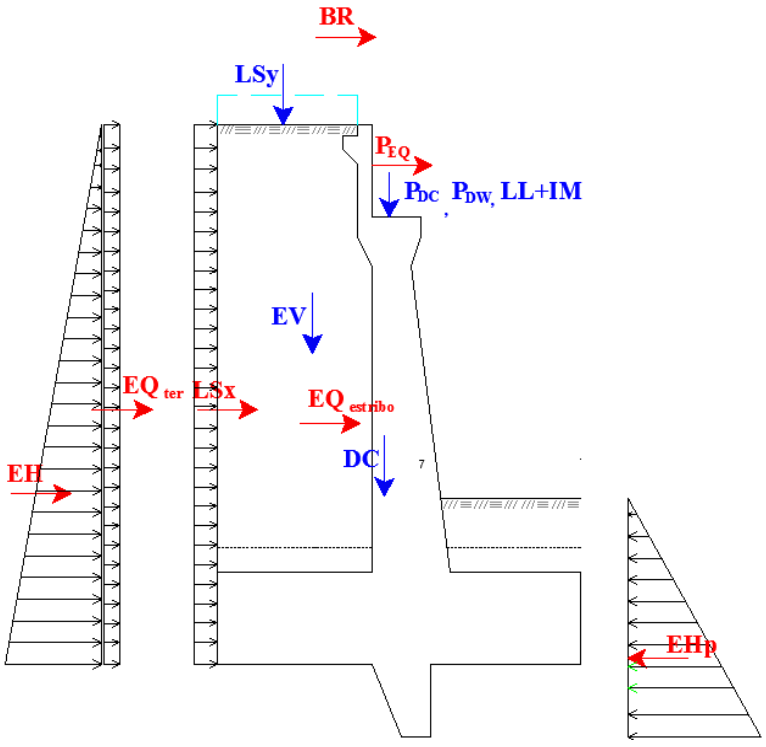
BR=0.78 ton/m (para un ancho de vía de 8.20 m) Yo= 12.90 m (1.8m sobre la superficie de la calzada

Tabla III - 21Resumen de las cargas horizontales (actuantes)

Carga	Tipo	H (ton)	Yo (m)	MH (ton-m)
LSx	LS	3.48	5.55	19.33
EH	EH	31.90	3.72	118.67
Eqterr	EQ	14.05	5.55	77.99
PEQ	EQ	13.41	10.15	136.13
Eqestribo	EQ	24.94	4.71	117.35
BR	BR	0.78	12.90	10.04
sumatoria		88.56		479.50

De acuerdo con las combinaciones y factores de carga de los cuadros III-26, yIII-27 se aplican a las cargas verticales yhorizontales para posteriormente realizar las verificaciones de estabilidad del estriboelaborado.

Figura III - 25 Representación gráfica de fuerzas actuantes y resistentes



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

f) Calculo de las fuerzas y momentos según el estado limite requerido

Tabla III - 22Cargas Verticales Últimas Vu (resistente)

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	∑
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	LL+IM	LSy	Vu
V (ton)	60.04	30.58	2.95	73.17	15.54	3.86	186.14
R1a	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
	75.05	38.23	4.43	98.78	27.20	6.76	250.43
R1b	0.90	0.90	0.65	1.00	1.75	1.75	
	54.03	27.52	1.92	73.17	27.20	6.76	190.60
Ev Extrem 1a	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	
	75.05	38.23	4.43	98.78	7.77	1.93	226.18
Ev Extrem 1b	0.90	0.90	0.65	1.00	0.50	0.50	
	54.03	27.52	1.92	73.17	7.77	1.93	166.34
Servicio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	60.04	30.58	2.95	73.17	15.54	3.86	186.14

Fuente: Elaboración Propia

Los Estados se dividen en a y b ya que analizamos para estados de máximas y mínimas cargas

Tabla III - 23Cargas Horizontales Ultimas Hu (actuantes).

TIPO	LS	EH	EQ			BR	∑
CARGA	LSx	EH	EQ_{terr}	P_{EQ}	$EQ_{estribo}$	BR	Hu
H (ton)	3.48	31.90	14.05	13.41	24.94	0.78	88.56
R1a	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
	6.09	47.85	0.00	0.00	0.00	1.36	55.31
R1b	1.75	0.90	0.00	0.00	0.00	1.75	
	6.09	28.71	0.00	0.00	0.00	1.36	36.17
Ev Extrem 1a	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	
	1.74	47.85	14.05	13.41	24.94	0.39	102.38
Ev Extrem 1b	0.50	0.90	1.00	1.00	1.00	0.50	
	1.74	28.71	14.05	13.41	24.94	0.39	83.24
SERVICIO	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
	3.48	31.90	0.00	0.00	0.00	0.78	36.16

Fuente: Elaboración Propia

Tabla III - 24Momento Estabilizador por cargas verticales Mu

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	∑
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	LL+IM	LSy	Muv
Mv (ton/m)	226.01	120.79	11.65	402.56	61.38	23.37	845.76
R1a	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
	282.51	150.99	17.48	543.45	107.42	40.90	1142.75
R1b	0.90	0.90	0.65	1.00	1.75	1.75	
	203.41	108.71	7.57	402.56	107.42	40.90	870.57
Ev Extrem 1a	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	
	364.43	150.99	17.48	543.45	30.69	11.69	1118.73
Ev Extrem 1b	0.90	0.90	0.65	1.00	0.50	0.50	
	203.41	108.71	7.57	402.56	30.69	11.69	764.63
SERVICIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	226.01	120.79	11.65	402.56	61.38	23.37	845.76

Fuente: Elaboración Propia

Para γ_{eq} se usa la cantidad de 0.0 y de 0.5 como máx. recomendado AASHTO.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 25Momentos de vuelco por cargas Horizontales Mu (Actuantes)

TIPO	LS	EH	EQ			BR	∑
CARGA	LSx	EH	EQterr	PEQ	EQestribo	BR	MuH
Mu (ton-m)	19.33	118.67	77.99	136.13	117.35	10.04	479.50
R1a	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
	33.83	178.00	0.00	0.00	0.00	17.56	229.39
R1b	1.75	0.90	0.00	0.00	0.00	1.75	
	33.83	106.80	0.00	0.00	0.00	17.56	158.19
Ev Extrem 1a	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	
	9.66	178.00	77.99	136.13	117.35	5.02	524.15
Ev Extrem 1b	0.50	0.90	1.00	1.00	1.00	0.00	
	9.66	106.80	77.99	136.13	117.35	0.00	447.93
SERVICIO	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
	19.33	118.67	0.00	0.00	0.00	10.04	148.03

Observación: La carga final sometida a prueba es $Q = n\sum \gamma_i * q_i$, requiriéndose un valor de n (modificador de carga) por lo cual AASHTO recomienda n>=0.95, se tomara n=1.05 por ser una estructura dúctil.

g) Chequeo de estabilidad y esfuerzos

Chequeo por volteo $FSV = \frac{\sum MR + Ehp(Brazo)}{\sum MA} n$

La estructura será estable si FSV > 2.0, n= Factor de modificación de carga, que relaciona la ductilidad e importancia operativa.

Presión lateral resistente pasiva del terreno (debido a dentellón)

h1=	1.0	zo=	0.000
		Z1=	8.081
h2=	1.0	Z12=	8.081
		Z2=	16.436
h3=	2.9	Z23=	16.516
		Z3=	41.816
	E_{hp}=	101.93	ton/m
	Yo=	0.12	m (brazo)
Momento resistente		12.23	(debido al dentellón)

$$\sigma_h = \gamma \cdot h \cdot kp + 2c\sqrt{kp}$$

$$k_p = tan\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)^2 \rightarrow \quad k_p = 3.847$$

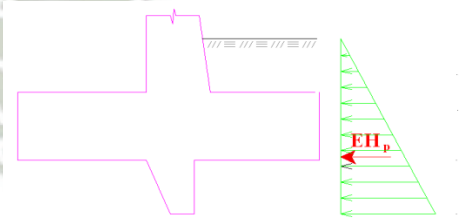


Tabla III - 26Chequeo de estabilidad del estribo

Estado Limite	∑ MR	∑ MA	FSV	Chequeo
R1a	154.98	229.39	5.035	**correcto**
R1b	882.80	158.19	5.581	**correcto**
Ev Extremo 1a	1130.96	524.15	2.158	**correcto**
Ev Extremo 1b	776.86	447.93	2.000	**correcto**
SERVICIO	857.99	148.03	5.796	**correcto**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

h) Chequeo por deslizamiento

FSD=$\frac{\sum FR}{\sum FA}$Donde debe verificarse **FSD >1.5**

Resistencia contra falla por deslizamiento $Q_R = \phi Qn = \phi_t Q_t + \phi_{ep} E_{hp} = \sum FR$, donde$Q_t = Vtan\delta + cB$y c es la cohesión, y $\delta = 2/3\phi$, Ehp la resistencia pasiva a la que llamamos también, los valores $\phi_t y \phi_{ep}$ son igual a 1.0.⇒ $tan(\delta) = tan\left(\frac{2}{3} \cdot 36.965\right) = 0.49$, B=7.50m, c=0.02kgf/cm2, E_{hp}=101.93 ton

Tabla III - 27 Chequeo por deslizamiento del estribo

Estado	Vu	X=Vutanø+CB	∑FR=X+Ehp	∑FA=Hu	FSD	Chequeo
R1a	250.43	116.26	218.19	55.31	3.95	**correcto**
R1b	190.60	88.85	190.78	36.17	5.28	**correcto**
E1 Extrem 1a	226.18	105.15	207.08	102.38	2.02	**correcto**
E1 Extrem 1b	166.34	77.75	179.68	83.24	2.16	**correcto**
Servicio	186.14	86.81	188.74	36.16	5.22	**correcto**

Fuente: Elaboración Propia

i) Chequeo por capacidad de carga

FS=$\frac{q_u}{q_{max}}$, donde debe verificarse FS > 3.0

El chequeo que originara la estabilidad será la comparación entre la capacidad portante máxima (q_{max}) según las dimensiones y cargas aplicadas al terreno con la capacidad última (q_u) que verdaderamente posee el suelo sobre el cual se emplazara la estructura hallada mediante los estudios de suelos, de estos estudios deducimos que la capacidad portante ultima del suelo usando un factor de seguridad FS= 4 es de q_u= 322.74 tn/m^2

Tabla III - 28 Chequeo por capacidad de carga

Estado	Vu	M_{vu}	M_{HU}	$X = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{Vu}$	$e = \left(\frac{B}{2} - X\right)$	q_{max}	q_{min}	Chequeo $q_{max} < q_U$
R1a	250.43	1142.75	229.39	3.65	0.10	36.14	30.64	**correcto**
R1b	190.60	870.57	158.19	3.74	0.01	25.7	25.16	**correcto**
Ev Extr 1a	226.18	1118.73	524.15	2.63	1.12	57.21	3.11	**correcto**
Ev Extr 1b	166.34	764.63	447.93	1.90	1.85	54.94	10.58	**correcto**
Servicio	186.14	845.76	148.03	3.75	0.01	24.85	24.79	**correcto**

Fuente: Elaboración Propia

Para estado límite de resistencia 1 según las esp ASSTHO Art. 11.6.3.3 la posición de la resultante deberá de mantenerse dentro de:$e_{max} \leq \frac{1}{4} B$ Para estado límite de evento extremo 1$e_{max} \leq \frac{2}{5} B$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 29 Chequeo por excentricidad estribo

Estado limite	emax	(1/3) B	Chequeo
Ria	0.10	1.88	**correcto**
Rib	0.01	1.88	**correcto**
Ev Extrem 1a	1.12	3.00	**correcto**
Ev Extrem 1b	1.85	3.00	**correcto**
Servicio	0.00	3.00	**correcto**

Verificamos la posición de la resultante para los casos de combinaciones, cumpla con lo que [1] indica que deberá mantenerse en los 2/3 centrales del cimiento con un máximo de $emax \leq \frac{1}{3}B$.

Conclusión: Las dimensiones dadas serán suficientes para mantener la estabilidad en los estribos; se realizaron pruebas con dimensiones menores antes de llegar a las dimensiones que ahora se presentan.

3.1.6.2.2 Pilares

- Tipo Muro macizo
- Tipo caballete o marco
- Tipo columna con viga en voladizo
- Tipo columnas con viga diafragma

Elección del tipo a usar: *columna con viga diafragma*, reducción en masividad, no dejando de lado la seguridad, rigidez y estabilidad.

Ventajas de la elección en comparación con los otros tipos

- Por la geometría de superestructura (ancho de 8.20m) para la sección transversal, la viga diafragma que será el cabezal del pilar ira integrada a la superestructura generándose así mayor rigidez y se generan efectos de gravedad y sísmicos también se hacen más grandes por lo que es necesario obtener una unión fija entre la súper y sub estructura.
- La que mejor distribuye los efectos gravitatorios y sísmicos es este tipo de pilar dividido en columnas pues reduce el momento considerablemente, haciendo una estructura más liviana.
- Permite reducir la masividad facilitando así el proceso constructivo y reduciendo la economía.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Análisis estructural de los pilares: Se plantea 3 pilares para sostener 120 m de luz total. Constaran de una viga cabezal integrada a la superestructura, 3 columnas, y una zapata combinada.

a. Datos obtenidos en los estudios básicos

Según análisis de suelos y datos geológicos el material sobre el que se fundaran sus cimentaciones son los mismos, y nivel de caudal máximo dentro de los 100 años del periodo de retorno no alcanzara el nivel de fundación por lo que no variaran las condiciones.

- **Pilares extremos**
  - Cohesión terreno de cimentación: 0.02 kgf/cm2=muy poco cohesivo
  - Peso específico del terreno de cimentación : γ= 2.11 gr/cm^3
  - Capacidad portante a nivel de fundación: q_{ultimo}=322.74 tn/m^2
  - Angulo de fricción interno Φ= 35.97º
  - Coeficiente de aceleración horizontal : A= 0.4 (para todos)
  - Coeficiente de sitio : S=1.0 (para todos)
- **Pilar central**
  - Cohesión terreno de cimentación: 0.185 kgf/cm2=poco cohesivo
  - Peso específico del terreno de cimentación : γ= 1.59 gr/cm^3
  - Capacidad portante a nivel de fundación: q_{ultimo} =395.48 tn/m^2
  - Angulo de fricción interno Φ= 38.30º

b. Análisis de Pilares

b.1. Predimensionamiento

- **Columnas**
  - **Altura**

    Pilares extremosH=7.20 m, Pilar intermedio H= 10.40
  - **Espesor de las columnas (e):**

    Pilares extremose= $\frac{H}{12}$ $(\min 50\ cm)$ = $\frac{7.2}{12}$ =0.60 m

    Pilar intermedio e= $\frac{H}{12}$ = $\frac{10.40}{12}$ =0.86 m Adoptamos e=1.00 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- **Sección de las columnas:**

Se necesita una carga axial ultima sobre la cada columna Pu que servirá para realizar el análisis de los pilares, habiendo ya analizado la losa del puente se puede hallar el peso de lasuperestructura que actuara en cada pilar con datos resultados del análisis con CSiBRIDGE , generando:

CARGA	PDC	PDW	vereda	LL+IM	barandas	PL	Vu
V (ton)	428.78	46.72	31.39	187.86	23.63	24.39	742.77
R1	**1.25**	**1.50**	**1.25**	**1.75**	**1.25**	**1.75**	
	535.98	70.08	39.24	328.76	29.54	42.68	1046.28

Y para cada columna del pilar 1046.28/3 =348.76 ton ⇒**Pu= 348.76 tn**

La cuantía de acero (ρ) se recomienda este entre 1.0<ρ< 4.0, por lo que se se debería tomar el valor promedio, es decir ρ=2.0%. Se realizara pruebas de iteración para determinar la verdadera cuantía.

SI ρ=0.02 de los diagramas de interacción preparados para distintas f'c mostrado en [6] se tiene que para f'c=280 kg/cm2, Pu/Ag=178 kg/cm2 por lo que Ag= 348760/178=1959.32⇒b*h=b*2b= $2b^2$ **=**1959.32, lo que hace que: b=31.29, y h=71.28cm que anteriormente dijimos que e= 1.00m

La sección inicial con la que comenzamos el proceso de iteración ara hallar la verdadera sección de las columnas será: **100*40**, cabe mencionar que no se están considerando los efectos de sismo la que variara las dimensiones.

- **Viga diafragma (cabezal)**

  Como se trata de una viga integrada a la superestructura tendrá las mismas dimensiones que la sección transversal de la superestructura proyectada, h= 1.80 m, b= 7.90 m, y la profundidad tendrá la misma que la altura de las columnas en todos los pilares.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Zapata**

  - **Altura de la zapata (Pilares Extremos)**

$$h_{zapata} = \frac{H}{10} = \frac{7.20}{10} = 0.72 \text{ m}$$

Debemos prever que pueda contener la longitud mínima de desarrollo $Ldg = \frac{318\phi}{\sqrt{f'c}}$, donde si usamos varillas de 1" y f'c=280kg/cm^2, Ldg=49cm, por lo que H=Ldg+2ø+r= 48.27+2(2.54)+7=62cm. De entre los dos valores elegimos el mayor y por seguridad h_{zapata}=1.00 m

  - **Altura de la zapata (Pilar Intermedio)**

$$h_{zapata} = \frac{H}{10} = \frac{10.40}{10} = 1.04 \text{ m}$$

$Ldg = \frac{318\phi}{\sqrt{f'c}}$, para varillas de 1" Ldg= 49.0 cm, H=Ldg+2ø+r =62cmDe entre los dos valores elegimos el mayor y por seguridad h_{zapata}=1.00 m

  - **Ancho de la zapata (Pilares Extremos)**

Dirección paralelo al eje del puente: 0.4H a 0.6H = 2.90m y 4.32m. Adoptamos a=5.0 m por seguridad

  - **Ancho de la zapata (Pilar Intermedio)**

Dirección paralelo al eje del puente: 0.4H a 0.6H=4.16 m y 6.24 Adoptamos a=7.0 m por seguridad

b.2. Proceso de analisis

Una vez modelado el puente en CSiBridge se le asigna todas las cargas que pertienentes también considerando las de sismo, y habiendo colocado las combinaciones que hacen referencia a los estados límites se obtiene:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- DC: Carga muerta de cada pilar, añadiendo peso de veredas, barrera de protección y barandas.
- Dw: Carga asfáltica
- LL: Carga móvil vehicular HL-93
- IM: Carga de impacto por movimiento (factor de impacto)
- EQ: Fuerza Sísmica.

No se incluyen los efectos de viento WS y WL ya que al hallarlas sus valores son muy inferiores a los demás por lo que no afecta el resultado.

- Estados Límite utilizados serán: Resistencia 1, Evento extremo 1 y Servicio 1, Envolvente total.

Tabla III - 30 Cargas, y combinaciones a usarse en pilares

Estado limite	DC	DW	LL+IM	EQ
Resistencia 1a	1.25	1.50	1.75	0.00
Resistencia 1b	0.90	0.65	0.75	0.00
Evento extremo 1a	1.25	1.50	0.50	1.00
Evento extremo 1b	0.90	0.65	0.50	1.00
Servicio	1.00	1.00	1.00	0.00
Envolvente	R1	Ev Ext 1	Serv.	

Estas combinaciones introducidas dentro del software CSibridge nos brinda la posibilidad de que a partir de ellas nos muestren los resultados de fuerzas axiales, momentos flectores y torsores que debido a la configuración de nuestro puente se presentaran para lo cual en la etapa de diseño con ayuda del porgrama Csi Column verificaremos las dimensiones y refuerzos que propondremos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 31 Fuerzas y Momentos Sentido Longitud-Transversal– Pilar 1

Fuerzas y Momentos en sentido longitudinal del puente									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
TIPO	∑F*n			∑F*n			∑F*n		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	457.61	399.45	409.70	52.64	51.48	50.40	142.81	142.58	135.65
R1b	352.30	303.62	328.32	45.00	44.72	44.48	121.66	123.82	118.28
Ev Extr 1a	476.45	373.23	419.59	149.45	151.59	148.85	603.88	612.99	598.88
Ev Extr 1b	371.13	277.39	338.21	142.36	144.41	141.93	585.73	593.23	581.48
Servicio 1	352.01	304.37	318.81	34.18	34.09	30.21	92.15	94.41	89.14
Fuerzas y Momentos en sentido transversal del puente									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	457.61	399.45	409.70	3.08	4.66	4.94	10.88	12.36	11.13
R1b	352.30	303.62	328.32	4.26	4.10	4.32	9.28	15.38	14.08
Ev Extr 1a	685.60	360.39	634.40	104.88	133.75	106.22	300.89	337.96	302.43
Ev Extr 1b	580.28	264.55	553.04	104.64	133.19	105.60	300.28	336.96	301.38
Servicio 1	352.01	304.37	318.81	3.76	5.51	4.88	11.61	13.59	12.50

Tabla III - 32 Fuerzas y Momentos Sentido Longitud-Transversal– Pilar 2

Fuerzas y Momentos en sentido longitudinal del puente									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
TIPO	∑F*n			∑F*n			∑F*n		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	432.96	391.44	392.01	25.34	31.72	30.84	103.19	112.03	110.1
R1b	348.15	303.72	315.35	25.37	24.65	24.88	103	101.83	105.57
Ev Extr 1a	451.72	321.37	403.43	87.24	99.91	89.44	520.24	538.96	520.02
Ev Extr 1b	354.03	233.64	326.77	81.21	82.95	81.4	520.05	518.76	509.81
Servicio 1	347.14	304.26	308.02	19.06	16.78	18.69	80.7	79.88	78.93
Fuerzas y Momentos en sentido transversal del puente									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	432.96	391.44	392.01	3.26	5.38	4.3	13.35	16.47	15.1
R1b	348.15	303.72	315.35	3.22	4.16	3.99	11.85	14.45	13.17
Ev Extr 1a	678.19	328.94	625.68	93.84	107.18	94.71	315.89	347.96	302.43
Ev Extr 1b	580.50	241.21	549.02	83.41	103.33	84.04	300.51	336.93	301.35
Servicio 1	432.96	391.44	392.01	3.26	5.38	4.3	13.35	16.47	15.1

Observaciones:

- En el sentido longitudinal del puente (eje x) la fuerza sísmica actúa EQ=(1.0EQ xx +0.3 EQ yy) y que en el sentido transversal del puente (eje y) la fuerza sísmica actúa EQ=(0.3EQ xx +1.0 EQ yy).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Los momentos alrededor del eje transversal son mayores a los momentos alrededor del eje longitudinal, entonces los efectos gravitatorios mas los sísmicos en el sentido longitudinal son mayores que los efectos sísmicos mas los gravitatorios en el sentido transversal, entonces en el sentido longitudinal la masa es mucho mayor que en el sentido transversal y que por la torsión que se genera en toda la estructura hace que se genere efectos mayores en el sentido longitudinal
- No se ha considerado las fuerzas horizontales de frenado (BR), de fricción (FR), de viento (WS), y contracción de fragua y variación de temperatura (CR+SH+TU) ya que sus efectos son mucho menores a la fuerzas horizontales sísmicas por el gran tamaño de la estructura.

Tabla III - 33 Fuerzas y Momentos Sentido Longitudinal Transversal – Pilar 3

Fuerzas y Momentos en sentido longitudinal del puente									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
TIPO	∑F*n			∑F*n			∑F*n		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	470.41	401.36	400.78	52.79	52.15	50.63	129.06	142.05	133.02
R1b	363.36	328.52	324.01	45.53	44.92	43.79	122.74	123.46	116.22
Ev Extr 1a	479.97	373.02	423.36	150.52	149.87	144.30	606.51	607.52	586.50
Ev Extr 1b	372.91	277.02	343.59	143.26	142.64	137.46	588.19	588.90	569.65
Servicio 1	363.39	310.21	311.39	35.10	34.73	33.52	93.12	93.85	87.53
Fuerzas y Momentos en sentido transversal del puente									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	470.41	401.36	400.78	3.55	4.55	4.92	10.28	12.14	11.70
R1b	363.36	328.52	324.01	2.73	4.16	3.85	9.17	10.76	10.25
Ev Extr 1a	686.50	361.86	628.90	105.58	134.66	106.95	302.64	339.93	304.18
Ev Extr 1b	589.44	265.86	549.13	105.46	134.18	106.38	302.26	339.19	303.35
Servicio 1	363.39	310.21	311.39	2.86	4.45	4.11	6.61	7.91	7.72

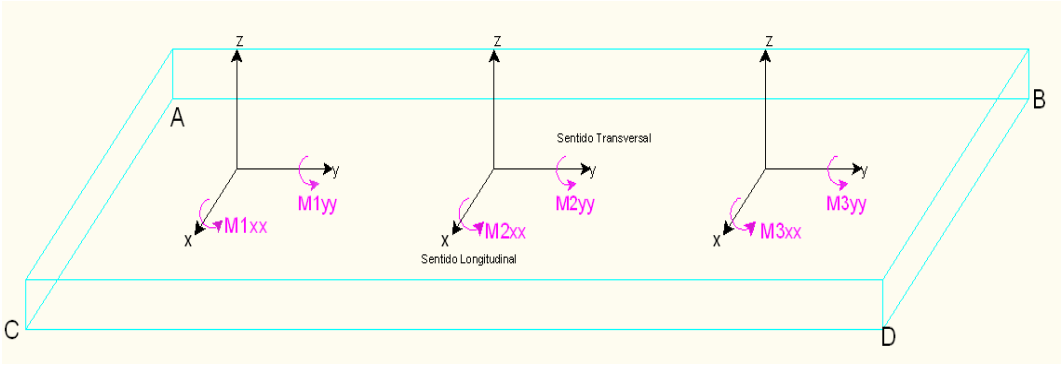
Verificación de los esfuerzos sobre el terreno: En la base de la zapata se calcula la condición de máximos esfuerzos sobre el terreno donde se verifica en los 4 cuadrantes de la zapata que ningún esfuerzo sea negativo (esfuerzo de tracción) ya que el suelo no puede resistirlo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

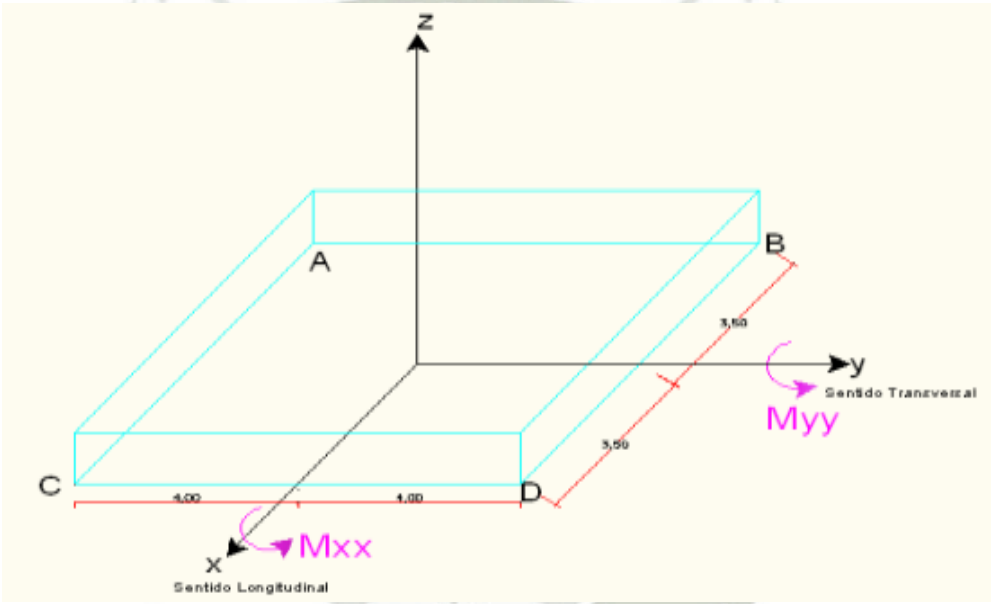
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 26 Fuerzas actuantes de columnas sobre zapata combinada



Fuente: Elaboracion propia

Figura III - 27 Equivalencia de fuerzas sobre zapata combinada



Fuente: Elaboracion propia

$$q = \frac{R_Z}{A} \pm \frac{M_X \cdot Y}{I_{XX}} \pm \frac{M_Y \cdot X}{I_{YY}}$$

De un análisis de excentricidades de fuerzas se halla la ubicación de la fuerza resultante y las dimensiones de la zapata para hallar el área, se encuentra que L=9.0m y a=6.0m área A=54 m^2 peso de la zapata P_{zap}=129.6 tn.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 34 Fuerzas y Momentos resultantes Pilar 1 2 y 3

FUERZAS Y MOMENTOS RESULTANTES									
PILAR 1									
Tipo	Fuerzas Axiales			Momentos Mxx			Momentos Myy		
Estado Limite	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	457.61	399.45	409.70	10.88	12.36	11.13	142.81	142.58	135.65
R1b	352.30	303.62	328.32	9.28	15.38	14.08	121.66	123.82	118.28
Ev Extr 1a	476.45	373.23	419.59	300.89	337.96	302.43	603.88	612.99	598.88
Ev Extr1b	371.13	277.39	338.21	300.28	336.96	301.38	585.73	593.23	581.48
Servicio	352.01	304.37	318.81	11.61	13.59	12.50	92.15	94.41	89.14
PILAR 2									
R1a	432.96	391.44	392.01	13.35	16.47	15.1	142.81	142.58	135.65
R1b	348.15	303.72	315.35	11.85	14.45	13.17	121.66	123.82	118.28
Ev Extr 1a	678.19	328.94	625.68	315.89	347.96	302.43	603.88	612.99	598.88
Ev Extr1b	580.50	241.21	549.02	300.51	336.93	301.35	585.73	593.23	581.48
Servicio	347.14	304.26	308.02	7.62	9.11	8.03	92.15	94.41	89.14
PILAR 3									
R1a	470.41	401.36	400.78	10.28	12.14	11.70	129.06	142.05	133.02
R1b	363.36	328.52	324.01	9.17	10.76	10.25	122.74	123.46	116.22
Ev Extr 1a	686.50	361.86	628.90	302.64	339.93	304.18	606.51	607.52	586.50
Ev Extr1b	589.44	265.86	549.13	302.26	339.19	303.35	588.19	588.90	569.65
Servicio	363.39	310.21	311.39	6.61	7.91	7.72	93.12	93.85	87.53

Tabla III - 35 Calculo de esfuerzos, interacción zapata combinada- terreno Pilar 1 2 y 3

PILAR 1									
Estado limite	Reacción total del terreno(tn)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	q1 (ton/m^2)	q2 (ton/m^2)	q3 (ton/m^2)	q4 (ton/m^2)
R1a	1426.20	417.89	36.24	364.50	162.00	32.24	30.90	21.92	20.58
R1b	1143.68	363.62	32.02	364.50	162.00	26.26	25.08	17.28	16.10
Ev Extr 1a	1810.00	1814.10	944.85	364.50	162.00	73.41	38.42	28.62	-6.38
Ev Extr1b	1527.47	1759.83	940.63	364.50	162.00	67.43	32.59	23.98	10.86
Servicio	1070.90	275.56	23.79	364.50	162.00	23.67	22.79	16.87	15.99
PILAR 2									
R1a	1335.52	314.96	38.42	364.50	162.00	29.33	27.91	21.55	20.13
R1b	1073.44	314.35	32.97	364.50	162.00	24.37	23.15	16.61	15.39
Ev Extr 1a	1762.41	1226.59	983.47	364.50	162.00	65.99	29.57	35.71	-0.72
Ev Extr1b	1500.33	1225.98	978.01	364.50	162.00	61.03	24.81	30.76	5.46
Servicio	1006.72	180.22	25.65	364.50	162.00	21.34	20.39	16.89	15.94
PILAR 3									
R1a	1426.38	416.31	34.12	364.50	162.00	32.19	30.92	21.91	20.64
R1b	1143.55	362.51	30.19	364.50	162.00	26.21	25.09	17.26	16.14
Ev Extr 1a	1816.86	1800.53	951.26	364.50	162.00	73.49	38.26	29.03	-6.20
Ev Extr1b	1534.03	1746.73	947.33	364.50	162.00	67.52	32.43	24.39	10.70
Servicio	1071.12	274.51	22.25	364.50	162.00	23.64	22.81	16.86	16.03

Fuente: Elaboracion propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura III - 28 Deformaciones y presiones de la base sobre la zapata – Pilar 1

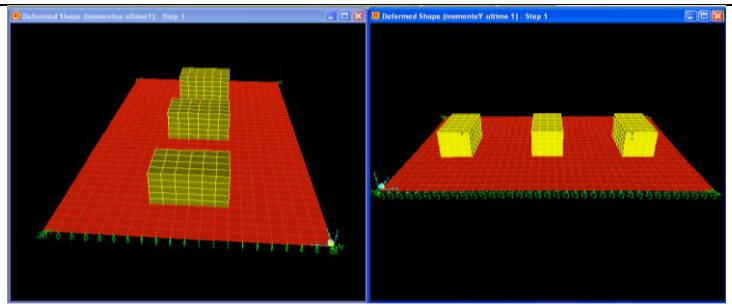
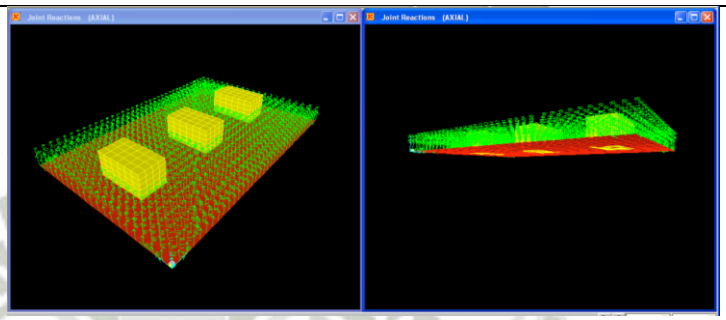
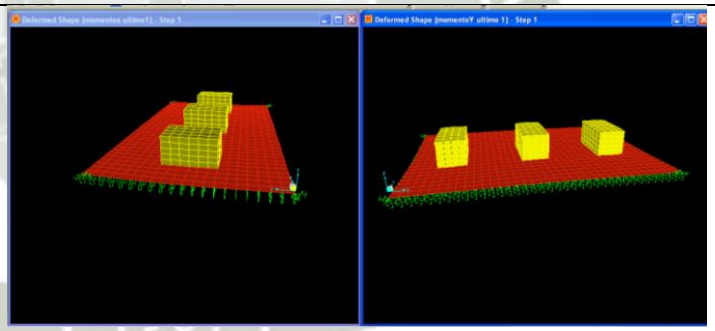
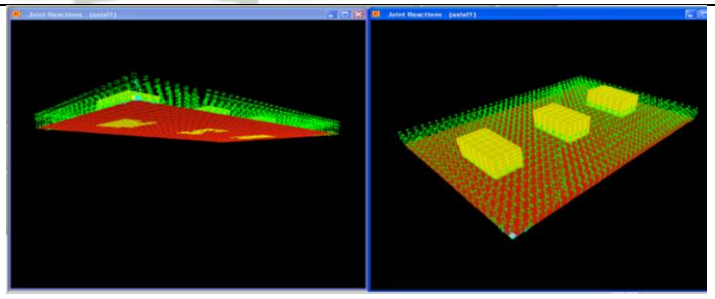
Deformaaciones exageradas obligadas por los estados limites	
Presiones de la base sobre la zapata	
q max= 23.18 tn/m^2 q min= 1.99 tn/m^2	**En el estado de servicio el terreno no presenta esfuerzos negativos (tracción), y el máximo valor se asemeja al calculado manualmente.**

Figura III - 29 Deformaciones y presiones de la base sobre la zapata – Pilar 2

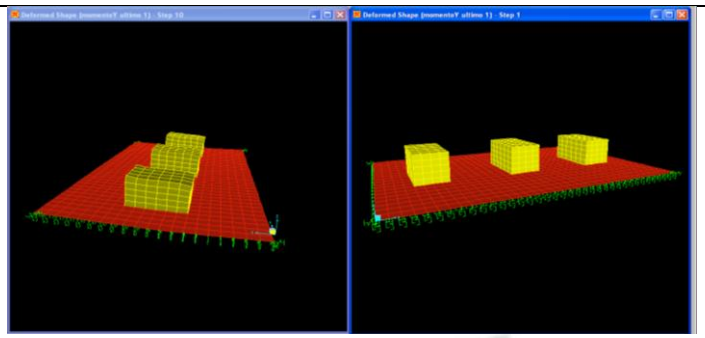
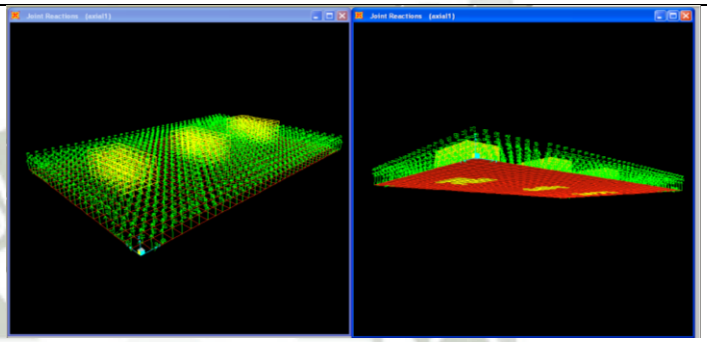
Deformaaciones exageradas obligadas por los estados limites	
Presiones de la base sobre la zapata	
q max= 21.53 tn/m^2 q min= 2.52 tn/m^2	**No hay esfuerzos de tracción en el terreno bajo la zapata pudiendo entonces ser soportada la zapata por el terreno.**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura III - 30 Deformaciones y presiones de la base sobre la zapata – Pilar 3

Deformaaciones exageradas obligadas por los estados limites	
Presiones de la base sobre la zapata	
q max= 23.42 tn/m^2 q min= 2.59 tn/m^2	**No hay esfuerzos de tracción en el terreno bajo la zapata pudiendo entonces ser soportada la zapata por el terreno.**

Fuente: Elaboracion propia

Chequeo de excentricidad de fuerzas resultantes:

Para estado límite de **resistencia 1**se verificara que la **posición de la** resultante para los casos de combinaciones este dentro de la mitad central del cimiento con un máximo de:$e_{max} \leq \frac{1}{4}B$. Además para estado límite de **evento extremo 1** la resultante mantendra la resultante dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo con un máximo:$e_{max} \leq \frac{2}{5}B$en ambos casos no sera más de$e = \left(\frac{B}{2} - x\right)$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 36Chequeo de excentricidad de fuerza resultante Pilar 1 2 y 3

CHEQUEO DE EXCENTRICIDAD DE FUERZA RESULTANTE						
Estado limite	Separación entre ejes de columnas	Resultante total columnas	X	$e = \left(\frac{B}{2} - X\right)$	e max	chequeo
PILAR 1						
Ria	3	1206.78	2.61	1.89	2.25	**correcto**
Rib	3	921.85	2.58	1.92	2.25	**correcto**
Ev Extr 1a	3	1245.14	2.84	1.66	3.60	**correcto**
Ev Extr 1b	3	960.21	2.87	1.63	3.60	**correcto**
Servicio	3	891.95	2.68	1.82	3.00	**correcto**
PILAR 2						
Ria	3	1222.75	2.87	1.63	2.25	**correcto**
Rib	3	955.88	2.90	1.60	2.25	**correcto**
Ev Extr 1a	3	1183.40	2.86	1.64	3.60	**correcto**
Ev Extr 1b	3	916.54	2.90	1.60	3.60	**correcto**
Servicio	3	890.69	2.87	1.63	3.00	**correcto**
PILAR 3						
Ria	3	1306.67	2.83	1.67	2.25	**correcto**
Rib	3	1021.44	2.71	1.79	2.25	**correcto**
Ev Extr 1a	3	1276.78	2.66	1.84	3.60	**correcto**
Ev Extr 1b	3	991.54	2.68	1.82	3.60	**correcto**
Servicio	3	949.16	2.70	1.80	3.00	**correcto**

Esfuerzos en la base de zapatas debido a la máxima combinación de cargas (envolvente): Adicionales a los encontrados manualmente pues se trata de un caso de envolvente de combinaciones realizado en SAP 2000.

Sentido longitudinal de la zapata	**Sentido transversal de la zapata**
Pilar extremo 1	
Esfuerzo máx q max= 43.87tn/m^2	Esfuerzo máx q max= 50.84 tn/m^2
Esfuerzo mín q min= 3.07 tn/m^2	Esfuerzo mín q min= 0.83 tn/m^2
Pilar central 2	
Esfuerzo máx q max= 43.33tn/m^2	Esfuerzo máx q max= 47.31 tn/m^2
Esfuerzo mín q min= 2.94 tn/m^2	Esfuerzo mín q min= 2.17 tn/m^2
Pilar extremo 3	
Esfuerzo máx q max= 49.67tn/m^2	Esfuerzo máx q max= 67.10 tn/m^2
Esfuerzo mín q min= 4.81 tn/m^2	Esfuerzo mín q min= 0.00 tn/m^2

En la condición más desfavorable con momentos y cargas amplificadas no se producen tracciones (no existen esfuerzos negativos), pero para el pilar 3 el esfuerzo mínimo es 0.00 tn/m^2, que existe una pequeña cantidad de esfuerzos negativos (probable). Estas cargas al ser consideradas como cero involucran valores entre 0.0 y 0.1, (error probable) por lo que no se deja de lado las dimensiones propuestas, pues además en el estado de servicio los esfuerzos son positivos en su totalidad sin tendencia a 0.00.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Evaluación de la capacidad portante del terreno: Del estudio de suelos la capacidad admisible de carga del terreno es 98.87 tn/m2 para el pilar central y 80.69 tn/m2 en extremos. Del análisis estructural, se tiene un máximo esfuerzo sobre el terreno para cada pilar; el terreno sera capaz de soportar dicho esfuerzo qmax<qu, donde para FS=4 qu=395.48 tn/m2 en el pilar central y qu=322.74 tn/m2 en pilares extremos. De la combinación de envolventes que es la que se evaluara por ser la más desfavorable se tiene:

PILAR	Dirección en análisis	Capacidad ultima del suelo (qu)	q_{max}tn/m2	Chequeoq_{max}<qu
Extremo 1	Longitudinal	322.74	43.87	correcto
	Transversal	322.74	50.84	correcto
Central	Longitudinal	395.48	43.33	correcto
	Transversal	395.48	47.31	correcto
Extremo 2	Longitudinal	322.74	49.67	correcto
	Transversal	322.74	67.10	correcto

Fuente: Elaboracion propia

Se hizo el modelamiento de cada pilar en base a la verdadera estructura de las columnas que interactúan con la zapata, pues no se considera las columnas como cargas axiales y momentos, pues al tener una gran masa en las columnas el comportamiento de los momentos flectores son más distribuido en cada diferencial de volumen de pilares.Se desarrollaron elementos Spring.

De acuerdo a el coeficiente de Balasto que para suelos mediana a altamente compactos kb= 16.0 según estudios empíricos, se han colocado resortes en las cuatros esquinas de nuestra zapata para darle confinamiento semejante al que el terreno le da una zapata, mas no una restricción al movimiento.

3.1.7 Análisis sísmico del puente

Se eligio el método multimodal, la forma de análisis sera usando el programa CSI Bridge, correspondiéndonos 12 modos de vibración para los 4 tramos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

3.1.7.1 Proceso de análisis

Combinación de solicitaciones sísmicas: Se calcula los efectos resultantes para los 2 ejes principales ortogonales del puente, teniendo así fuerzas y momentos sísmicos a los cuales de acuerdo a las fuerzas sísmicas son horizontales que si se realiza un análisis en 2 direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento serán la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en la dirección perpendicular.

- **Caso 1:** 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección longitudinal (X) + 30 % de las fuerzas sísmicas en el sentido transversal (Y)
- **Caso 2:** 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección transversal (Y) + 30 % de las fuerzas sísmicas en el sentido longitudinal l (X)

3.1.7.2 Resultados del análisis multimodal

Para el caso 1 se define en el programa como DirXX (fuerza sismica resultante en la dirección del eje X), y al caso 2 se define como DirYY (fuerzas sísmica total en la dirección Y).

Tabla III - 37Fuerzas y momentos resultantes por sismo sobre pilares

Union	Estado de Carga	FZ(tn)	FY(tn)	FX(tn)	MZ(tn-m)	MX(tn-m)	MY(tn-m)
PILAR EXTREMO 1							
3980	Dir XX	118.86	31.76	61.33	108.01	333.36	5.40
	Dir YY	39.51	98.64	196.69	335.60	120.51	17.56
3888	Dir XX	49.16	16.68	25.41	109.01	244.33	5.13
	Dir YY	14.92	41.45	8.50	333.62	74.42	16.71
3987	Dir XX	120.99	31.72	78.90	107.93	341.17	5.57
	Dir YY	43.09	98.62	199.66	335.54	127.94	17.58
1	Dir XX	121.47	32.77	61.38	36.12	232.71	5.40
	Dir YY	40.34	101.59	196.86	111.82	71.53	17.56
3	Dir XX	129.57	43.04	25.94	40.10	240.86	4.48
	Dir YY	39.72	133.39	8.68	124.25	74.52	14.39
2	Dir XX	129.89	34.48	112.38	18.48	234.60	4.70
	Dir YY	46.61	106.91	308.73	57.33	74.90	14.64
3982	Dir XX	95.33	34.76	128.29	5.27	683.35	106.36
	Dir YY	305.93	107.79	42.88	14.74	218.28	329.66
3985	Dir XX	25.94	43.35	130.26	4.48	698.33	115.59
	Dir YY	8.68	134.32	39.93	14.39	214.77	358.18
3989	Dir XX	112.41	34.78	130.58	4.70	692.50	106.38
	Dir YY	308.80	107.79	46.85	14.64	238.24	329.66
PILAR CENTRAL							
4033	Dir XX	74.27	20.66	59.35	97.59	415.86	1.76
	Dir YY	22.72	67.62	184.85	316.50	127.69	0.59
217	Dir XX	100.90	14.86	2.86	99.54	302.42	2.95

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	Dir YY	33.51	23.01	8.95	325.86	92.64	0.98
4042	Dir XX	72.87	20.63	54.65	97.35	408.04	1.67
	Dir YY	22.29	67.56	170.10	316.18	125.19	0.56
4034	Dir XX	86.11	25.44	103.27	32.48	59.12	1.08
	Dir YY	26.34	83.28	321.56	93.46	24.23	0.36
4038	Dir XX	84.22	32.84	2.90	60.23	66.00	1.50
	Dir YY	25.89	107.41	9.07	179.48	33.04	0.50
4043	Dir XX	84.44	25.42	98.53	32.44	58.52	2.64
	Dir YY	25.82	83.24	306.67	93.44	24.03	0.88
4036	Dir XX	103.31	27.12	86.51	1.08	500.02	109.32
	Dir YY	321.67	84.36	28.00	0.36	161.92	340.12
4040	Dir XX	2.90	34.97	84.33	1.50	497.93	122.22
	Dir YY	9.07	108.80	27.28	0.50	161.16	380.24
4045	Dir XX	98.56	27.12	84.81	2.64	491.06	109.32
	Dir YY	306.78	84.35	27.42	0.88	158.85	340.11
PILAR EXTREMO 2							
4089	Dir XX	119.54	33.75	73.24	106.35	339.14	6.82
	Dir YY	39.06	99.41	193.05	331.39	131.84	16.97
234	Dir XX	46.49	19.62	24.82	104.20	240.24	6.90
	Dir YY	22.43	39.13	10.87	337.89	83.82	16.12
4096	Dir XX	113.11	35.14	68.08	112.79	318.32	6.19
	Dir YY	43.34	106.67	204.23	357.93	124.29	17.22
54	Dir XX	128.62	36.41	107.93	56.45	224.69	4.74
	Dir YY	42.25	107.59	302.97	49.01	91.27	14.73
55	Dir XX	133.14	45.46	25.27	71.26	234.64	6.38
	Dir YY	41.98	142.19	11.09	204.15	74.46	17.21
56	Dir XX	121.31	37.98	102.95	54.86	219.96	6.47
	Dir YY	46.80	115.62	314.09	44.87	104.67	13.93
4091	Dir XX	107.96	35.90	129.52	4.74	685.57	109.72
	Dir YY	303.05	108.56	42.24	14.73	228.91	332.01
4094	Dir XX	25.29	44.72	126.90	5.19	680.63	119.21
	Dir YY	11.12	135.27	50.04	14.04	269.92	360.72
4098	Dir XX	102.98	35.89	122.69	6.47	655.46	109.71
	Dir YY	314.17	108.57	63.26	13.94	321.13	332.01

Fuente: Elaboración Propia

Tabla III - 38 Fuerzas y momentos sísmicos criticos

Maximos Fuerzas y momentos sismicos	
Pilar 1 y 3	
Sentido longitudinal	Sentido transversal
Fxx= 314.09 ton Mxx=698.33 ton-m	Fyy= 142.19 ton Myy= 360.72 ton-m
Pilar 2	
Sentido longitudinal	Sentido transversal
Fxx= 321.56 ton Mxx=500.02 ton-m	Fyy= 108.80 ton Myy= 380.24 ton-m

3.1.7.3 Modos de vibración

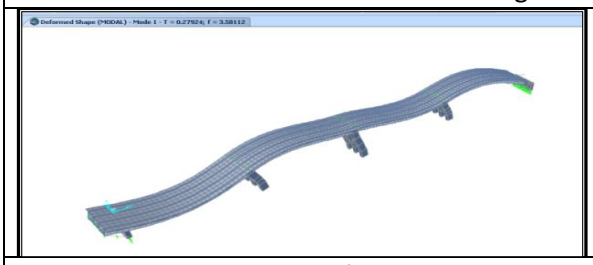
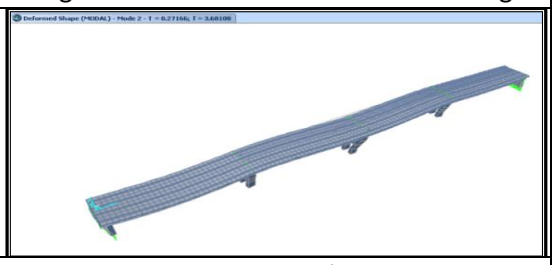
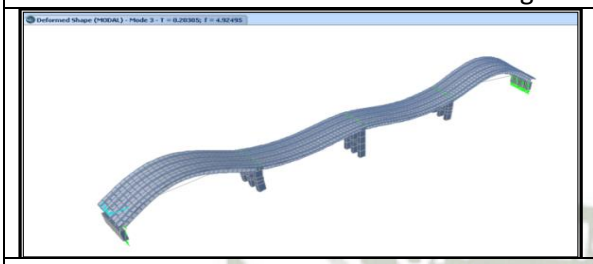
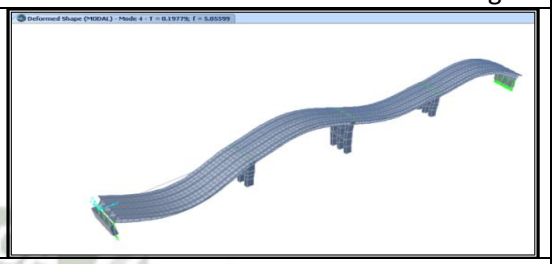
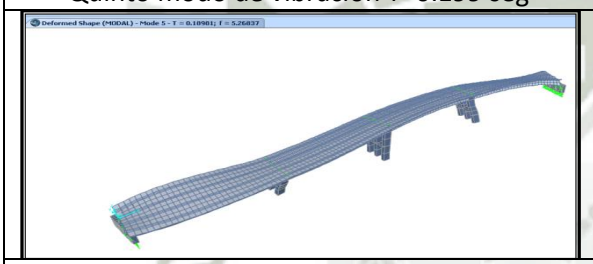
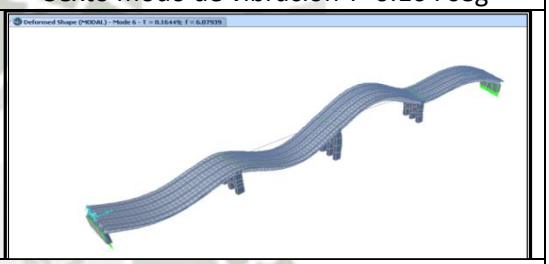
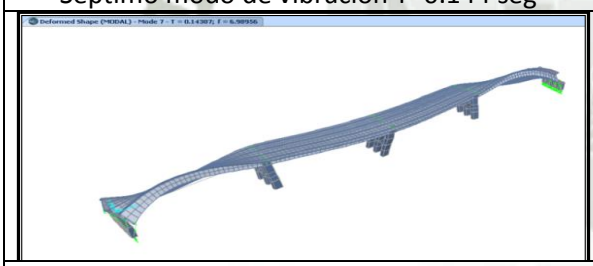
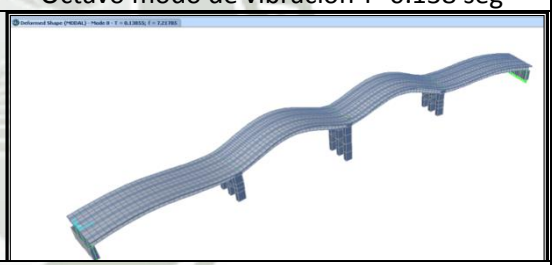
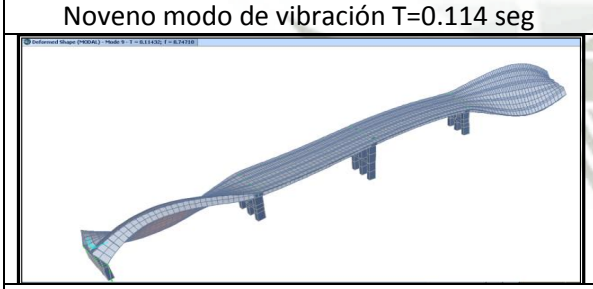
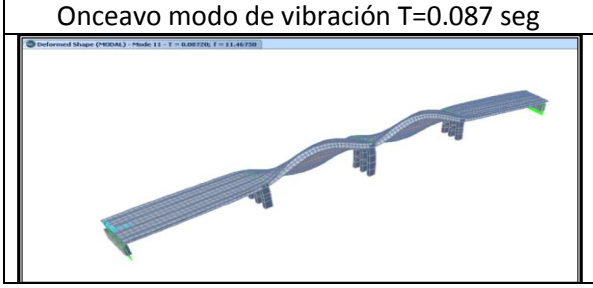
El número de modos de vibración no será mayor que:3*(número de luces), 3*4=12 modos de vibración que a continuación se muestran.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 31 Modos y periodos de vibracion

Primer modo de vibración T=0.279 seg	Segundo modo de vibración T=0.272 seg
	
Tercer modo de vibración T=0.2030 seg	Cuarto modo de vibración T=0.198 seg
	
Quinto modo de vibración T=0.199 seg	Sexto modo de vibración T=0.164 seg
	
Septimo modo de vibración T=0.144 seg	Octavo modo de vibración T=0.138 seg
	
Noveno modo de vibración T=0.114 seg	Decimo modo de vibración T=0.104 seg
	
Onceavo modo de vibración T=0.087 seg	Doceavo modo de vibración T=0.085 seg
	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.1.7.4 Desplazamientos máximos originados por sismo

Tabla III - 39 Desplazamientos máximos

Union	Estado de Carga	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	RX	RY	RZ
PILAR EXTREMO 1							
3980	Dir XX	9.69	2.79	0.13	0.10	1.31	0.10
	Dir YY	3.02	8.64	0.43	0.31	0.40	0.32
3888	Dir XX	9.82	2.79	0.05	0.07	1.29	0.10
	Dir YY	3.03	8.65	0.02	0.21	0.40	0.31
3987	Dir XX	9.79	2.79	0.16	0.10	1.32	0.10
	Dir YY	3.27	8.64	0.44	0.31	0.42	0.31
1	Dir XX	3.04	1.17	0.07	0.41	1.31	0.05
	Dir YY	0.97	3.61	0.24	1.27	0.41	0.13
3	Dir XX	3.11	1.17	0.02	0.35	1.35	0.04
	Dir YY	0.96	3.62	0.01	1.09	0.42	0.12
2	Dir XX	3.08	1.17	0.09	0.41	1.33	0.04
	Dir YY	1.05	3.61	0.24	1.27	0.45	0.13
3982	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3985	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3989	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PILAR CENTRAL							
4033	Dir XX	9.98	4.88	0.20	0.11	0.48	0.03
	Dir YY	3.12	15.90	0.61	0.35	0.15	0.01
217	Dir XX	10.00	4.89	0.01	0.09	0.45	0.04
	Dir YY	3.13	15.91	0.02	0.27	0.14	0.02
4042	Dir XX	9.82	4.89	0.18	0.11	0.47	0.06
	Dir YY	3.08	15.90	0.57	0.35	0.15	0.02
4034	Dir XX	4.13	2.18	0.12	0.50	1.16	0.01
	Dir YY	1.30	7.09	0.36	1.65	0.36	0.00
4038	Dir XX	4.14	2.18	0.00	0.41	1.17	0.02
	Dir YY	1.31	7.09	0.01	1.33	0.36	0.01
4043	Dir XX	4.06	2.18	0.11	0.51	1.14	0.03
	Dir YY	1.29	7.09	0.35	1.65	0.35	0.01
4036	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4040	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4045	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PILAR EXTREMO 2							
4089	Dir XX	9.64	2.98	0.16	0.27	1.27	0.11
	Dir YY	2.97	8.83	0.42	0.37	0.44	0.31
234	Dir XX	9.53	3.03	0.04	0.26	1.23	0.11
	Dir YY	2.98	9.03	0.02	0.29	0.47	0.30
4096	Dir XX	9.26	3.05	0.15	0.27	1.24	0.12
	Dir YY	3.20	9.20	0.44	0.40	0.50	0.30
54	Dir XX	3.06	1.16	0.08	0.43	1.31	0.04
	Dir YY	1.01	3.64	0.24	1.29	0.41	0.13
55	Dir XX	3.04	1.18	0.02	0.39	1.31	0.05
	Dir YY	0.94	3.72	0.01	1.14	0.41	0.12
56	Dir XX	2.92	1.19	0.08	0.44	1.26	0.06
	Dir YY	0.97	3.78	0.25	1.35	0.43	0.12
4091	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4094	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4098	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

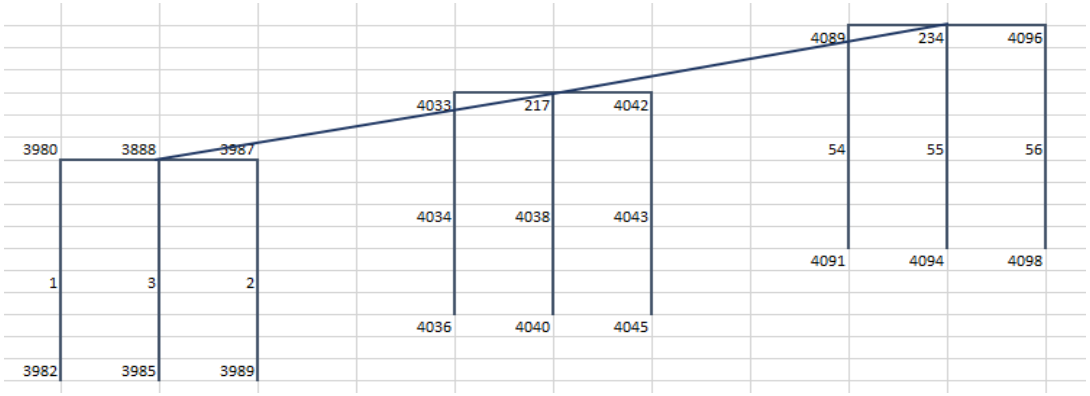
Fuente: Elaboracion propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura III - 32 Nudos de la estructura examinados



Fuente: Elaboracion propia

Conclusión del análisis sísmico:

La máxima deflexión en el sentido longitudinal del puente (x) es 10.00 mm y en el transversal (y) es 15.91 mm y verticalmente (z), la máxima deflexión es 0.61 mm no superando lo permitido por la norma, además la Irregularidad de la estructura hizo que se generaran desplazamientos en las tres direcciones principales.

De los periodos de vibración tenemos el máximo de 0.30 s y el minimo de 0.09 s, colocándolas en un rango intermedio de periodos que no incurren en la fase de periodo de vibración del suelo (0.5 a 1 seg.), por lo tanto la vibración del puente a producirse seria de forma mas lenta que la del suelo, sin embargo, la inferioridad a 1.0 en algunos modos indica su acercamiento a ser una estructura rigida pero el presentar mas modos con periodos mayores que 0.1 le da mas tendencia a FLEXIBLE, que tiene la posibilidad de absorver grandes cantidades de energía en el rango elastico y después de un sismo quedara intacta con deformaciones (desplazamientos) que no superan los máximos dados en las normas.La obtención de una estrucutra flexible se debe también al factor de reducción de respuesta estrucutral R la cual se ha incluido en el análisis y le da al puente la capacidad de deformarse mas alla de su rango elástico sin colapsar dándole asi ductilidad.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.1.8 Análisis y verificación de resultados del análisis.

3.1.8.1 Comparación general del cálculo manual y computarizado

Una vez idealizado el puente en el software se procede a analizarlo, con el acceso a todos los resultados podemos comparar inmediatamente si el cálculo es correcto comparando las reacciones de la superestructura en los estribos y el peso total en los pilares con el hecho manualmente.

a. Reacciones en los estribos

- **Calculo manual**

  Del Metrado de cargas $P_{DC}+P_{DW}$= 16.34 ton/m

  Ancho tributario de la losa= 15 m

  →16.34, entonces $P_{DC}+P_{DW}$ = 245.10 ton

- **Calculo CSI Bridge**:

  $P_{DC}+P_{DW}$ =250.61 ton en estribo Izquierdo y $P_{DC}+P_{DW}$ =250.74 ton en estribo Derecho,

La variación entre ambos resultados del 1.02 % se debe a la curvatura detallada del puente, ya que el programa CSI Bridge lo considera exacto, por lo que usaremos estos valores, tomando así $P_{DC}+P_{DW}$ = 250.74 ton para el diseño.

El detalle del porque de cada valor se encuentra en *anexo digital*- Compilado de resultados Csi Bridge.P_{DC}= 250.74 ton

b. Carga axial máxima sobre las columnas de los pilares

Para un ancho tributario de 30 m , 15 metros a cada lado del pilar.

- **Calculo manual:**

  Superestructura: P_{DC}= 12.86*30 ⇒**P_{DC}= 385.92 Tn**

  Pavimento: P_{DW}= 1.61*30 ⇒ **P_{DW}= 48.30 Tn**

  Veredas: $P_{veredas}$= 0.96 *30⇒ **P_V= 28.80 Tn**

  Barandas: $P_{barandas}$= 0.832*30 ⇒**P_b= 24.96 Tn**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fuerza generada por sobrecarga peatonal **(PL),** considera [1] que para veredas de más de 0.60 m debe haber367 kg/m2, teniendo veredas de 0.70 m se tiene que 0.367*30*2= **PL= 22.02 ton**

- **Calculo CSI Bridge**:

  Según programa CSI BRIDGE la fuerza axial en respuesta a la carga muerta de la superestructura se muestra en la base de las columnas de los pilares

  Superestructura:**P_{DC}= 428.78 Tn**

  Pavimento: **P_{DW}= 46.72 Tn**

  Veredas: **P_V= 31.39 Tn**

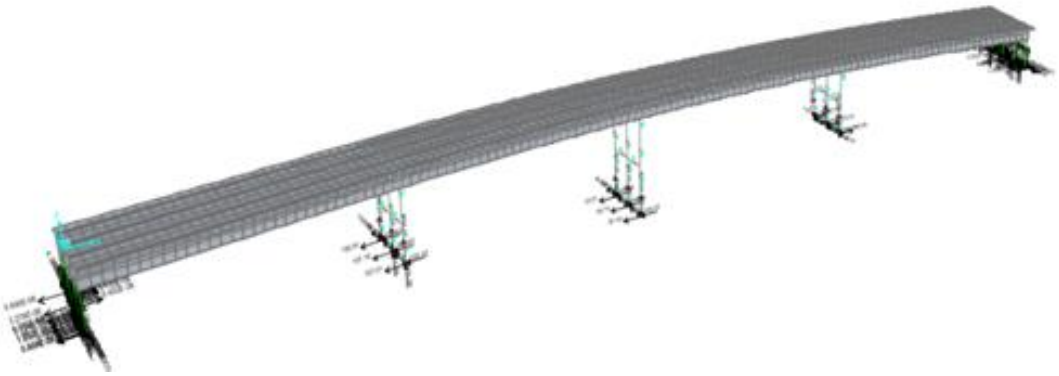
  Barandas: **P_b= 23.63 Tn**

  Sobrecarga peatonal **PL= 24.39 tn**

  Sobrecarga

Como ambos resultan muy parecidos el cálculo computarizado es aceptable.

Figura III - 33 Evaluación de resultados



Fuente: Elaboración propia

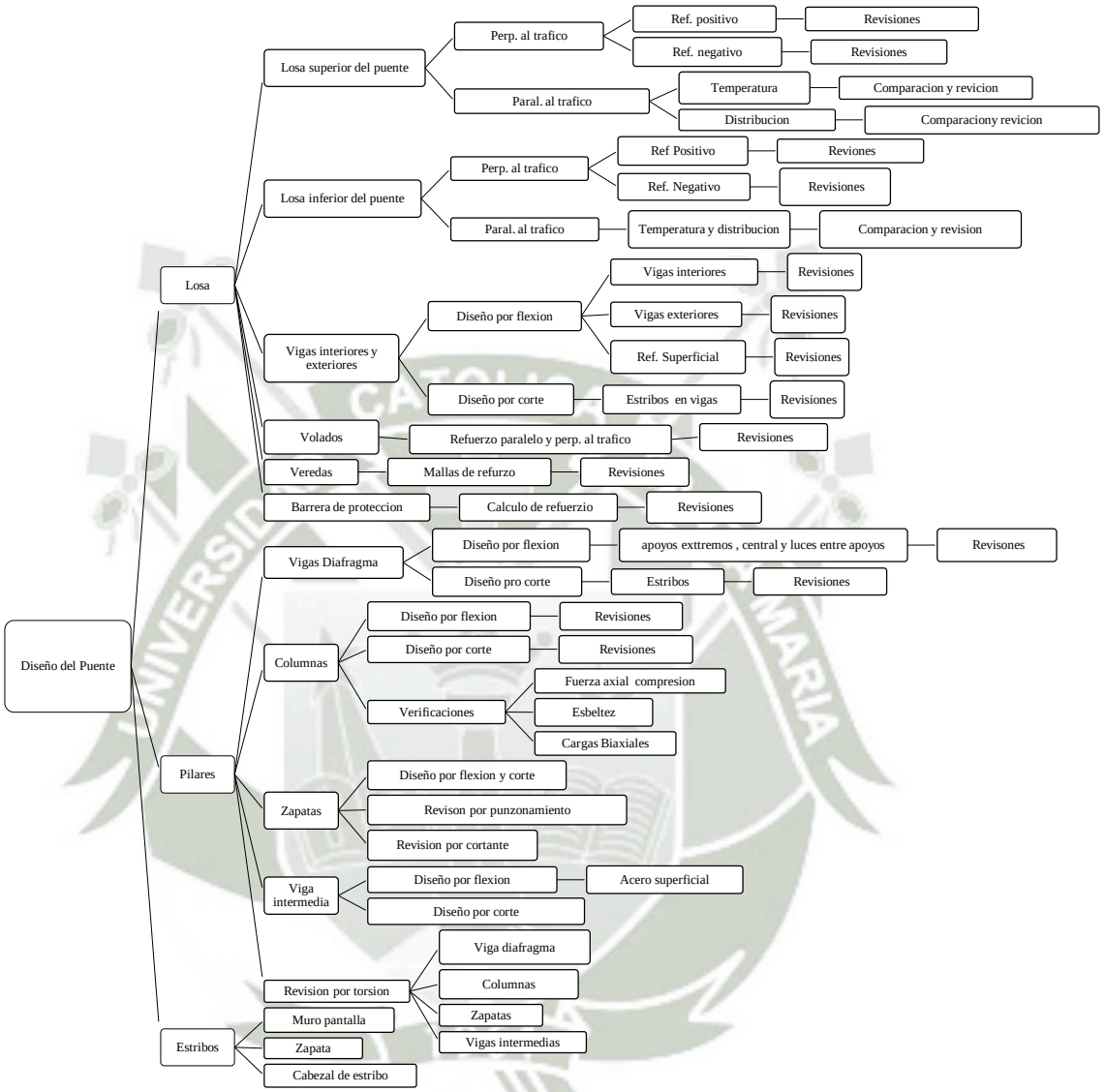
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2 DISEÑO DEL PUENTE SIMPLEMENTE REFORZADO

3.2.1 Generalidades

Figura III - 34 Esquema para la realización del diseño



Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Diseño de la Superestructura

Se calculara el acero en una sección transversal típica por tramo del puente para repetirse a lo largo del puente, en caso de existir variación de momentos se calcula una sección adicional mas, además debemos considerar que la longitud a cubrir por cada acero es su misma longitud , es decir 9.00 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

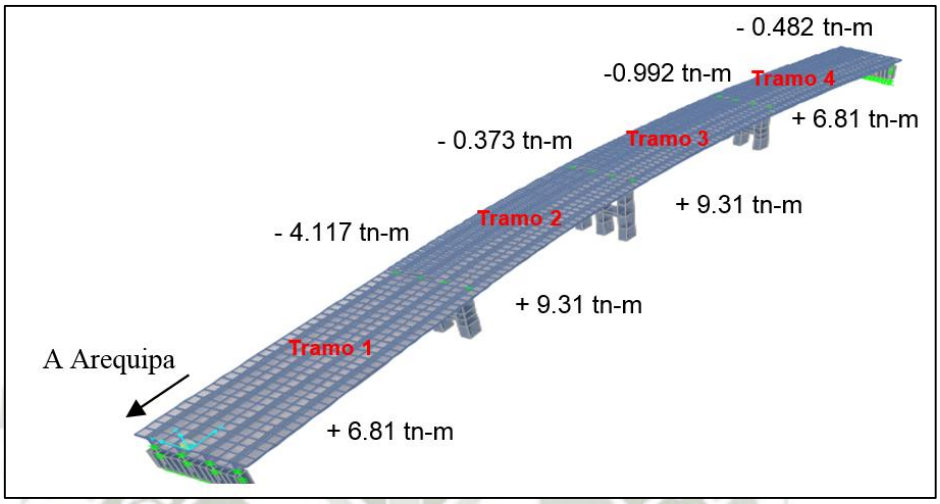
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

3.2.2.1 Diseño de la losa superior del puente

3.2.2.1.1 Refuerzo perpendicular al tráfico.

Se representan los momentos de diseño en la siguiente figura:

Figura III - 35 Maximos momentos positivos y negativos en losa de puente



Fuente: Elaboración propia

3.2.2.1.2 Acero Negativo (Perpendicular al tráfico):

Solo se presenta en las zonas cercanas a los apoyos y su valor es pequeño en relación al positivo.Se procederá a calcular detalladamente el acero negativo para el tramo 1 y luego se sintetizara el mismo análisis en cuadros que nos indiquen el cálculo para los demás tramos y sentidos ya sean positivos y negativo.

$Mu_{max}(-)$= - 4.117 tn-m (el mayor entre todos los presente)

Utilizando acero Ø=1/2" (A=1.27cm^2) y un recubrimiento r=5.0 cm

$Z= 5+\frac{1.27}{2} =$ 5.64 cm, d= 20-5.64=14.36 cm

$As(-)=\frac{4.12*10^5}{0.9*4200\left(14.26-\frac{a}{2}\right)}$ y $a=\frac{4200*As}{0.85*280*100}$ con lo que As= 7.98cm^2, a=1.408cm

Con lo que $S=\frac{1.27}{7.98}$=0.16 m

Revisiones

As Máximo: Una sección no sobrereforzada cumple con $c/d \leq 0.42$

$c=a/\beta$=1.408/0.85= 1.66 y c/d=0.116<0.42 …ok!

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As Mínimo: El acero colocado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.2Mcr y 1.33Mu

- 1.2Mcr=1.2(fr*S)=1.2(2.01$\sqrt{f'c}$)*$\frac{bh^2}{6}$ = 2.69 tn-m
- 1.33Mu= 5.48 tn-m

El menor valor es 2.69 tn-m, dado que el valor de momento resistido M=4.12 tn-m es mayor que el mínimo, la cantidad de acero es suficiente

Tabla III - 40 Calculo del refuerzo negativo perpendicular al trafico

Tramo	momen de diseño Tn-m	As cm2	a cm	Ø	S (m)	Acero Máximo		Acero Mínimo				Diseño final Nª de barras y Ø
						c/d	si c/d< 0.42. .0k!	1.2Mcr	1.33 Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu ...ok!	Acero para moment mínimo	
1	4.117	7.98	1.41	1/2	0.16	0.116	OK!	2.69	5.48	Acerosuficiente	-	Ø 1/2"@ 0.15
2	0.318	0.59	0.10	1/2	0.39	0.048	OK!	2.69	0.42	se necesita mas acero	0.78	Ø 1/2"@ 0.15
3	3.071	5.87	1.04	1/2	0.22	0.085	OK!	2.69	4.08	Acerosuficiente	-	Ø 1/2"@ 0.25
4	0.482	0.89	0.16	1/2	1.42	0.013	OK!	2.69	0.64	se necesita mas acero	1.19	Ø 1/2"@ 1.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla III - 41 Revision por fisuracion

Revisión por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobacion fsa>fs
10.59	0.42	5.64	10.06	1397.41	2520.19	2520.00	muy cercano, cumple
10.59	0.38	5.64	10.06	1397.41	2312.75	2520.00	cumple
11.34	0.43	5.64	10.06	1524.59	2529.67	2520.00	muy cercano, cumple
9.90	0.41	5.64	10.06	1282.89	2512.96	2520.00	cumple

Fuente:Elaboración propia

3.2.2.1.3 Acero Positivo (Perpendicular al tráfico):

Se presenta con mayor incidencia en los 4 tramos teniendo como valor máximo el ubicado en centros de luz.

Tabla III - 42 Cálculo del refuerzo positivo perpendicular al tráfico

Tramo	Momen de diseño Tn-m	As cm2	a cm	Ø	S (m)	Acero máximo		Acero minimo			Dlseño final
						c/d	Si c/d<0.42	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu	
1	9.390	20.26	2.57	3/4	0.14	0.212	Ok!	2.69	12.49	Acero suficiente	Ø3/4"@0.15
2	6.939	14.36	2.53	3/4	0.20	0.209	Ok!	2.69	9.23	Acero suficiente	Ø3/4"@0.20
3	6.810	14.06	2.48	3/4	0.20	0.205	Ok!	2.69	9.06	Acero suficiente	Ø3/4"@0.20
4	9.312	20.06	3.54	3/4	0.14	0.292	Ok!	2.69	12.38	Acero suficiente	Ø3/4"@0.15

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 43 Revision por fisuracion

Fuente: Elaboración propia

Revision por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobacion fsa>fs
8.87	0.42	5.95	22.64	2475.15	1217.32	2520.00	cumple
9.43	0.52	5.95	22.64	2669.55	1469.12	2520.00	cumple
9.43	0.52	5.95	22.64	2669.55	1474.77	2520.00	cumple
8.87	0.42	5.95	22.64	2475.15	1201.84	2520.00	cumple

3.2.2.1.4 Refuerzo paralelo al tráfico

a. Acero de temperatura: Colocado en la dirección del tráfico en la parte superior como un porcentaje de la sección de la losa

$As_{temperatura}$=0.0018*Ag → As_{temp}=0.0018*20*100=360cm2Ya que el espesor de la losa es de más de 15 cm colocamos dos capas del acero hallado, 3.60/2=1.80cm2/capa, y si colocamos acero de Ø=3/8" la separación será S=0.71/1.80=0.39 m.

Además S_{max} ≤ 3*h=3*20 = 60 cm o S_{max} ≤45 cm, por lo que 0.39 es correcto. Colocamos Ø=3/8" cada 35 cm (parte superior)

b. Acero de distribución

Colocada en la dirección del tráfico y en la parte inferior de la losa equivalente a un porcentaje del acero positivo. $\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$, donde S es la distancia entre caras de vigas, S= 2.30 ⇒ %=70.89%

$As_{distribución}$ - tramo I =0.71*20.26 = 14.36 cm^2, Si Ø=3/4" ⇒ S= 19.0 cm

$As_{distribucion}$ - tramo 2 =0.71*14.36 = 10.197 cm^2, Si Ø=3/4" ⇒ S= 27.0 cm

$As_{distribucion}$ - tramo 3 =0.71*14.06 = 9.983 cm^2, Si Ø=3/4" ⇒ S= 28.0 cm

$As_{distribución}$ - tramo 4 =0.71*20.06 = 14.24 cm^2, Si Ø=3/4" ⇒ S= 20.0 cm

c. Acero en la dirección del tráfico con CSIBridge El programa nos muestra también los momentos generados longitudinalmente compararemos estos valores con el que asume AASHTO denominándolo acero de distribución, si estos son similares se comprobara la teoría descrita sobre este acero en [1] y será colocado como parte del diseño.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 44Refuerzo positivo de la losa en la dirección del trafico

Tramo	Momen diseño Tn-m	As cm2	a cm	Ø	S (m)	Acero máximo		Acero minimo			DIseño final
						c/d	Si c/d<0.42	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu	
1	6.10	12.45	2.20	3/4	0.23	0.182	Ok!	2.69	8.11	Acero suficiente	Ø3/4"@0.20
2	6.849	11.90	2.10	3/4	0.24	0.173	Ok!	2.69	7.78	Acero suficiente	Ø3/4"@0.20
3	5.849	11.90	2.10	3/4	0.24	0.173	Ok!	2.69	7.78	Acero suficiente	Ø3/4"@0.20
4	5.849	11.90	2.10	3/4	0.24	0.173	Ok!	2.69	7.78	Acero suficiente	Ø3/4"@0.20

Fuente: Elaboración propia

Nota. No existe momentos negativos en la dirección al tráfico.Comparando lo hallado (formula) con lo obtenido en el análisis, el acero de distribución de los 4 tramos coincide con el acero paralelo al tráfico, y se toma el diseño del acero de distribución en su estado más crítico: Ø=3/4 cada 20cm por metro (abajo)

Tabla III - 45 Revision por fisuracion

Revision por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobacion fsa>fs
9.43	0.71	5.95	22.64	2669.55	2000.26	2520.00	cumple
9.43	0.68	5.95	22.64	2669.55	1915.51	2520.00	cumple
9.43	0.68	5.95	22.64	2669.55	1921.16	2520.00	cumple
9.43	0.68	5.95	22.64	2669.55	1926.81	2520.00	cumple

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.2 Diseño de los volados en la losa superior

Del análisis estructural del capítulo 3, los momentos en los volados, es decir, momentos negativos de la losa en la cara de las vigas exteriores, son:

Figura III - 36 Máximos momentos negativos en volados

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 46 Refuerzo negativo en volados

Tramo	Momen diseño Tn-m	As cm2	a cm	Ø	S (m)	Acero máximo		Acero minimo			DIseño final
						c/d	Si c/d<0.42	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu	
1	7.76	15.98	2.82	3/4	0.18	0.233	Ok!	2.69	10.32	Acero suficiente	Ø3/4"@0.15
2	3.667	7.12	1.26	1/2	0.18	0.104	Ok!	2.69	4.88	Acero suficiente	Ø3/4"@0.15
3	3.071	5.91	1.04	1/2	0.21	0.086	Ok!	2.69	4.08	Acero suficiente	Ø3/4"@0.20
4	5.743	11.47	2.02	3/4	0.25	0.167	Ok!	2.69	7.64	Acero suficiente	Ø3/4"@0.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla III - 47 Revision por fisuracion en volados

Revision por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobacion fsa>fs
8.87	0.12	5.95	22.64	2475.15	331.22	2520.00	cumple
10.59	0.10	5.64	10.06	1397.41	582.28	2520.00	cumple
11.03	0.16	5.64	10.06	1471.43	971.77	2520.00	cumple
9.83	0.16	5.95	22.64	2812.77	440.27	2520.00	cumple

3.2.2.3 Diseño de la losa inferior del puente

3.2.2.3.1 Refuerzo perpendicular y en la dirección del tráfico (teórico)

a. Acero perpendicular a la dirección del tráfico

Se propone por lo menos el 0.5% de la sección transversal de la losa inferior este cubierta por acero de refuerzo, perpendicular a la luz de las vigas, este refuerzo debe repartirse en las dos caras de la placa. $As_{min}=0.005*A_{LI}$ $A_{LI}=20*790=15800\ cm^2 \Rightarrow$ $As_{min}=0.005*15800=79\ cm^2$

Si usamos Ø=1/2", el numero de barras es 79.0/1.27 = 63 barras y su distribución en toda la losa tendrá una separación de S=790/63= 13 cm, se colocaran en dos capas alternadas, Usar Ø=1/2" cada 25 cm.

b. Acero en la dirección del tráfico

Se propone como área de acero perpendicular al tráfico: $As_{min}=0.004*A_{LI}$ Donde A_{LI}= Área transversal total de la losa inferior $A_{LI}= 20*790=15800\ cm^2 \Rightarrow$ $As_{min}= 0.004*15800=63.70\ cm^2$

Si usamos Ø=1/2, el número de barras es 63.7/1.27=50 barras y su distribución en toda la losa tendrá una separación de S=790/50=16 cm arriba y abajo, se colocara en 2 capas alternadas, Usar Ø=1/2" c/30 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

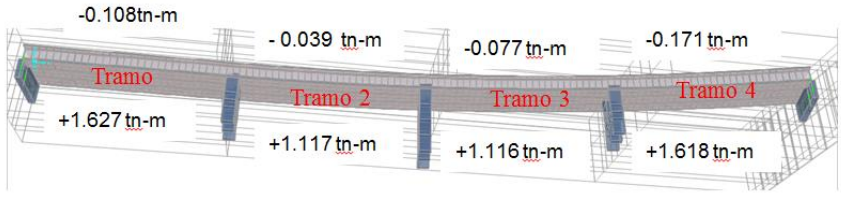
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2.2.3.2 Refuerzo perpendicular y paralelo al tráfico

a. Acero perpendicular al tráfico

Momentos envolventes de diseño Mu

Figura III - 37Máximos momentos perpendiculares al trafico



Todos los momentos máximos positivos se ubican sobre la viga interior 1. Y los momentos negativos máximos entre las luces de las vigas interiores.Utilizando Ø=1/2", $Z = 5 + \frac{1.27}{2} =$ 5.64 cm, d= 20-5.64=14.36 cm

Tabla III - 48Acero positivo perpendicular al tráfico en losa inferior

Tramo	Mu (+) Tn-m	As cm2	Ø	S (m)	Acero máximo		Acero minimo				DIseño final
					c/d	Si c/d<0.42	1.2Mcr	1.33 Mu	Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu	Solucion	
1	1.63	4.81	1/2	0.26	0.107	Ok!	1.51	2.16	Acero suficiente	-	Ø3/4"@0.15
2	1.117	3.26	1/2	0.39	0.073	Ok!	1.51	1.49	Acero suficiente	Continuo con Ø ½"@0.25	Ø3/4"@0.15
3	1.116	3.25	1/2	0.39	0.072	Ok!	1.51	1.48	Acero suficiente	Continuo con Ø ½"@0.25	Ø3/4"@0.20
4	1.618	4.79	1/2	0.26	0.106	Ok!	2.15	2.15	Acero suficiente	-	Ø3/4"@0.25

Tabla III - 49 Revision por fisuracion

Revision por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobacion fsa>fs
11.34	0.06	5.64	10.06	1524.59	357.13	2520.00	cumple
11.34	0.27	5.64	10.06	1524.59	1607.08	2520.00	cumple
11.34	0.07	5.64	10.06	1524.59	431.53	2520.00	cumple
11.34	0.04	5.64	10.06	1524.59	208.33	2520.00	cumple

Tabla III - 50Acero negativo perpendicular al tráfico losa inferior

Tramo	Mu (-) Tn-m	As cm2	a cm	Refuerz Ø	Separ. (m)	Acero máximo		Acero minimo		
						c/d	Si c/d<0.42	1.2Mcr	1.33 Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu
1	0.108	0.31	0.05	1/2	4.14	0.006	Ok!	1.51	0.14	El momento es muy bajo
2	0.039	0.11	0.02	1/2	11.52	0.002	Ok!	1.51	0.05	El momento es muy bajo
3	0.077	0.22	0.04	1/2	5.81	0.005	Ok!	1.51	0.10	El momento es muy bajo
4	0.171	0.48	0.09	1/2	2.64	0.011	Ok!	1.51	0.23	El momento es muy bajo

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El momento negativo actuante es inferior al momento mínimo, por lo que se considerara colocar el acero mínimo calculado teóricamente:

Ø=1/2”@25 cm (Parte superior) (típico)

Colocaremos acero positivo con una separación mínima resultante de 25 cm. Acero perpendicular al tráfico: Ø=1/2”@25 cm (parte inferior) (típico)

b. Acero paralelo al tráfico

Figura III - 38 Momentos envolventes paralelos al tráfico Mu Losa inferior

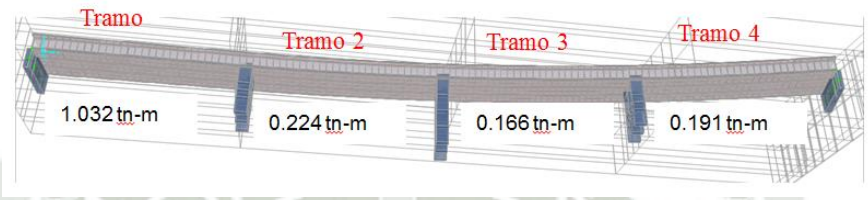


Tabla III - 51Acero positivo paralelo al trafico

Tramo	Momen diseño Tn-m	As cm2	A (cm)	Ø	S (m)	Acero máximo		Acero minimo				DIseño final
						c/d	Si c/d<0.42	1.2Mcr	1.33 Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu	Solucion	
1	1.03	3.00	0.53	1/2	0.42	0.067	Ok!	1.51	1.37	Se necesita mas acero	Colocar acero minimo	Ø1/2”@0.30
2	0.224	0.64	0.11	1/2	1.99	0.014	Ok!	1.51	0.30	Se necesita mas acero	Colocar acero minimo	Ø3/8”@0.8
3	0.166	0.47	0.08	1/2	2.70	0.010	Ok!	1.51	0.22	Se necesita mas acero	Colocar acero minimo	Ø3/8”@1.00
4	0.191	0.54	0.09	1/2	2.35	0.011	Ok!	1.51	0.25	Se necesita mas acero	- Colocar acero minimo	Ø3/8”@1.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla III - 52 Revision por fisuramiento

Revision por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobacion fsa>fs
11.58	0.21	5.64	10.06	1565.28	1260.42	2467.63	cumple
12.36	0.12	5.48	5.66	965.95	1259.48	2515.10	cumple
12.36	0.20	5.48	5.66	965.95	1996.74	2515.10	cumple
12.36	0.21	5.48	5.66	965.95	2181.06	2515.10	cumple

Acero negativo: No se presenta momentos negativos, por lo que se colocara el mínimo: Ø=1/2” @ 30.0 cm (parte inferior)

Debe usarse Ø=1/2”cada 30 cm (critico) Acero paralelo al tráfico, colocar: Ø=1/2” @ 30.0 cm (parte inferior) en los 4 tramos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

3.2.2.4 Diseño de las vigas interiores y exteriores del puente

3.2.2.4.1 Refuerzo superficial

Este refuerzo será colocado en las caras laterales de vigas interiores y exteriores por tener una altura < a 90 cm, con separación máxima d/6

Ask=0.1(de-76)

Ask=0.1(161.03-76)= 8.503 cm^2 ,

si colocamos barras Ø5/8" (A=1.98 cm^2)

Nº de barras= 8.5/1.98=4.29 = 5 barras

Separación: S=1.14/5=0.25 m

1 Ø 5/8"c/ 25 cm por cara

Nota: El acero superficial coincide con el espaciamiento del acero de temperatura por lo que en lugar de colocar acero de 1" se tomara en conjunto el acero de 5/8" superficial y uno de 5/8" que en conjunto cubren los 3.6 cm^2 solicitados.

3.2.2.4.2 Armadura de contracción y temperatura en las caras laterales

En el alma de la viga T As_{temp}=0.0018*b*hAs_{temp}=0.0018*25*160=7.2 cm^2 el área es menor a 8.503 de contracción por lo que el refuerzo necesario por temperatura será cubierto el acero superficial.

3.2.2.4.3 Armadura en Vigas principales interiores

Tal como lo menciona ACI [2], se puede modelar como un compuesto de vigas I que pueden trabajar como vigas T para momentos positivo y negativo lo que generaría dos vigas T unidas por el alma. La ventaja es la capacidad de distribuir el acero resultante en el ancho efectivo be que se comprende también lo largo de las alas de la sección I. Definimos como ancho efectivo al menor valor entre.

L/4= 30/4= 7.5 m , 12t+bw= 12*0.2+0.25=2.65, S=2.55m Por lo que el tributario en cada viga interior S es el menor valor = be=2.55. El peralte efectivo al usar Ø=1", es d=173.73 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

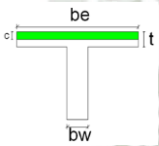
Con ello podemos definir un acero mínimo: As=$b * d * \left(\frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2mku}{fy}}\right]\right)$

donde m=$\frac{fy}{0.85fc}=\frac{4200}{0.85*280}=$ 17.65 y Ku= $\frac{\text{Mu*100}}{\phi \cdot b \cdot d^2}$

Del análisis estructural elegimos el momento envolvente más crítico, pues deseamos tener una sección constante y que resista los máximos efectos. Mu=721.60 tn-m correspondiente a la viga interior 1.

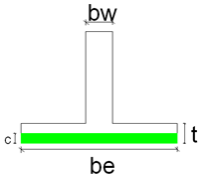
ku=$\frac{721600*100}{0.9 \cdot 255 \cdot 173.73^2}$ =10.42 , As_{min}= $255173.73 \cdot \left(\frac{1}{17.65}\left[1-\sqrt{1-\frac{217.65*10.42}{4200}}\right]\right)$

As_{min}=42.62 cm^2, Si usamos Ø=1” debemos colocar mínimo 9 barras que para el ancho de 25 cm del alma podrían distribuirse hasta en 3 capas.



Definiremos si es que deberemos diseñar como viga rectangular viga “T” con la siguiente comprobación: Si c < t →se diseña como viga rectangular, si c>t → se diseña como viga T. Suponiendo en un estado limite que c=t, a=0.85c=0.85t=0.85*20=17cm. Además con las 3 capas se tiene que d=180- 18.97= 161.03 cm. Hallemos la cuantia p con $As=\frac{Mu}{0.9 \cdot fy \cdot \left(d-\frac{a}{2}\right)}$

As=125.15 cm2 → p=125.15/(255*161.03) p= 0.003 $c=\frac{1.18\rho \cdot fy \cdot d}{0.85 \cdot fc}$ =10.06 < 20cm, diseñar como viga rectangular a lo largo de toda la longitud del puente con seguridad.Procedemos a diseñar acero superior e inferior con las dos fórmulas principales:$As=\frac{Mu}{0.9 \cdot fy \cdot \left(d-\frac{a}{2}\right)}$ $a=\frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b}$



Se invierte la sección inferior para realizar nuevamente el caculo del ancho efectivo be y de la comprobación para determinar si es que se puede diseñar como viga T o viga rectangular. Siendo simétrica la sección se concluye que también se diseñara como viga rectangular con un Be=2.55

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

3.2.2.4.4 Armadura en vigas principales exteriores

Definimos como ancho efectivo al tributario en cada viga exterior al menor valor entre: b=bw+12t=0.25+12*0.20=2.65m, b=s/2=2.55/2=1.257m y b=0.25+30/12=2.55, tomando el menor valor be=1.257 m

El peralte efectivo al usar Ø=1”, es d=161.03 (igual que vigas interiores)

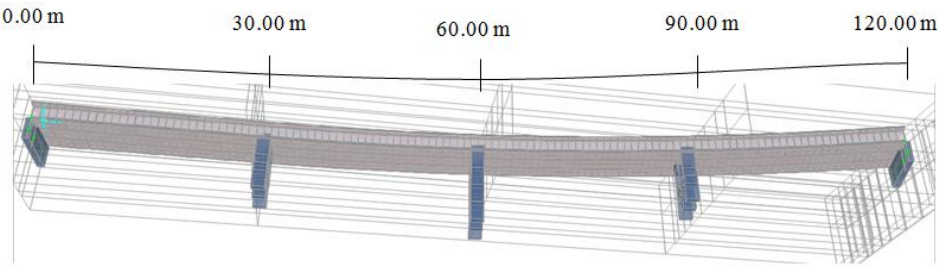
Figura III - 39 Sección efectiva de análisis viga exterior

Fuente: Elaboracion propia

3.2.2.4.5 Diseño y verificaciones de las vigas del puente

A continuación se presentan los siguientes cuadros sistematizados que nos dan a conocer el acero que se colocara a lo largo de toda la longitud del puente en lo que respecta a vigas, se ha dividido en 15 tramos de acero de 8.00 m de longitud ya que la máxima longitud de acero a usar será de 9.00 m, Un vez mostrada la cantidad de acero se colocara el mayor por cada tramo de 30.00m evitando discontinuidades que provocarían el mal funcionamiento del refuerzo.

Figura III - 40 Vista en elevación del puente, 4 tramos de 30 m cada uno



Fuente: Elaboracion propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tabla III - 53 Momentos positivos – Diseño de viga interior 1 (Izquierda)

Momentos positivos - Diseño de viga Interior 1 (izquierda)							Revisiones						Diseño final nº de barras y Ø
							Acero Máximo		Acero Mínimo				
Posición m	Momentos de diseño Ton-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Nº de barras necesarias	Nº de barras colocadas	c/d	si c/d<0.42..0k!	1.2Mcr tn-m	1.33Mu tn-m	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu...ok!	Solución Colocar acero mínimo entre 1.2Mcr y 1.33Mu	
0.00 - 8.00	656.73	110.51	7.65	1	21.81	22	0.06	OK!	555.76	873.45	el acero mínimo es sobrepasado	-	22 barras Ø 1"
8.00 - 16.00	721.13	121.65	8.42	1	24.01	24	0.06	OK!	555.76	959.10	el acero mínimo es sobrepasado	-	24 barras Ø 1"
16.00 - 24.00	613.04	102.99	7.13	1	20.33	21	0.05	OK!	555.76	815.35	el acero mínimo es sobrepasado	-	21 barras Ø 1"
24.00 - 32.00	52.44	8.64	0.60	1/2	6.82	7	0.00	OK!	555.76	69.75	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
32.00 - 40.00	337.49	56.12	3.88	1	11.08	11	0.03	OK!	555.76	448.86	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
40.00 - 48.00	433.32	72.31	5.00	1	14.27	15	0.04	OK!	555.76	576.32	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
48.00 - 56.00	371.29	61.81	4.27	1	12.20	13	0.03	OK!	555.76	493.81	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
56.00 - 64.00	42.40	6.98	0.48	1/2	5.51	6	0.00	OK!	555.76	56.39	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
64.00 - 72.00	401.18	66.87	4.63	1	13.20	14	0.03	OK!	555.76	533.57	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
72.00 - 80.00	432.88	72.24	5.00	1	14.26	15	0.04	OK!	555.76	575.73	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
80.00 - 88.00	296.93	49.30	3.41	1	9.73	10	0.02	OK!	555.76	394.92	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
88.00 - 96.00	117.34	19.36	1.33	1/2	15.28	16	0.01	OK!	555.76	156.06	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
96.00 - 104.00	644.39	108.39	7.50	1	21.39	22	0.05	OK!	555.76	857.04	el acero mínimo es sobrepasado	-	22 barras Ø 1"
104.00 - 112.00	721.60	121.73	8.42	1	24.02	24	0.06	OK!	555.76	959.73	el acero mínimo es sobrepasado	-	24 barras Ø 1"
112.00 - 120.00	618.51	103.93	7.19	1	20.51	21	0.05	OK!	555.76	822.62	el acero mínimo es sobrepasado	-	21 barras Ø 1"

Tabla III - 54 Momentos positivos – Diseño viga Interior 2 (derecha)

Momentos positivos - Diseño Viga Interior 2 (derecha)							Revisiones						Diseño final nº de barras y Ø
							Acero Máximo		Acero Mínimo				
Posición m	Momento de diseño Ton-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Nº de barras necesarias	Nº de barras colocadas	c/d	Si c/d<0.42..0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu...ok!	Colocar acero mínimo según 1.33Mu	
0.00 - 8.00	644.58	108.42	7.5	1	21.40	22	0.055	OK!	555.76	857.29	el acero mínimo es sobrepasado	-	22 barras Ø 1"
8.00 - 16.00	711.37	119.96	8.3	1	23.67	24	0.061	OK!	555.76	946.13	el acero mínimo es sobrepasado	-	24 barras Ø 1"
16.00 - 24.00	608.08	102.14	7.06	1	20.16	21	0.052	OK!	555.76	808.75	el acero mínimo es sobrepasado	-	21 barras Ø 1"
24.00 - 32.00	54.47	8.97	0.62	1	1.77	2	0.005	OK!	555.76	72.44	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
32.00 - 40.00	333.52	55.45	3.84	1	10.94	11	0.028	OK!	555.76	443.58	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
40.00 - 48.00	429.16	71.61	4.96	1	14.13	15	0.036	OK!	555.76	570.78	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
48.00 - 56.00	367.89	61.24	4.24	1	12.09	13	0.031	OK!	555.76	489.29	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
56.00 - 64.00	45.58	7.5	0.52	1	1.48	2	0.004	OK!	555.76	60.62	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
64.00 - 72.00	397.52	66.25	4.58	1	13.07	14	0.033	OK!	555.76	528.70	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
72.00 - 80.00	428.67	71.52	4.95	1	14.11	15	0.036	OK!	555.76	570.13	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
80.00 - 88.00	294.91	48.96	3.38	1	9.66	10	0.025	OK!	555.76	392.23	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
88.00 - 96.00	120.01	19.8	1.37	1	3.91	4	0.010	OK!	555.76	159.61	se necesita más acero	continuo con 21 barras de 1"	21 barras Ø 1"
96.00 - 104.00	639.95	107.62	7.44	1	21.24	22	0.054	OK!	555.76	851.13	se necesita más acero	-	22 barras Ø 1"
104.00 - 112.00	711.47	119.98	8.3	1	23.68	24	0.061	OK!	555.76	946.26	el acero mínimo es sobrepasado	-	24 barras Ø 1"
112.00 - 120.00	600.70	100.88	6.98	1	19.91	20	0.051	OK!	555.76	798.93	el acero mínimo es sobrepasado	-	21 barras Ø 1"

Tabla III - 55 Momentos positivos – Diseño viga Exterior Izquierda

Momentos positivos -Diseño Viga Exterior Izquierda							Revisiones						Diseño final nª de barras y Ø
							Acero Máximo		Acero Mínimo				
Posición m	Momentos de diseño Ton-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Nº de barras necesarias	Nº de barras colocadas	c/d	si c/d<0.42.. 0k!	1.2Mcr ton-m	1.33Mu ton-m	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu...ok!	Colocar acero mínimo según 1.33Mu	
0.00 - 8.00	502.50	84.07	5.82	1	16.59	17	0.043	OK!	277.88	668.32	el acero mínimo es sobrepasado	-	17barras Ø 1"
8.00 - 16.00	541.55	90.74	6.27	1	17.91	18	0.046	OK!	277.88	720.26	el acero mínimo es sobrepasado	-	18 barras Ø 1"
16.00 - 24.00	453.90	75.84	5.25	1	14.97	15	0.038	OK!	277.88	603.69	el acero mínimo es sobrepasado	-	15 barras Ø 1"
24.00 - 32.00	38.46	6.327	0.44	1	1.25	2	0.003	OK!	277.88	51.15	se necesita más acero	8.433 cm2	8 barras Ø 1/2"
32.00 - 40.00	247.54	41.03	2.839	1	8.10	8	0.021	OK!	277.88	329.23	se necesita más acero	55.41 cm2	11 barras Ø 1"
40.00 - 48.00	324.01	53.85	3.73	1	10.63	11	0.027	OK!	277.88	430.94	el acero mínimo es sobrepasado	-	11 barras Ø 1"
48.00 - 56.00	279.49	46.38	3.21	1	9.15	10	0.023	OK!	277.88	371.73	el acero mínimo es sobrepasado	-	10 barras Ø 1"
56.00 - 64.00	25.26	4.15	0.29	1	0.82	1	0.002	OK!	277.88	33.59	se necesita más acero	5.531 cm2	5 barras Ø 1/2"
64.00 - 72.00	301.03	49.99	3.46	1	9.87	10	0.025	OK!	277.88	400.36	el acero mínimo es sobrepasado	-	10 barras Ø 1"
72.00 - 80.00	323.88	53.83	3.73	1	10.62	11	0.027	OK!	277.88	430.77	el acero mínimo es sobrepasado	-	11 barras Ø 1"
80.00 - 88.00	221.22	36.63	2.54	1	7.23	8	0.019	OK!	277.88	294.23	se necesita más acero	49.38 cm2	10 barras Ø 1"
88.00 - 96.00	88.29	14.55	1.01	1	2.87	3	0.007	OK!	277.88	117.43	se necesita más acero	14.60 cm2	12 barras Ø 1/2"
96.00 - 104.00	474.88	79.37	5.49	1	15.66	16	0.040	OK!	277.88	631.59	el acero mínimo es sobrepasado	-	16 barras Ø 1"
104.00 - 112.00	540.82	90.61	6.27	1	17.88	18	0.046	OK!	277.88	719.29	el acero mínimo es sobrepasado	-	18 barras Ø 1"
112.00 - 120.00	478.35	79.96	5.53	1	15.78	16	0.040	OK!	277.88	636.21	el acero mínimo es sobrepasado	-	16 barras Ø 1"

Tabla III - 56 Momentos positivos – Diseño viga exterior derecho

Tabla III-64 Momentos positivos -Diseño Viga Exterior Derecha							Revisiones						Diseño final nª de barras y Ø
							Acero Máximo		Acero Mínimo				
Posición m	Momentos de diseño Ton-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Nº de barras necesarias	Nº de barras colocadas	c/d	si c/d<0.42.. 0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu...ok!	Colocar acero mínimo según 1.33Mu	
0.00 - 8.00	473.69	80.61	11.16	1	15.91	16	0.082	OK!	277.88	630.01	el acero mínimo es sobrepasado		16 barras Ø 1"
8.00 - 16.00	520.17	88.85	12.30	1	17.53	18	0.090	OK!	277.88	691.82	el acero mínimo es sobrepasado		18 barras Ø 1"
16.00 - 24.00	439.00	74.51	10.31	1	14.70	15	0.075	OK!	277.88	583.87	el acero mínimo es sobrepasado		15 barras Ø 1"
24.00 - 32.00	37.92	6.25	0.86	1	1.23	2	0.006	OK!	277.88	50.43	se necesita más acero	continuo con 15 barras de 1"	15 barras Ø 1"
32.00 - 40.00	244.07	40.81	5.65	1	8.05	9	0.041	OK!	277.88	324.62	se necesita más acero	64.61 cm2	11 barras Ø 1"
40.00 - 48.00	315.73	53.08	7.35	1	10.48	11	0.054	OK!	277.88	419.92	el acero mínimo es sobrepasado		11 barras Ø 1"
48.00 - 56.00	269.69	45.18	6.25	1	8.92	9	0.046	OK!	277.88	358.69	se necesita más acero	60.50 cm2	12 barras Ø 1"
56.00 - 64.00	31.59	5.20	0.72	1	1.03	2	0.005	OK!	277.88	42.02	se necesita más acero	continuo con 12 barras de 1"	12 barras Ø 1"
64.00 - 72.00	290.67	48.78	6.75	1	9.63	10	0.049	OK!	277.88	386.58	el acero mínimo es sobrepasado		10 barras Ø 1"
72.00 - 80.00	315.20	52.99	7.33	1	10.46	11	0.054	OK!	277.88	419.21	el acero mínimo es sobrepasado		11 barras Ø 1"
80.00 - 88.00	212.44	35.44	4.91	1	6.99	7	0.036	OK!	277.88	282.54	se necesita más acero	47.38 cm2	10 barras Ø 1"
88.00 - 96.00	82.40	13.62	1.88	1	2.69	3	0.014	OK!	277.88	109.60	se necesita más acero	continuo con 10 barras de 1"	10 barras Ø 1"
96.00 - 104.00	462.11	78.57	10.88	1	15.51	16	0.079	OK!	277.88	614.60	el acero mínimo es sobrepasado		16 barras Ø 1"
104.00 - 112.00	521.16	89.03	12.32	1	17.57	18	0.090	OK!	277.88	693.15	el acero mínimo es sobrepasado		18 barras Ø 1"
112.00 - 120.00	436.88	74.14	10.26	1	14.63	15	0.075	OK!	277.88	581.05	el acero mínimo es sobrepasado		15 barras Ø 1"

Tabla III - 57 Momentos negativos Diseño viga interior 1 (Izquierda)

Momentos Negativos Diseño Viga Interior 1 (Izquierda)							Revisiones						Diseño final nº de barras y Ø
							Acero Máximo		Acero Mínimo				
Posición m	Momentos de diseño Ton-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Nº de barras necesarias	Nº de barras colocadas	c/d	si c/d<0.42..0k!	1.2Mcr ton-m	1.33Mu ton-m	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu...ok!	Colocar acero mínimo según 1.33Mu	
0.00 - 8.00	0.44	0.01	0.01	1	0.00	1	0.00	OK!	555.76	0.58	se necesita más acero	0.095 cm2	1 barras Ø 1"
8.00 - 16.00	9.75	1.60	0.11	1	0.32	1	0.00	OK!	555.76	12.96	se necesita más acero	2.130 cm2	1 barras Ø 1"
16.00 - 24.00	234.50	38.85	2.69	1	7.67	8	0.02	OK!	555.76	311.88	se necesita más acero	51.814 cm2	21 barras Ø 1"
24.00 - 32.00	941.16	160.13	11.08	1	31.60	32	0.08	OK!	555.76	1251.75	el acero mínimo es sobrepasado	-	32 barras Ø 1"
32.00 - 40.00	534.54	89.54	6.20	1	17.67	18	0.05	OK!	555.76	710.93	se necesita más acero	89.54 cm2	17 barras Ø 1"
40.00 - 48.00	72.38	11.92	0.83	1	2.35	3	0.01	OK!	555.76	96.27	se necesita más acero	15.87 cm2	4 barras Ø 1"
48.00 - 56.00	279.62	46.40	3.21	1	9.16	10	0.02	OK!	555.76	371.90	se necesita más acero	61.92 cm2	13 barras Ø 1"
56.00 - 64.00	690.16	116.29	8.05	1	22.95	23	0.06	OK!	555.76	917.92	el acero mínimo es sobrepasado	-	23 barras Ø 1"
64.00 - 72.00	189.63	31.37	2.17	1	6.19	7	0.02	OK!	555.76	252.20	se necesita más acero	31.36 cm2	7 barras Ø 1"
72.00 - 80.00	98.36	16.22	1.12	1	3.20	4	0.01	OK!	555.76	130.82	se necesita más acero	21.55 cm2	21 barras Ø 1"
80.00 - 88.00	626.25	105.26	7.28	1	20.77	21	0.05	OK!	555.76	832.92	el acero mínimo es sobrepasado	-	21 barras Ø 1"
88.00 - 96.00	719.33	121.34	8.40	1	23.95	24	0.06	OK!	555.76	956.71	el acero mínimo es sobrepasado	-	24 barras Ø 1"
96.00 - 104.00	162.66	26.88	1.86	1	5.30	6	0.01	OK!	555.76	216.34	se necesita más acero	35.82 cm2	7 barras Ø 1"
104.00 - 112.00	31.40	5.16	0.36	1	1.02	2	0.00	OK!	555.76	41.76	se necesita más acero	6.87 cm2	2 barras Ø 1"
112.00 - 120.00	0.24	0.04	0.00	1	0.01	1	0.00	OK!	555.76	0.32	se necesita más acero	0.04	1 barras Ø 1"

Tabla III - 58 Momentos negativos Diseño viga Interior 2 (derecha)

Momentos Negativos Diseño Viga Interior 2 (derecha)							Revisiones						Diseño final nº de barras y Ø
							Acero Máximo		Acero Mínimo				
Posición m	Momento de diseño Ton-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Nº de barras necesarias	Nº de barras colocadas	c/d	si c/d<0.42..0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu...ok!	Colocar acero mínimo según 1.33Mu	
0.00 - 8.00	0.27	0.044	0.003	1	0.01	1	0.000	OK!	555.76	0.36	se necesita más acero	0.37cm2	1 barras Ø 1"
8.00 - 16.00	4.07	0.67	0.05	1	0.13	1	0.000	OK!	555.76	5.41	se necesita más acero	0.89 cm2	1 barras Ø 1"
16.00 - 24.00	234.66	38.88	2.69	1	7.67	8	0.020	OK!	555.76	312.10	se necesita más acero	38.87m2	8 barras Ø 1"
24.00 - 32.00	917.85	156.02	10.8	1	30.79	31	0.079	OK!	555.76	1220.73	el acero mínimo es sobrepasado	-	31 barras Ø 1"
32.00 - 40.00	530.02	88.77	6.15	1	17.52	18	0.045	OK!	555.76	704.93	se necesita más acero	88.77 cm2	18 barras Ø 1"
40.00 - 48.00	75.64	13.46	0.862	1	2.66	3	0.006	OK!	555.76	100.60	se necesita más acero	12.46 cm2	3 barras Ø 1"
48.00 - 56.00	278.51	46.21	3.198	1	9.12	10	0.023	OK!	555.76	370.41	se necesita más acero	61.67 cm2	13 barras Ø 1"
56.00 - 64.00	668.42	112.53	7.79	1	22.21	23	0.057	OK!	555.76	889.01	el acero mínimo es sobrepasado	-	21 barras Ø 1"
64.00 - 72.00	190.22	31.463	2.18	1	6.21	7	0.016	OK!	555.76	253.00	se necesita más acero	41.94 cm2	9 barras Ø 1"
72.00 - 80.00	103.22	17.02	1.18	1	3.36	4	0.009	OK!	555.76	137.28	se necesita más acero	22.66 cm2	5 barras Ø 1"
80.00 - 88.00	608.40	102.2	7.07	1	20.17	21	0.052	OK!	555.76	809.18	el acero mínimo es sobrepasado	-	21 barras Ø 1"
88.00 - 96.00	699.38	117.85	8.16	1	23.26	24	0.060	OK!	555.76	930.18	el acero mínimo es sobrepasado	-	24 barras Ø 1"
96.00 - 104.00	165.16	27.29	1.89	1	5.39	6	0.014	OK!	555.76	219.67	se necesita más acero	36.37 cm2	8 barras Ø 1"
104.00 - 112.00	26.48	4.36	0.301	1	0.86	1	0.002	OK!	555.76	35.22	se necesita más acero	5.85 cm2	2 barras Ø 1"
112.00 - 120.00	0.35	0.058	0.004	1	0.01	1	0.000	OK!	555.76	0.47	se necesita más acero	0.08 cm2	1 barras Ø 1"

Tabla III - 59 Momentos negativos Diseño Viga Exterior Izquierda

Momentos Negativos Diseño Viga Exterior Izquierda							Revisiones						Diseño final nª de barras y Ø
							Acero Máximo		Acero Mínimo				
Posición m	Momentos de diseño Ton-m	As cm2	a cm	diámetro Ø	Nº de barras necesarias	Nº de barras colocadas	c/d	si c/d<0.42.. 0k!	1.2Mcr ton-m	1.33Mu ton-m	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu...ok!	Colocar acero mínimo según 1.33Mu	
0.00 - 8.00	6.24	1.03	0.15	1	0.20	1	0.001	OK!	277.88	8.30	se necesita más acero	1.364 cm2	1 barra Ø 1"
8.00 - 16.00	10.61	1.744	0.241	1	0.34	1	0.002	OK!	277.88	14.11	se necesita más acero	2.32 cm2	1 barra Ø 1"
16.00 - 24.00	161.59	26.86	3.72	1	5.30	6	0.027	OK!	277.88	214.91	se necesita más acero	35.85 cm2	8 barras Ø 1"
24.00 - 32.00	776.64	135.48	18.76	1	26.74	27	0.137	OK!	277.88	1032.93	el acero mínimo es sobrepasado	-	27 barras Ø 1"
32.00 - 40.00	377.58	63.77	8.83	1	12.59	13	0.065	OK!	277.88	502.18	el acero mínimo es sobrepasado	-	13 barras Ø 1"
40.00 - 48.00	47.30	7.8	1.08	1	1.54	2	0.008	OK!	277.88	62.92	se necesita más acero	10.38 cm2	3 barras Ø 1"
48.00 - 56.00	194.92	32.47	4.49	1	6.41	7	0.033	OK!	277.88	259.25	se necesita más acero	43.4 cm2	9 barras Ø 1"
56.00 - 64.00	583.59	100.18	13.87	1	19.77	20	0.101	OK!	277.88	776.17	el acero mínimo es sobrepasado		20 barras Ø 1"
64.00 - 72.00	124.38	20.62	2.85	1	4.07	5	0.021	OK!	277.88	165.43	se necesita más acero	27.5 cm2	6 barras Ø 1"
72.00 - 80.00	68.60	11.32	1.97	1	2.23	3	0.014	OK!	277.88	91.24	se necesita más acero	15.09 cm2	3 barras Ø 1"
80.00 - 88.00	458.82	77.99	10.794	1	15.39	16	0.079	OK!	277.88	610.24	el acero mínimo es sobrepasado	-	16 barras Ø 1"
88.00 - 96.00	554.93	95.05	13.55	1	18.76	19	0.099	OK!	277.88	738.06	el acero mínimo es sobrepasado	-	19 barras Ø 1"
96.00 - 104.00	110.33	18.3	2.52	1	3.61	4	0.018	OK!	277.88	146.73	se necesita más acero	24.36 cm2	5 barras Ø 1"
104.00 - 112.00	26.13	4.3	0.6	1	0.85	1	0.004	OK!	277.88	34.76	se necesita más acero	5.73 cm2	2 barras Ø 1"
112.00 - 120.00	1.39	0.22	0.003	1	0.04	1	0.000	OK!	277.88	1.85	se necesita más acero	0.30 cm2	1 barras Ø 1"

Tabla III - 60 Momentos negativos Diseño Viga Exterior derecha

Momentos Negativos Diseño Viga Exterior derecha							Revisiones						Diseño final nª de barras y Ø
							Acero Máximo		Acero Mínimo				
Posición m	Momentos de diseño Ton-m	As cm2	a cm	diámetro Ø	Nº de barras necesarias	Nº de barras colocadas	c/d	si c/d<0.42.. 0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu...ok!	Colocar acero mínimo según 1.33Mu	
0.00 - 8.00	5.77	0.95	0.13	1	0.19	1	0.001	OK!	277.88	7.67	se necesita más acero	1.26 cm2	1 barras Ø 1"
8.00 - 16.00	6.29	1.03	0.14	1	0.20	1	0.001	OK!	277.88	8.36	se necesita más acero	1.38 cm2	2 barras Ø 1"
16.00 - 24.00	156.91	26.07	3.60	1	5.14	6	0.026	OK!	277.88	208.69	se necesita más acero	34.81 cm2	7 barras Ø 1"
24.00 - 32.00	724.17	135.76	17.40	1	26.79	27	0.127	OK!	277.88	963.15	el acero mínimo es sobrepasado	-	27 barras Ø 1"
32.00 - 40.00	378.51	63.94	8.85	1	12.62	13	0.065	OK!	277.88	503.42	el acero mínimo es sobrepasado	-	13 barras Ø 1"
40.00 - 48.00	60.35	9.97	1.38	1	1.97	2	0.010	OK!	277.88	80.26	se necesita más acero	13.26 cm2	3 barras Ø 1"
48.00 - 56.00	187.50	31.22	4.32	1	6.16	7	0.032	OK!	277.88	249.38	se necesita más acero	41.72 cm2	9 barras Ø 1"
56.00 - 64.00	533.05	91.14	12.61	1	17.99	18	0.092	OK!	277.88	708.96	el acero mínimo es sobrepasado	-	18 barras Ø 1"
64.00 - 72.00	132.93	22.05	3.05	1	4.35	5	0.022	OK!	277.88	176.80	se necesita más acero	29.42 cm2	6 barras Ø 1"
72.00 - 80.00	76.79	12.68	1.76	1	2.50	3	0.013	OK!	277.88	102.13	se necesita más acero	16.90 cm2	4 barras Ø 1"
80.00 - 88.00	440.17	74.71	10.34	1	14.74	15	0.076	OK!	277.88	585.43	el acero mínimo es sobrepasado	-	15 barras Ø 1"
88.00 - 96.00	519.89	88.79	12.29	1	17.52	18	0.090	OK!	277.88	691.46	el acero mínimo es sobrepasado	-	18 barras Ø 1"
96.00 - 104.00	112.62	18.65	2.85	1	3.68	4	0.021	OK!	277.88	149.79	se necesita más acero	24.87 cm2	5 barras Ø 1"
104.00 - 112.00	23.17	3.81	0.53	1	0.75	1	0.004	OK!	277.88	30.81	se necesita más acero	5.07 cm2	1 barras Ø 1"
112.00 - 120.00	5.43	0.89	0.12	1	0.18	1	0.001	OK!	277.88	7.22	se necesita más acero	1.18 cm2	1 barras Ø 1"

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2.2.5 Diseño por corte

En los extremos de las grandes vigas de 30 m, por compresión en el apoyo se generan fallas que ocurren en planos inclinados, que se presenta en toda la longitud la cual se debe reforzar con estribos.En estas zonas de falla cubiertas con los estribos deberemos tomar una sección de diseño que se localiza con 0.5dvcot(μ) o dv desde la cara interior del apoyo

Calculo de dv: Este valor debe ser no menor al mayor de:

a. 0.90 de, donde de= 161.03 cm →dv=0.9*161.03=144.93 cm.
b. 0.72h, 0.72*180=129.60 cm
c. dv=de-a/2 Viga interior 1: dv=161.03-8.42/2=156.82 cm
   Viga interior 2 dv=161.03-8.3/2=156.88 cm

El valor de a es el mayor entre todos los hallados y corresponde a las vigas interiores y exteriores.Tomando el mayor valor dv=157cm (todas las vigas).

Procedimiento de cálculo también indicado en [1] art. 5.8.2-1

Se debe diseñar teniendo en cuenta que se debe de llegar a obtener una resistencia a corte mayorada Vr, donde Vr = Ø Vn y Vn será el menor entre Vn=Vs+Vc+Vp y Vn =0.25f'c·bv·dv+Vp Donde Vc es la resistencia al corte del concreto, Vs=resistencia al corte del acero y Vp es la resistencia a corte por el pre-esfuerzo.

Por lo que $Vc=0.53\sqrt{f'c}\cdot bv\cdot dv$, $Vs=\frac{Av\cdot fy\cdot dv}{S}$ y Vp= 0.00

Una vez calculado la resistencia mayorada Vr debe de comprobarse que sea mayor al esfuerzo de corte actuante Vu

$$Vr>Vu$$

Separación máxima de la armadura transversal

Si Vu < 0.125f'c $S_{máx}$= 0.8dv o 60 cm (Art. 5.8.2.7-1 AASHTO)

Si Vu > 0.125f'c $S_{máx}$= 0.4dv o 30 cm (Art. 5.8.2.7-2 AASHTO)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2.2.5.1 Diseño por corte en las vigas interiores y exteriores

a. Viga Exterior Izquierda

Se proponen barras de Ø= ½" a 10 cm en la zona de confinamiento y Ø= ½" a 15 cm en el resto de espacio, en caso de no cumplir con la verificación se cambia de Ø= ½" a Ø= 5/8" en la zona que lo requiera.

Tabla III - 61 Diseño por corte viga exterior izquierda

Posición (m)	Máxima Fuerza Cortante (ton)	Vc (ton)	Vp (tn)	Acero propuesto 2 ramas	S (cm)	Vs (tn)	Vr=0.9*Vn (ton)	Verificación Si Vr>Vu, el diseño es satisfactorio	Como Vu > 0.125f'c Smáx= 0.4dv o 30 cm 0.4dv= 62.8 cm
0.00 - 8.00	119.82	34.81	0.00	1/2	10.00	167.06	181.68	el refuerzo es suficiente	OK
8.00 - 16.00	58.06	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
16.00 - 24.00	121.63	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
24.00 - 32.00	166.87	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
32.00 - 40.00	124.53	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
40.00 - 48.00	57.35	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
48.00 - 56.00	110.21	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
56.00 - 64.00	143.29	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
64.00 - 72.00	101.50	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
72.00 - 80.00	65.69	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
80.00 - 88.00	133.65	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
88.00 - 96.00	148.81	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
96.00 - 104.00	117.77	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
104.00 - 112.00	52.25	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
112.00 - 120.00	127.03	34.81	0.00	1/2	10.00	167.06	181.68	el refuerzo es suficiente	OK

Fuente: Elaboración propia

b. Viga Interior 1 (Izquierda)

Se proponen Ø= ½" a 10 cm en zona de confinamiento, resto Ø= ½" a 15 cm donde lo requiera Ø= 5/8" a 15 cm

Tabla III - 62 Diseño por corte Viga Interior 1 Izquierda

Posición (m)	Máxima Fuerza Cortante (tn)	Vc (tn)	Vp (tn)	Acero propuesto 2 ramas	S (cm)	Vs (tn)	Vr=0.9*Vn (tn)	Verificación Si Vr>Vu, el diseño es satisfactorio	Como Vu > 0.125f'c Smáx= 0.4dv o 30 cm 0.4dv= 62.8 cm
0.00 - 8.00	118.26	34.81	0.00	1/2	10.00	167.06	181.68	el refuerzo es suficiente	OK
8.00 - 16.00	46.27	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
16.00 - 24.00	126.01	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
24.00 - 32.00	174.14	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
32.00 - 40.00	129.91	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
40.00 - 48.00	61.02	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
48.00 - 56.00	114.45	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
56.00 - 64.00	148.50	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
64.00 - 72.00	105.54	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
72.00 - 80.00	69.28	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
80.00 - 88.00	139.64	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
88.00 - 96.00	156.05	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
96.00 - 104.00	117.55	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
104.00 - 112.00	53.01	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
112.00 - 120.00	119.52	34.81	0.00	1/2	10.00	167.06	181.68	el refuerzo es suficiente	OK

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c. Viga Interior 2 (Derecha)

Se proponen Ø= ½" a 10 cm en zona de confinamiento, resto Ø= ½" a 15 cm donde lo requiera Ø= 5/8" a 15 cm

Tabla III - 63 Diseño por corte Viga Interior 2 Derecha

Posición (m)	Máxima Fuerza Cortante (tn)	Vc (tn)	Vp (tn)	Acero propuesto 2 ramas	S (cm)	Vs (tn)	Vr=0.9*Vn (tn)	Verificacion Si Vr>Vu, el diseño es satisfactorio	Como Vu > 0.125f'c Smáx= 0.4dv o 30 cm 0.4dv= 62.8 cm
0.00 - 8.00	104.14	34.81	0.00	1/2	10.00	167.06	181.68	el refuerzo es suficiente	OK
8.00 - 16.00	51.48	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
16.00 - 24.00	107.75	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
24.00 - 32.00	145.20	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
32.00 - 40.00	108.10	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
40.00 - 48.00	51.47	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
48.00 - 56.00	95.33	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
56.00 - 64.00	120.80	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
64.00 - 72.00	88.26	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
72.00 - 80.00	58.44	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
80.00 - 88.00	116.12	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
88.00 - 96.00	126.42	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
96.00 - 104.00	95.64	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
104.00 - 112.00	46.73	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
112.00 - 120.00	98.88	34.81	0.00	1/2	10.00	167.06	181.68	el refuerzo es suficiente	OK

d. Viga Exterior Derecha

Se proponen Ø= ½" a 10 cm en zona de confinamiento, resto Ø= ½" a 15 cm donde lo requiera Ø= 5/8" a 15 cm.

Tabla III - 64 Diseño por corte exterior derecha

Posición (m)	Máxima Fuerza Cortante (tn)	Vc (tn)	Vp (tn)	Acero propuesto 2 ramas	S (cm)	Vs (tn)	Vr=0.9*Vn (tn)	Verificacion Si Vr>Vu, el diseño es satisfactorio	Como Vu > 0.125f'c Smáx= 0.4dv o 30 cm 0.4dv= 62.8 cm
0.00 - 8.00	114.83	34.81	0.00	1/2	10.00	167.06	181.68	el refuerzo es suficiente	OK
8.00 - 16.00	60.48	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
16.00 - 24.00	122.53	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
24.00 - 32.00	168.36	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
32.00 - 40.00	126.12	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
40.00 - 48.00	61.04	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
48.00 - 56.00	111.26	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
56.00 - 64.00	141.21	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
64.00 - 72.00	102.83	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
72.00 - 80.00	39.51	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
80.00 - 88.00	134.64	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
88.00 - 96.00	147.76	34.81	0.00	5/8	15.00	174.02	187.95	el refuerzo es suficiente	OK
96.00 - 104.00	114.00	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
104.00 - 112.00	53.48	34.81	0.00	1/2	15.00	111.37	131.57	el refuerzo es suficiente	OK
112.00 - 120.00	115.99	34.81	0.00	1/2	10.00	167.06	181.68	el refuerzo es suficiente	OK

Refuerzo transversal mínimo Indicado por [1] en el art. 5.8.2.5-1, $Avmin \geq 0.27\sqrt{280}\frac{bv \cdot S}{f'y}$ = 0.41 cm^2 , As colocado= 2*1.27=2.54 cm..ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

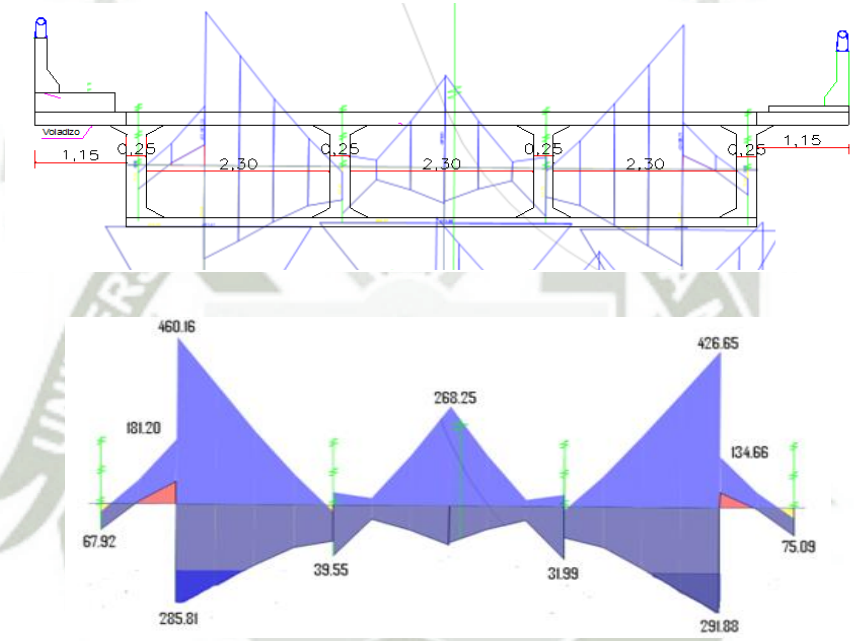
3.2.3 Diseño de la subestructura

3.2.3.1 Diseño de la viga diafragma (cabezal) para los tres pilares

3.2.3.1.1 Diseño por flexión

En el diagrama de envolvente de momentos se encuentran los mayores valores y de entre los tres pilares se extrajo el de mayores valores para diseño considerando que el diseño es aceptable para todos los cabezales.

Figura III - 41 Diagramas de momentos envolventes de diseño- valores (ton-m)



Dado que el recubrimiento es 5.0 cm. El valor de z= r + øest +$\frac{ø}{2}$ ⇒ probando øest=1/2" y ø=1" z= 5 + 1.27+ 2.54/2=7.54cmd=b-z=180-7.54=172.46cm

- **Armadura a flexión sobre los apoyos extremos**

  De acuerdo a la grafica se tiene Mu= -460.16 ton-m y Mu=285.81

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} \qquad As = \frac{Mu}{\emptyset f \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Según [1] el factor de resistencia ø = 0.9, ya que en su mayoría son fuerzas gravitatorias las que actúan.Acero en la parte superior de la viga Mu= -460.16 ton-m. En la sección de análisis h=180 cm b=180 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

⇒ a= 7.07cm y As=72.07 cm2, Usando barras de 3/4" se tiene que

Nº = 25 varillas ø 3/4" la cual pondremos en una capa superior de 15 varillas y una capa inferior de 10 varillas con S= 12 cm.

Utilizar 1**ø3/4" c/12cm En dos capas**

Acero en la parte inferior de la vigaMu=285.81 ton-m

⇒ a= 4.36 cm y As=44.41 cm2, Usando barras de 1" se tiene que Nº = 8 varillas, espaciamiento S= 23 cm Utilizar 1**ø1" c/24cm Abajo**

- **Armadura sobre el apoyo central**

  El momento ultimo según diagrama de envolventes M=- 268.25ton-m⇒ a= 4.09 cm y As=41.65 cm2, Usando barras de 3/4" se tiene que Nº = 15 varillas, espaciamiento S= 12.0 cm

  Utilizar 1**ø3/4" c/12cm Arriba**

- **Armadura en las luces entre apoyos**

  El momento ultimo según diagrama de envolventes M=291.88 ton-m⇒ a= 4.45 cm y As=45.36 cm2, Usando barras de 1" se tiene que Nº = 8 varillas, espaciamiento S= 24.0 cm

  Utilizar 1**ø1" c/24cm Abajo**

- **Armadura superficial:** Si la altura de la sección es mayor a 90 cm se colocara refuerzo superficial uniformemente distribuido en ambas caras del elemento cuya separación máxima es de 30 cm.

  $Ask=0.001(d-760)\leq \frac{As+Ap}{1200} \Rightarrow Ask=0.001(1724.6-760)=0.97mm^2$

  $\frac{As+Ap}{1200}=\frac{4536.0+0.0}{1200}$ =3.78. Como 0.97≤3.78 por lo que es valedero. Para h= 1800 mm, Ask=0.97*1800=1746 $mm^2 \equiv 17.46\ cm^2$

  Utilizando varillas ø=1/2", se usaran Nº=14 barras, S= 11.00 cm

Utilizar **1 ø 1/2" @ 11 cm (ambas caras laterales)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2.3.1.2 Verificaciones de diseño

i. Revision de maxima y minima cantidad de acero

a. Acero maxima

Una seccion no sobrereforzada cumple con $\frac{c}{d} \leq 0.42$, y recordando que $c = \frac{a}{\beta}$Para el máx.momento en apoyos extremos Mu=-460.16 ton-m se halló antes a=7.07y β=0.85, teniéndose que c=8.32.

Como d=172.46, c/d=0.048 < 0.42, por lo que el diseño es aceptable.

b. Acero minimo

La cantidad de acero colocado debe ser capaz de soportar el menor valor de 1.2 Mcr y 1.33 Mu $Mcr = fr \cdot S$

Dónde:$fr = 2.01 \cdot \sqrt{fc}$ y $S = \frac{b \cdot h^2}{6}$

b=180 cm, h=180 cm, S=972000 cm^3 y fr=33.63 kg/cm2.

Mcr= 32688360 1.2Mcr=392.26 tn-m1.33Mu=612.01 tn-m el menor valor entre 1.2Mcr y 1.33Mu es: 392.26 ton-m,

Con el acero As= 72.07cm^2 y la formula $Mu = As\phi f'y\left(d - \frac{a}{2}\right)$

Mu= 460.19 tn-m, se puede observar $Mu >$

$Menor\ valor\ entre\ 1.2Mcr\ y\ 1.33\ Mu$

ii. Revision de fisuracion por el refuerzo a flexion

Deberemos distribuir la armadura por traccion y limitar la fisuacion por flexion en las vigas, y tomaremos la zona con mayor area de acero (apoyos extremos partesuperior 14 varrillas ø=1")

El esfuerzo del acero debe ser mayor al esfuerzo de servicio$fsa > S$

$fsa = \frac{z}{(dc \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6fy$ donde z= 30591 Kg/cm$A = \frac{(2dc)b}{nv}$

donde dc=7.54 cm, b=180 cm, n_v=14,

⇒ A= 193.89 cm^2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

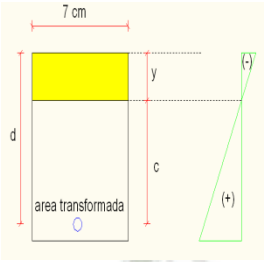
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

fsa=2695.37 kg/cm2, sin embargo no es menor a 0.6fy por lo que fsa=2520 kg/cm^2.

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio,

Según estado limite de servicio: Mu=n(1.00M_{DC}+1.00M_{PDC}+1.00M(LL+IM))

Mu= 126.33 tn-m



Equilibraremos los esfuerzos de tracción y compresión mediante un área transformada Ast que permitirá hallar el valor de c y de I para hallar fs

Ast=Aø*n, donde n=Es/Ey=9.0 ⇒ Asø=72.07cm^2,ø=1”

Del equilibrio: $180\frac{y^2}{2}=9\cdot72.07\cdot(172.46-y)$ ⇒ y= 31.84 cm, c= d-y=140.62 cm

De acuerdo a $I_{eje}=\frac{b\cdot y^3}{3}+A_{st}\cdot c^2$ b= 180cm, I_{eje}= 14762735.51 cm^4

fs= 120.33 kg/cm^2, por lo que el esfuerzo del acero bajo carga de servicio es menor a esfuerzo máximo del acero fsa=2520 kg/cm^2 no habiendo asi problemas de fisuracion por la distribucion de acero.

iii. Verificacion del limite de los esfuerzos de fatiga

El limite o rango entre los maximos y minimos esfuerzos de traccion es: $f_{lim}\leq1479-0.33f_{min}+561\frac{r}{h}$, y debera verificarse que este sea mayor que la variacion de esfuerzos en el acero: fr = f_{max} - f_{min} $fr \leq f_{lim}$

f_{max}= f_{DL}+ f_{LL}, f_{min}= f_{DL} ,ademas $f_{DL}=\frac{M_D}{A_S\cdot J\cdot d}$ As= 14*5.07=70.94 cm^2, j=0.938 y M_D=59.15 tn-m.⇒ f_{min}=f_{DL}= 493.84 Kg/cm^2 , $f_{LL}=\frac{M_L}{A_S\cdot J\cdot d}$

donde ML= 26.47 ton-m y con lo ya hallado f_{LL}= 221.0 Kg/cm^2

f_{max}=714.84 Kg/cm^2, de esto tenemos: fr=714.84 -493.84 = 221.0 Kg/cm^2

Para la verificacion: f_{lim}=1479-(0.33*493.84)+561*(0.3)=1484.33Kg/cm^2. Siendo 221.0<1484.33, el rango de esfuerzos es menor al del esfuerzo limite, por lo que se cumple es aceptable.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2.3.1.3 Diseño por cortante de la viga diafragma

Se deberá verificar que la fuerza resistente mayorada calculada (Vr) debe ser mayor a la fuerza actuante ultima Vu. → Vr>Vu. La fuerza cortante ultima para el diagrama de envolvente de momentos a una distancia d=172.46, de la cara de la columnas es; Vu= 313.36 tn.

La resistencia al corte mayoradaes Vr=ø, donde Vn es la resistencia nominal al corte y ø es el factor de resistencia para corte.
El valor de ø = 0.90 por tratarse ser las fuerzas actuantes gravitatorias

La resistencia nominal Vn deberá ser el menor de los dos siguientes valores: Vn=Vc+Vs+Vp y Vn=0.25·$f'c$·bv·dv+Vp$Vc = 0.53\sqrt{fc}$ ↑· $b_v \cdot d_v$

bv= 180 cm, dv=dc-a/2 = 172.46-7.07/2= 168.92 cm ⇒ Vc=269654.99 kg

Ademas Vs=Vnt-Vc, donde: Vnt=(Vu·bv·dv)/(0.85·b·h) , con b=180 cm y h=180cm, Vnt= 345965.83 kg ⇒ Vs=345965.83 - 269654.99 = 76310.84 kg. Debido a que no existe refuerzo por pre-esforzado Vp=0.0 con lo que: Vn=345965.83 kg.

Con bv=100 y dv= 168.92, Vn=2128392.0 kg (segunda fórmula).

El valor final de Vc es el menor entre los dos hallados: Vn=345.97 tn Por lo tanto Vr=0.9*345.97= 311.37 tn y Vu=313.36 tn por lo que Vr<Vu, lo que significa que la fuerza resistente es menor a la actuante por lo que deberemos incrementar Vr directamente con un valor adicional de Vs que significa mayor refuerzo por corte , incrementando a Vs= 78610.0 kg se obtiene un nuevo Vr= 0.9*348265.83=313439.25 kg= 313.44 tn , entonces Vr >Vn, el diseño por corte es aceptable.

Estribos – Separación entre estribos

Se propone estribos ø= ½" en 08 ramas, además $Vs = \frac{Av \cdot fy \cdot dv}{S}$ Vs= 78610.0, Av= 8*1.276 = 10.21cm^2⇒ S= 93 cm^{2}Espaciamiento máximo del refuerzo transversalComo Vu> 0.125f'c ⇒ Smax = 0.4dv=67.56….S=60 cm ok!

Utilizar **1 ø 1/2" de 8 ramas @ 0.60 m**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2.3.1.4 Diseño de las columnas o cuerpo del pilar

Se realizara por el método de resistencia última donde amplificaremos las cargas según las combinaciones de carga, y elegiremos la combinación envolvente de cargas por ser crítica. La cuantía ρ variara entre 1% y 4% y la económica en promedio será la que más se acerque a 2%.

a. Diseño porflexo-compresión de las columnas en pilares.

Pre dimensionamiento:

Dimensiones de la sección: Del análisis con CSiBridge se tiene que la mayor fuerza axial actuante es la que corresponde a la combinación de Evento Extremo 1 siendo Pu=691.70 tn, para una cuantía de ρ=0.002 tenemos que:

$\frac{\text{Pu}}{Ag} = 178\,\frac{kg}{cm^2}$, Pu=691.7 tn ⇒Ag=3886cm^2 y Ag=2b^2⟶b=50cm, h=100 cm

Sin embargo al hallar estas dimensiones no se han considerado momentos en ambos sentidos, por lo que se decide proponer la sección de **100x180**.

Acero longitudinal

Excentricidad: De entre todas las combinaciones se toman los mayores momentos actuantes que en este caso también corresponden a evento extremo 1, con lo que My=752.56 tn-m (longitudinal), Mx=364.63 tn-m (transversal).

Sentido Longitudinal del puente: $e_y = \frac{Mu}{Pu} = \frac{752.56}{691.70} = 1.08\,m$

Sentido Transversal del puente: $e_x = \frac{Mu}{Pu} = \frac{364.63}{691.70} = 0.52$ m

Verificamos en tablas de diseño ACI para encontrar una cuantía ρ definitiva.

Longitudinal; γ =0.90, e/h= 0.60 , transversal: γ =0.90, e/h= 0.52

$$\frac{Pu}{Ag} = \frac{691700}{100 \cdot 180} = 38.42\,\frac{kg}{cm2}$$

Sentido longitudinal al puente: $\frac{Mu}{Agh} = \frac{752.56 \cdot 10^5}{100 \cdot 180^2} = 23.23\,\frac{kg}{cm2}$

Sentido transversal al puente: $\frac{Mu}{Agh} = \frac{364.63 \cdot 10^5}{180 \cdot 100^2} = 20.25\,\frac{kg}{cm2}$

Lo que también en tablas nos indica que el acero a colocar seria:

Sentido Longitudinal: ρ=0.01 As=180.0 y por cara As=90 cm^2⟶ 17∅1”/cara

Sentido transversal: ρ=0.01 As=180.0 y por cara As=90 cm^2⟶ 17 ∅1”/cara

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Verificamos la capacidad de la sección y el acero propuesto donde hemos tomamos como columna tipo para este caso es el **pilar 3**.

PILAR 01 Sean las combinaciones de momentos efectuadas:

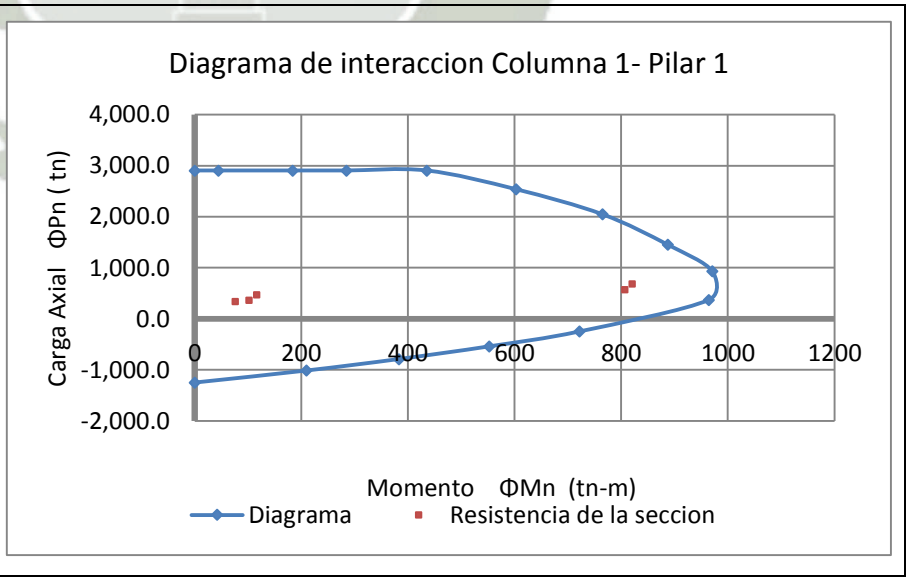
Fuerzas y Momentos en ambos sentidos del puente - Pilar 1									
Fuerzas Verticales (tn)				Momentos longitudinales (t-m)			Momentos transversales (t -m)		
TIPO	∑F			∑Myy			∑Mxx		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	475.51	411.39	319.88	115.64	115.86	108.26	9.79	12.06	12.11
R1b	366.59	318.40	236.86	100.93	101.07	95.08	9.51	11.48	11.25
Ev Extr 1a	686.32	342.89	605.67	749.32	764.77	753.53	333.62	363.62	335.73
Ev Extr 1b	577.39	249.91	522.65	734.61	749.97	740.34	333.34	363.04	334.87
Servicio 1	343.89	300.67	247.39	75.79	76.12	70.84	6.05	7.62	7.83

Combinaciones Pn-Mn que determinan la resistencia: Donde el momento combinado $M_n = \sqrt{{M_l}^2 + {M_t}^2}$

Resistencia de la sección						
Estado limite	Columna 1		Columna 2		Columna 3	
	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
R1a	475.51	116.05	411.39	116.49	319.88	108.94
R1b	366.59	101.38	318.40	101.72	236.86	95.74
Ev Extr 1a	686.32	820.23	342.89	846.81	605.67	824.94
Ev Extr 1b	577.39	806.70	249.91	833.22	522.65	812.55
Servicio 1	343.89	76.03	300.67	76.50	247.39	71.27

Diagrama de Interacción Columna 1

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0	-1,248.50
209.6	-1,012.80
383.3	-787.7
552.4	-539
721.9	-246.7
964.4	372.3
970.7	934.5
887.2	1,452.90
765	2,047.90
602.6	2,539.50
435.2	2,906.10
284.9	2,906.10
184	2,906.10
44.7	2,906.10
0	2,906.10



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Diagrama de Interacción Columna 2

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0	-1,248.50
207.7	-1,014.50
380	-790.4
546.7	-543.6
713.9	-251.8
951.1	366.6
954.7	929.3
871.8	1,453.10
752.8	2,052.00
594.8	2,542.10
430.8	2,906.10
281.4	2,906.10
181.3	2,906.10
44.1	2,906.10
0	2,906.10

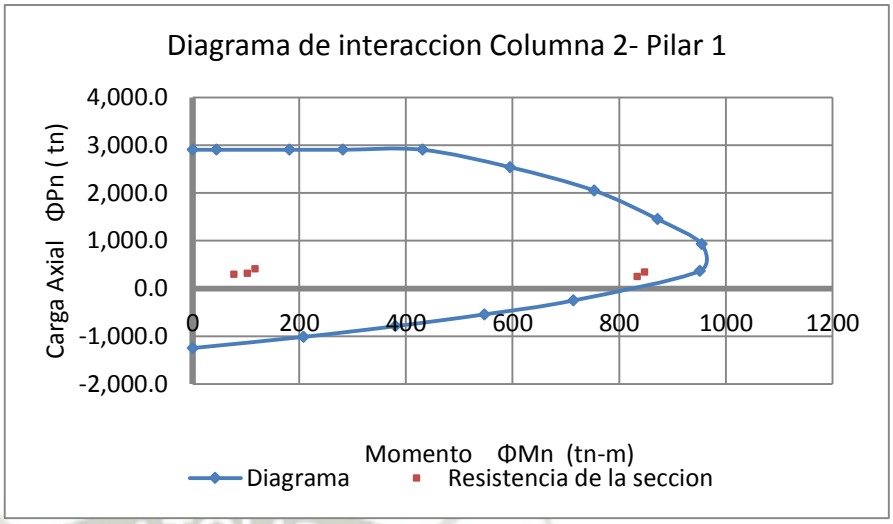
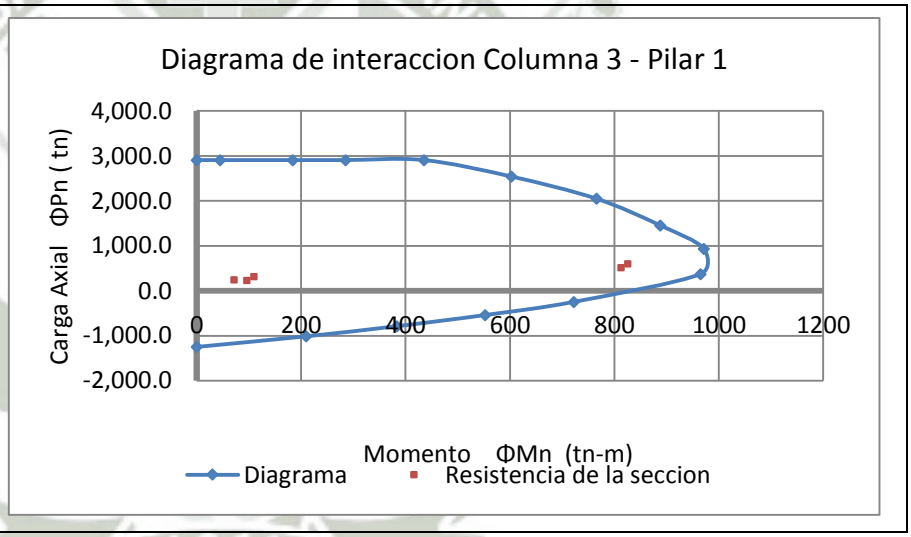


Diagrama de Interacción Columna 3

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0	-1,248.50
209.7	-1,012.70
383.5	-787.6
552.7	-538.8
722.3	-246.4
965	372.6
971.4	934.8
887.9	1,452.90
765.5	2,047.70
603	2,539.30
435.4	2,906.10
285.1	2,906.10
184.1	2,906.10
44.7	2,906.10
0	2,906.10



PILAR 02

Fuerzas y Momentos en ambos sentidos del puente - Pilar 1									
Fuerzas Verticales (tn)				Momentos longitudinales (t-m)			Momentos transversales (t -m)		
TIPO	∑F			∑Myy			∑Mxx		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	444.41	387.69	390.65	96.25	94.61	94.49	10.35	13.09	12.97
R1b	343.70	300.49	311.69	96.03	94.36	94.21	8.97	11.17	10.95
Ev Extr 1a	677.45	324.77	613.93	527.89	525.41	518.56	346.77	388.24	348.43
Ev Extr 1b	576.73	237.57	534.97	527.67	525.16	518.28	344.69	386.34	346.41
Servicio 1	322.04	283.92	284.73	55.10	54.17	54.12	6.83	8.73	8.79

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Combinaciones Pn-Mn que determinan la resistencia: Donde el momento combinado $M_n = \sqrt{M_l{}^2 + M_t{}^2}$

Resistencia de la sección						
Estado limite	Columna 1		Columna 2		Columna 3	
	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
R1a	444.41	96.80	387.69	95.51	390.65	95.38
R1b	343.70	96.45	300.49	95.02	311.69	94.84
Ev Extr 1a	677.45	631.60	324.77	653.29	613.93	624.75
Ev Extr 1b	576.73	630.28	237.57	651.96	534.97	623.39
Servicio 1	322.04	55.52	283.92	54.87	284.73	54.83

Diagrama de Interacción Columna 1

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0.0	-1248.5
200.8	-1019.4
366.4	-795.7
523.3	-549.3
675.0	-258.9
878.1	361.2
865.6	926.9
774.3	1452.1
685.9	2053.2
552.8	2543.1
404.0	2906.1
262.6	2906.1
166.2	2906.1
41.0	2906.1
0.0	2906.1

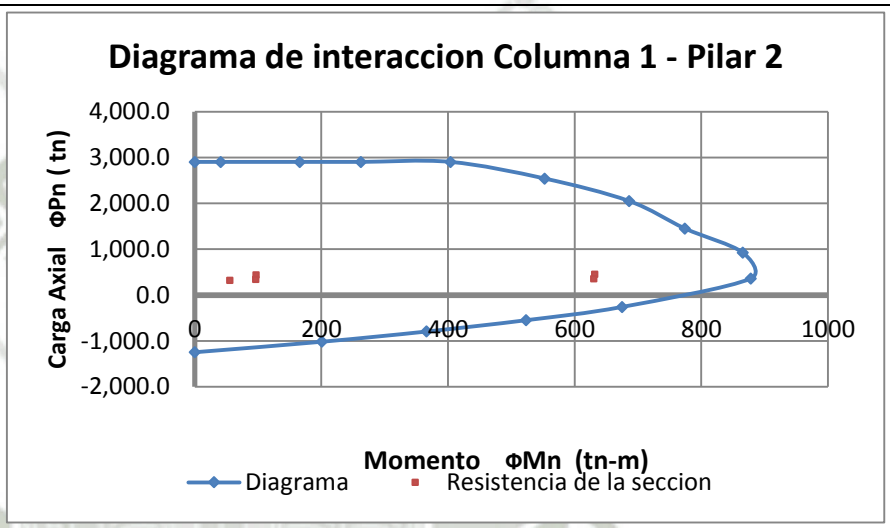
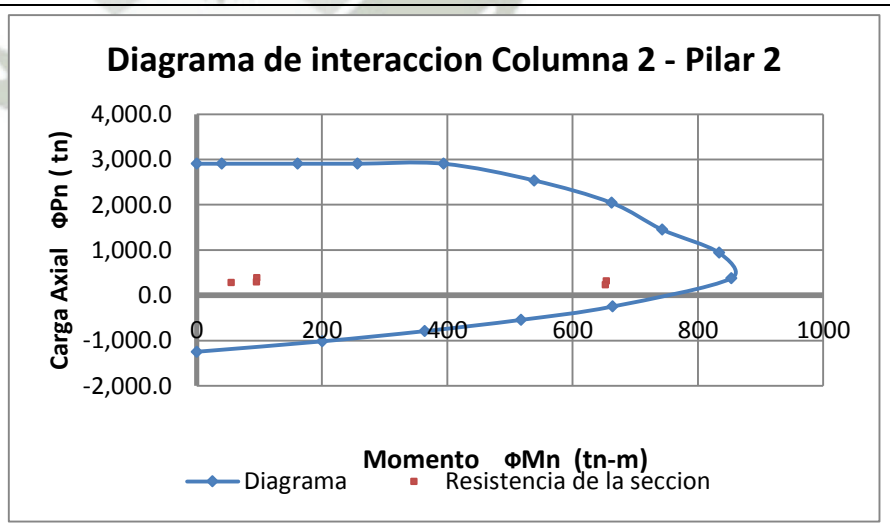


Diagrama de Interacción Columna 2

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0	-1,248.50
200.1	-1,018.40
363.8	-792.9
517.6	-543.8
663.6	-249.6
853.2	373.3
833.7	939.4
742.8	1,450.70
661.9	2,042.40
538.7	2,536.40
394	2,906.10
256.6	2,906.10
161	2,906.10
40.1	2,906.10
0	2,906.10



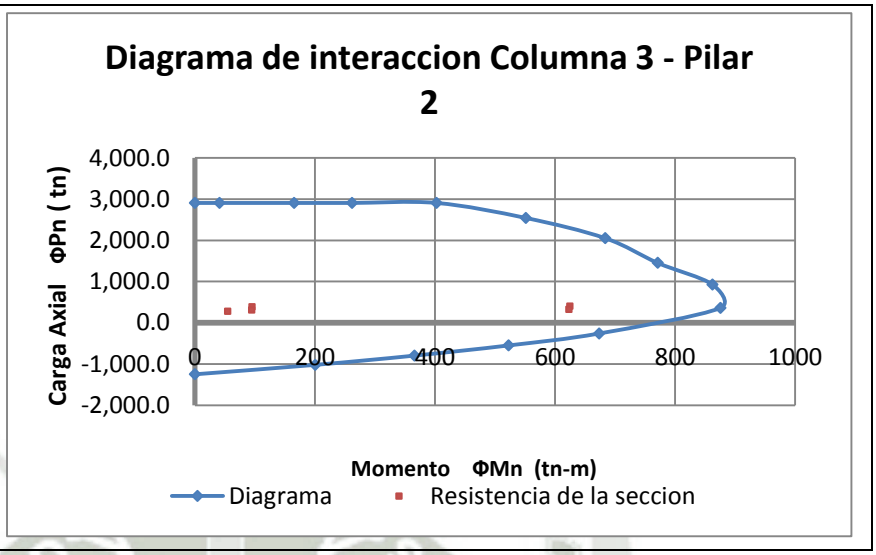
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Diagrama de Interacción Columna 3

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0.0	-1248.5
200.7	-1019.5
366.1	-795.5
522.7	-549.0
673.9	-258.4
875.8	361.9
862.7	927.7
771.3	1451.9
683.7	2052.5
551.5	2542.6
403.1	2906.1
262.0	2906.1
165.7	2906.1
41.0	2906.1
0.0	2906.1



PILAR 03

Fuerzas y Momentos en ambos sentidos del puente - Pilar 1									
Fuerzas Verticales (tn)				Momentos longitudinales (t-m)			Momentos transversales (t -m)		
TIPO	∑F			∑Myy			∑Mxx		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	484.80	411.69	410.19	117.03	114.74	105.15	8.04	10.13	10.37
R1b	373.43	318.56	329.45	102.02	100.14	92.70	8.14	9.97	9.90
Ev Extr 1a	691.70	345.65	631.55	752.56	746.53	714.02	334.57	364.63	336.69
Ev Extr 1b	580.33	252.53	550.80	737.76	731.93	701.57	334.68	364.47	336.22
Servicio 1	350.88	300.89	297.39	76.85	75.41	68.62	4.78	6.23	6.57

Combinaciones Pn-Mn que determinan la resistencia: Donde el momento combinado $M_n = \sqrt{M_l{}^2 + M_t{}^2}$

Resistencia de la sección						
Estado limite	Columna 1		Columna 2		Columna 3	
	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
R1a	484.80	117.31	411.69	115.19	410.19	105.66
R1b	373.43	102.34	318.56	100.64	329.45	93.23
Ev Extr 1a	691.70	823.58	345.65	830.82	631.55	789.42
Ev Extr 1b	580.33	810.12	252.53	817.66	550.80	777.97
Servicio 1	350.88	77.00	300.89	75.67	297.39	68.93

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Diagrama de Interacción Columna 1

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0	-1,248.50
211	-1,011.50
386.1	-785.2
556.6	-535.6
728.1	-242.3
974	377.4
982.3	939.2
897.9	1,452.70
773.9	2,044.20
608.5	2,537.10
438.4	2,906.10
287.5	2,906.10
185.9	2,906.10
45.1	2,906.10
0	2,906.10

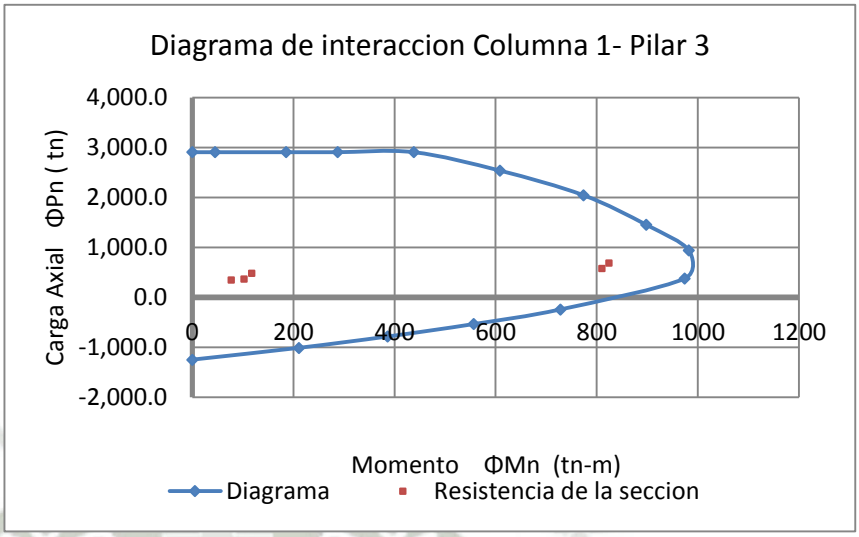
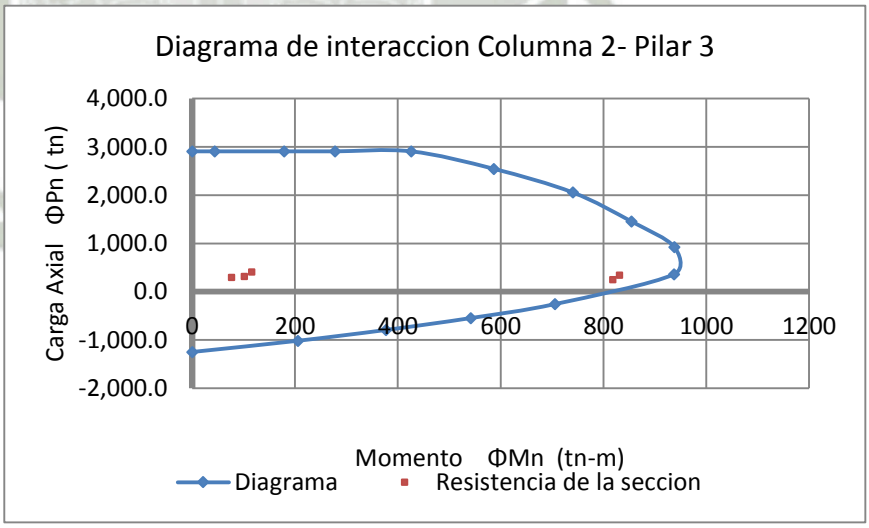


Diagrama de Interacción Columna 2

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0	-1,248.50
205.7	-1,016.30
376.8	-792.5
541.6	-546.7
705.7	-256.7
937.3	361.7
938.1	925.4
854.6	1,453.40
740.3	2,055.20
586.7	2,544.10
425.9	2,906.10
277.8	2,906.10
178.5	2,906.10
43.5	2,906.10
0	2,906.10



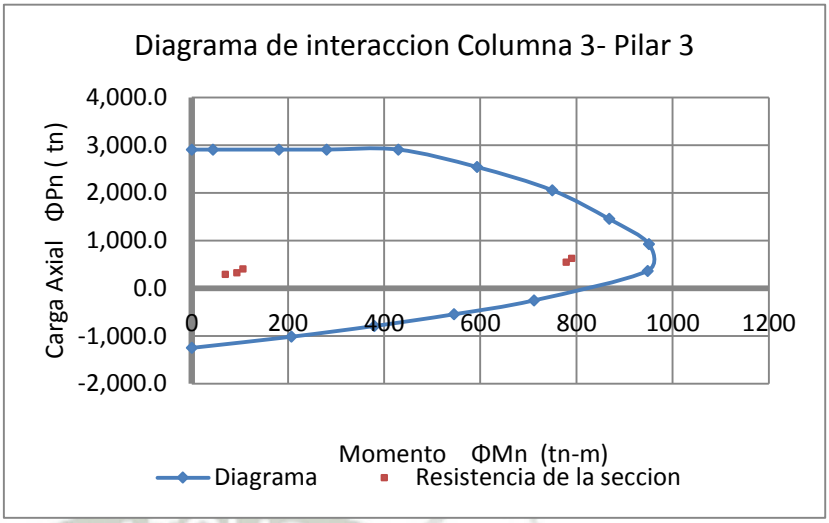
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Diagrama de Interacción Columna 3

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial (ton)
0	-1,248.50
207.2	-1,015.00
379.2	-790.9
545.4	-544.6
711.9	-253
947.8	365.3
950.8	928.2
867.8	1,453.20
749.8	2,052.90
592.8	2,542.60
429.6	2,906.10
280.5	2,906.10
180.7	2,906.10
43.9	2,906.10
0	2,906.10



De los diagramas de interacción se tiene máximos valores P = 691.70 tn, M= 823.58 tn-m por lo que la propuesta de acero y geometría de la sección propuestos son adecuados.

b. Diseño por cortante

El cortante de diseño se calculara en función de la capacidad máxima a momento disponible en la columna es decir en función del momento nominal en un diagrama de interacción

Por principio se debe verificar que Vr > Vu , donde Vr se obtendrá de nuestros cálculos y Vu será el $Vu_{diseño}$ que a su vez será el **mayor** valor entre:

$$Vu_{diseño} = \frac{Mprc+Mprb}{Hc} \quad \text{...(a)} \qquad \text{o} \qquad Vu_{diseño} = \frac{2 \cdot Mb}{hc} \quad \text{...(b)}$$

Sentido Longitudinal del puente

De (a) los momentos máximos entre la cima y la base calculados en el análisis para un único diseño típico al cual corresponde los valores máximos entre todos los pilares hallados, en este caso el pilar 3.

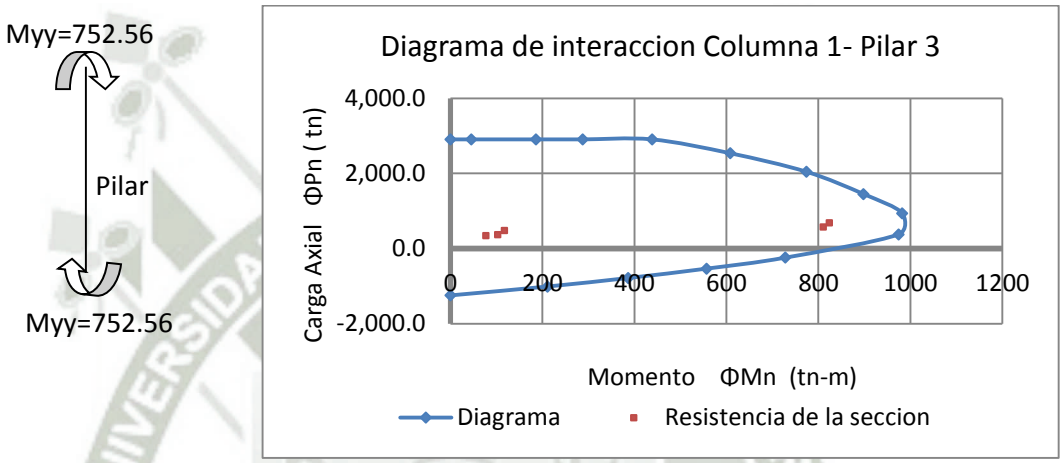
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Fuerzas y Momentos en ambos sentidos del puente - Pilar 3									
Fuerzas Verticales (tn)				Momentos longitudinales (t-m)			Momentos transversales (t -m)		
TIPO	∑F			∑Myy			∑Mxx		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	484.80	411.69	410.19	117.03	114.74	105.15	8.04	10.13	10.37
R1b	373.43	318.56	329.45	102.02	100.14	92.70	8.14	9.97	9.90
Ev Extr 1a	**691.70**	**345.65**	**631.55**	**752.56**	**746.53**	**714.02**	**334.57**	**364.63**	**336.69**
Ev Extr 1b	580.33	252.53	550.80	737.76	731.93	701.57	334.68	364.47	336.22
Servicio 1	350.88	300.89	297.39	76.85	75.41	68.62	4.78	6.23	6.57

$$Vu_{diseño} = \frac{752.56+752.56}{7.20} = 209.04\ tn$$



De aquí ΦMn=995 tn-m ⇒ $Vu_{diseño} = \frac{2\cdot(995/0.70)}{7,2} = 394.84\ tn$

El mayor valor es : 394.84>209.04 el valor de: $Vu_{diseño} = 394.84$ tn

Recordemos que Vr > $Vu_{diseño}$ Y que Vr=ø·Vn= ø·(Vc+Vs) ,

Resistencia a corte del concreto Vc=0.53$\sqrt{f'c}$·b·h

Como b=100 cm y h=180 cm → Vc=0.53$\sqrt{280}$·100·180=159634.73 kg=159.63tn

Resistencia a corte del acero $Vs = \frac{Vu-\emptyset Vc}{\emptyset} = \frac{394.84-0.9\cdot159.63}{0.9} = 279.08\ tn$,

Acero resistente a corte: Se propone estribos ø= ½" en 05 ramas, $s = \frac{Av\cdot fy\cdot dv}{Vs}$,
Vs=279080.0 kg, Av=5*1.276=6.38cm^2 y dv=172.5cm ⇒ S= 17 cm.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Zona de confinamiento: lo=1.80 m, donde la separación será s=10 cm

Zona no confinada: Como Vu> 0.125f'c ⇒Smax = 0.4dv=69.….S=15 cm ok!

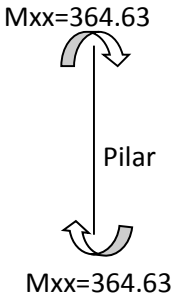
Utilizar 1 ø 1/2" de 5 ramas @ 0.15 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Sentido Transversal del puente



De (a) $Vu_{diseño} = \frac{364.63 + 364.63}{7.20} = 101.21\ tn$

De (b) $Vu_{diseño} = 394.84\ tn$

Como 394.84 >101.21 → $Vu_{diseño}$= 394.84 tn

Resistencia a corte del concreto Vc=0.53√f'c·b·h

Como b=180 cm y h=100 cm → Vc=0.53√280·180·100=159634.73 kg=159.63tn

Resistencia a corte del acero $Vs = \frac{Vu - \emptyset Vc}{\emptyset} = \frac{394.84 - 0.9 \cdot 159.63}{0.9} = 279.08\ tn$,

Acero resistente a corte: Se propone estribos ø= ½" en 10 ramas, $s = \frac{Av \cdot fy \cdot dv}{Vs}$, Vs=279080.0 kg, Av=10*1.276=12.76cm^2 y dv=92.46cm ⇒ S= 17 cm.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Zona de confinamiento: lo=1.80 m, donde la separación será s=10 cm

Zona no confinada: Como Vu> 0.125f'c ⇒Smax = 0.4dv=69.….S=15 cm ok!

Utilizar 1 ø 1/2" de 10 ramas @ 0.15 m

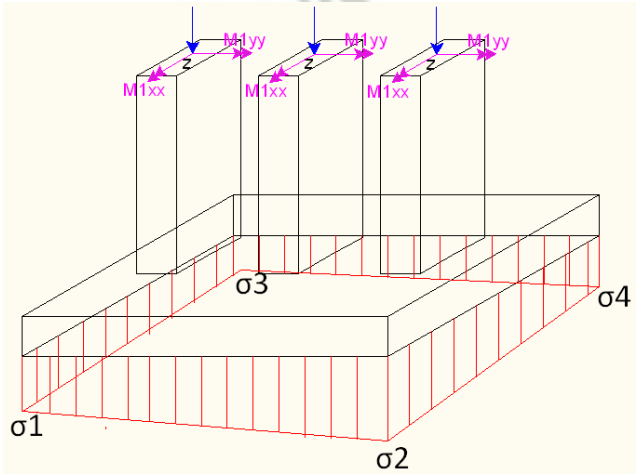
- **Esbeltez**

Debido a las dimensiones que presentan las columnas de los tres pilares es que se deduce que siendo de 100x180 cm(robustas) no fallarian por esbeltez.

3.2.3.1.5 Diseño de las zapatas de los pilares

Las dimensiones adecuadas son B=6.0 m y L=9.0 m.

Figura III - 42 Esfuerzos en la base de la zapata tridimensional



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

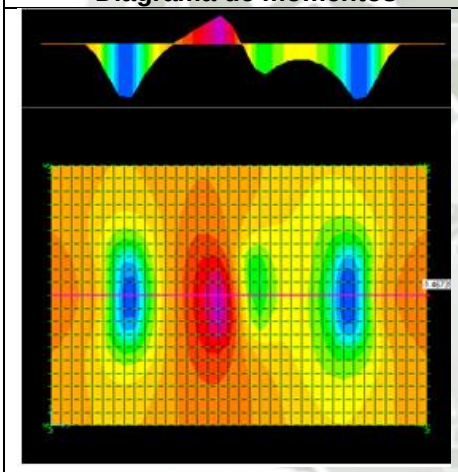
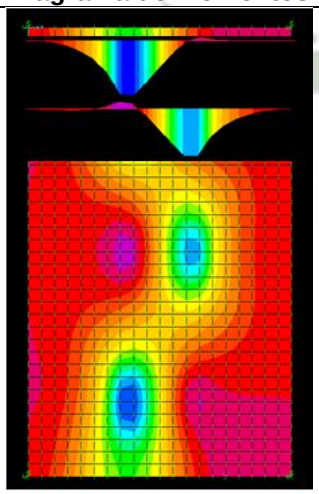
A. Zapata del pilar extremo 1

Tabla III - 65 Resultado para el análisis de las tres columnas – pilar extremo 1

Envolvente de estados limite Resistencia 1 , Evento Extremo 1 y Servicio 1			
Respectoal eje	Max Momento Columna 1z(tn-m)	Max Momento Columna 2(tn-m)	Max Momento Columna 3 (tn-m)
Y	749.32	764.77	753.53
X	353.76	363.63	342.66
Máx. Fuerza Axial (tn)	686.32	411.38	634.18

Del SAP2000 se extrae el diagramade momentos M11 (momentos en la dirección x o dirección transversal del puente

Tabla III - 66 Momentos en las direcciones long. y trans. de la zapata - pilar extremo 1

Zapata pilar extremo 1	
Momentos en la dirección longitudinal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1=-1.62 tn-m x= 0.55 m M_2=101.32 tn-m x= 1.85 m M_3= -55.82 tn-m x= 4.00 mM_4=61.78 tn-m x= 5.10 m M_5= 106.53 tn-m x= 7.25 mM_6= -1.97 tn-m x=8.49 m
Momentos en la dirección transversal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1=1.29 tn-m y= 0.0 mM_2= 172.65 tn-m y= 2.25 m M_3= -10.93 tn-m y= 3.90 mM_4= -3.16 tn-m y= 6.0 m M_5=0.36 tn-m y= 0.0 m M_6=3.68 tn-m y= 1.50 m M_7=- 23.49 tn-m y= 2.10 m M_8= 147.11 tn-m y= 3.60 m M_9= 0.49 tn-m y= 6.00 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

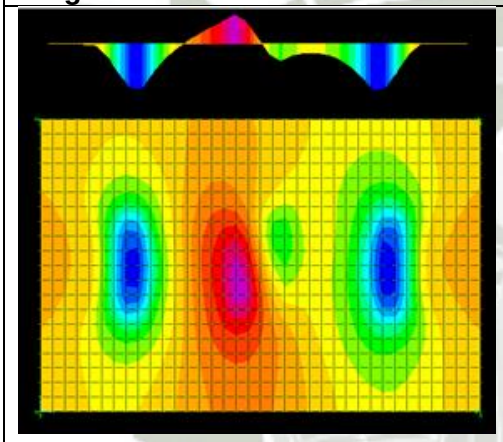
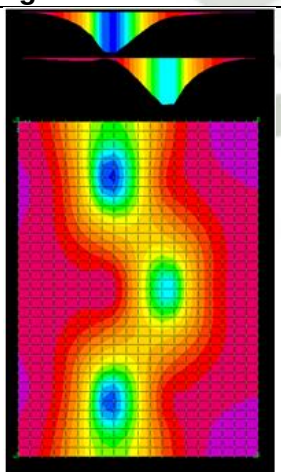
B. Zapata del pilar central

Dada las combinaciones de carga se elige la más desfavorable al diseño.

Tabla III - 67 Resultado para análisis de las tres columnas – pilar central

Envolvente de estados limite Resistencia 1 , Evento Extremo 1 y Servicio 1			
Respecto al eje	Max Momento Columna 1(tn-m)	Max Momento Columna 2(tn-m)	Max Momento Columna 3(tn-m)
Y	527.89	525.41	518.56
X	346.07	388.24	338.43
Máxima Fuerza Axial (tn)	677.45	387.68	613.95

Tabla III - 68 Momentos en las direcciones long. y trans. de la zapata - pilar central

Zapata pilar Central	
Momentos en la dirección longitudinal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1= - 1.19 tn-m x= 0.00 m M_2=100.01 tn-m x= 1.85 m M_3= -68.52 tn-m x= 4.15 m M_4=47.03 tn-m x= 5. 05 m M_5= 103.24 tn-m x= 7.00 m M_6= - 1.40 tn-m x= 9.0 m
Momentos en la dirección transversal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1=-1.03 tn-m y= 0.0 m M_2= 145.85 tn-m y= 2.30 m M_3= -0.51 tn-m y= 6.0 m M_4= 0.35 tn-m y= 0.0 m M_5= 8.30 tn-m y= 1.50 m M_6= 0.30 tn-m y= 2.10 m M_7= 118.70 tn-m y= 3.10 m M_8= 0.27 tn-m y= 6.0 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

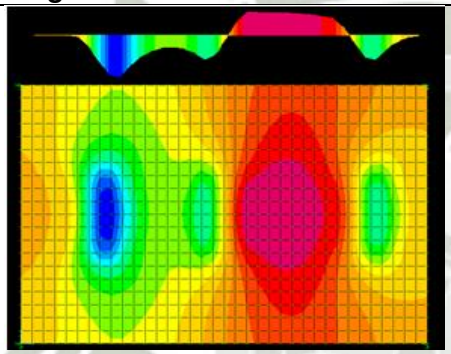
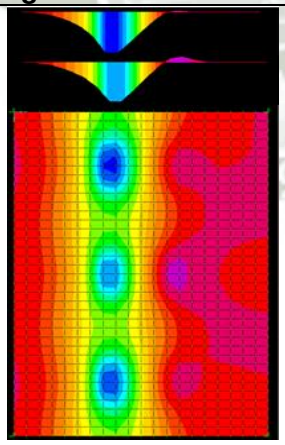
C. Zapata del Pilar extremo 3

Tabla III - 69 Resultado para análisis detres columnas – pilar extremo 3

Envolvente de estados limite Resistencia 1 , Evento Extremo 1 y Servicio 1			
Respecto al eje	Max Momento Columna 1(tn-m)	Max Momento Columna 2(tn-m)	Max Momento Columna 3(tn-m)
Y	752.66	746.53	714.02
X	355.39	364.63	346.18
Máxima Fuerza Axial (tn)	691.7	411.71	631.55

Fuente: Elaboracion propia

Tabla III - 70 Momentos en las direcciones long. y trans. de la zapata - pilar extremo 2

Zapata pilar extremo 2	
Momentos en la dirección longitudinal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1= - 1.58 tn-m x= 0.00 m M_2=112.75 tn-m x= 2.05 m M_3= 30.58 tn-m x= 3.25 m M_4=64.18 tn-mx= 4.00 m M_5= -63.86 tn-m x= 5.00 m M_6= 64.52 tn-m x= 8.00 m
Momentos en la dirección transversal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1=-1.21 tn-m y= 0.00 m M_2=181.63 tn-m y= 2.10 m M_3= -24.96 tn-m y= 3.95 m M_4= 1.07 tn-m y= 5.40 m M_5=0.50 tn-m y= 6.00 m

Fuente: Elaboracion propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Revisiones del dimensionamiento de las zapatas**
  - **Revisión por punzonamiento**

La cortante de diseño por punzonamiento en una zapata combinada es:$Vu=Pu-(\sigma_u \cdot Ao)$

Pu es la carga amplificada en cada columna, a la que le descontamos la carga producida por la presión ultima dentro del área A_o (a d/2 de la cara)

La fuerza cortante resistente es: $Vr= \phi Vn$

Y se debe verificar que Vr > Vu

Para lo cual: $V_n = V_C + V_S + V_P$ $V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{Bc}\right) \cdot \sqrt{fc} bo \cdot d$

Peralte efectivo:Teniendo en cuenta que d= h-z y z=r+ø/2

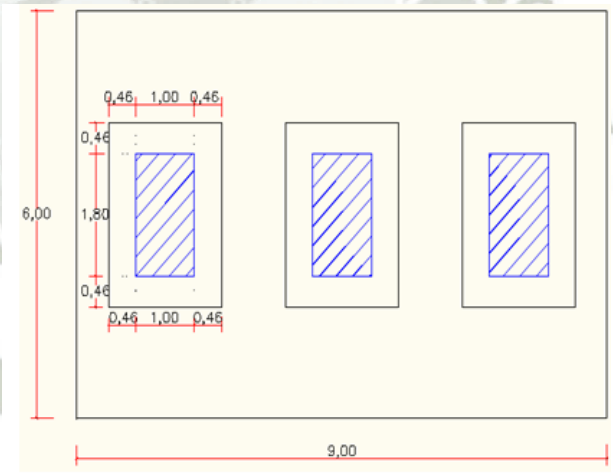
Peralte h=100 cm r= 7.5 cm y usando ø=1” ⇒z= 7.5+(2.54/2) = 8.77 cm

Peralte efectivo d= 91.23 cm distancia d/2=45.62 cm ≡46 cm

Área afectada punzonamiento A_o=(1.8+ 0.92)(1.0+0.92)=5.22m^2

Perímetro en punzonamiento b_o=((1.8+0.92)*2+(1.0+0.92)*2= 9.28m

Figura III - 43 Dimensiones en zapata (tres pilares)



Pilar extremo 1

Del diagrama de envolvente de fuerzas Pu=686.32 tn

De los esfuerzos máximos en la base de zapata por acción de las fuerzas y momentos amplificados (combinación de envolventes) σ_u= 50.84 tn/m^2

Fuerza actuante ultima Vu = 686.32-(50.84*5.22)= 420.93 tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Fuerza nominal, debido a que Vs y Vp son 0.00, Vn= Vc

Con Bc=1.8/1.0=1.8 Vc=(0.53+1.1/1.8)*$\sqrt{280}$*928*91.23= 1616562.88 kg, pero $Vc_{max}=1.1\sqrt{f'c}\cdot bo\cdot d$=1558322.54 kg (elegido Vc)

Vr=0.85*1558.32=1374.08tn, como Vr>Vu, el peralte supuesto resulta adecuado para la verificación de la zona correspondiente a la columna 1, además las demás columnas tienen las mismas dimensiones e inclusive sus Pu son menores, por lo que el diseño es aceptable para todo el pilar.

Pilar central

Con Pu=677.45 tn, σ_u= 47.31tn/m^2

Vu = 677.45 -(47.31*5.22)= 430.49 tn

Fuerza nominal, debido a que Vs y Vp son 0.00, Vn= Vc

Bc=1.8/1.0=1.8 Vc=(0.53+1.1/1.8)*$\sqrt{280}$*928*91.23=1616562.88 kg, pero Vc_{max}=1558322.54 kg (elegido Vc),

Vr=0.85*1558.32=1374.08tn, como Vr>Vu, Al igual que en pilar 1 las demás columnas son idénticas y sus Pu son menores, es aceptable.

Pilar extremo 2

Con Pu=691.7tn, σu= 67.10 tn/m2

Vu = 691.70 -(67.10*5.22)= 341.43 tn

Vn=1558322.54 kg, debido a que Vs y Vp son 0.00, y todas las zapatas tienen las mismas dimensiones.

Vr=0.85*1558.32=1374.08tn, como Vr>Vu, Al igual que en pilar 1 y 2 las demás columnas son idénticas y sus Pu son menores, siendo aceptable.

- **Revisión por cortante**

En ambos lados la longitud de volado es la misma L=1.0m, y el peralte efectivo de la zapata es d=0.912 cm,

Cortante de diseño: $Vu = \sigma_u b(L_{volado} - d)$

La fuerza cortante resistente es: Vr= ϕVn

Y se debe verificar que Vr > Vu

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Para lo cual: Vn= Vc+Vs+Vp y ademas Vn es la fuerza nominal, debido a que Vs y Vp son 0.00, Vn= Vc

Pilar extremo 1

De los esfuerzos máximos en la base de la zapata por la combinación de envolventes σ_u= 50.84 tn/m^2

Fuerza actuante ultima Vu = 50.84*6.00(1.0-0.91)= 27.45 tn

Fuerza nominal, Vc=0.53*$\sqrt{280}$*600*91.23= 485449.22 kg =485.45 tn

Vr=0.85*485.45=412.63 tn, como Vr>Vu, lo cual es correcto.

Pilar central

De los esfuerzos máximos en la base de la zapata σ_u= = 47.31tn tn/m^2

Vu = 47.31*6.00(1.0-0.91)= 25.52 tnFuerzanominal

Vc=0.53*$\sqrt{280}$*600*91.23=485449.22 kg=485.45tnVr=0.85*485.45=412.63 tn, como Vr>Vu, lo cual es correcto

Pilar extremo 3

De los esfuerzos máximos en la base de la zapata σ_u= 67.10 tn tn/m^2

Vu = 67.10*6.00(1.0-0.91)= 36.23 tn

Vc=0.53*$\sqrt{280}$*600*91.23= 485449.22 kg =485.45 tn

Considerando que hemos tomado los esfuerzos bajo la zapata máximos, el valor de Pu en cada pilar ya no puede aumentar más, y con el cálculo realizado Vr supera grandemente a Vu por lo que se considera aceptable el peralte de la zapata.

- **Revisión por flexión**

Con las ecuaciones según AASHTO Además considerando que øf=0.90, d=91.23 cm, se calcula:

Pilar extremo 1

- **Dirección longitudinal de la zapata**

Refuerzo inferior de la zapata

Volado izquierdo: M_u= 101.32 tn-m ⇒ As= 30.27 cm^2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

SI usamos ø=1” usaremos 6 varillas con S=15 cm cm por c/m

Volado derecho: M_u = 106.53 tn-m ⇒ As= 31.87 cm^2

SI usamos ø=1” usaremos 6 varillas con S=15 cm por cada metro.

Debido a que son valores muy similares y no existe un momento mayor positivo colocamos: por metro de longitud **1ø1” @ 15 cm (inferior)**

Refuerzo superior de la zapata, e máximo momento negativos es M_u= 55.82 tn-m ⇒ As= 16.44 cm^2SI usamos ø=1” usaremos 3 varillas con S=30 cm por cada metro, por lo que por metro de longitud

1ø1” @ 30 cm (superior)

- **Dirección transversal de la zapata**

Refuerzo inferior de la zapata

Entre los momentos positivos en la dirección transversal el más crítico es M_u= 172.65 tn-m y con las ecuaciones se halla As= 52.75 cm^2

Si usamos ø=1” usaremos 9 varillas con S=10 cm por cada metro: por metro de longitud **1ø1” @ 10 cm (inferior)**

Pilar central

- **Dirección longitudinal de la zapata**

Refuerzo inferior de la zapata

Volado izquierdo: M_u = 100.01 tn-m ⇒ As= 29.86 cm^2

SI usamos ø=1” usaremos varillas con S=15 cm por cada metro.

Volado derecho: M_u = 103.24 tn-m ⇒ As= 30.86 cm^2

SI usamos ø=1” usaremos varillas con S=15 cm por cada metro. **1ø1” @ 15 cm (inferior)**

Refuerzo superior de la zapata

El máximo momento negativo es M_u=-68.52 tn-m ⇒ As=20.27 cm^2SI usamos ø=1” usaremos 4 varillas con S=25 cm por cada metro, por lo que por metro de longitud: **1ø1” @ 25 cm (superior)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Dirección transversal de la zapata**

Refuerzo inferior de la zapata Como en el pilar anterior el momento más crítico es M_u= 145.85 tn-m y con las ecuaciones descritas se halla que As= 44.18 cm^2. SI usamos ø=1” usaremos 8 varillas con S=10 cm por cada metro lo que por metro de longitud:

1ø1” @ 10 cm (inferior)

Pilar extremo 2

- **Dirección longitudinal de la zapata**

Refuerzo inferior de la zapata

Volado izquierdo: M_u = 112.75 tn-m ⇒ As= 33.80 cm^2

SI usamos ø=1” usaremos varillas con S=15 cm por cada metro.

Volado derecho: M_u = 64.52 tn-m ⇒ As= 19.06 cm^2

SI usamos ø=1” usaremos varillas con S=25 cm por cada metro.

Correremos un solo refuerzo siendo este el más critico por lo que colocamos: por metro de longitud **1ø1” @ 15 cm (inferior)**

Refuerzo superior de la zapata

El máximo momento negativo es M_u=-63.86 tn-m ⇒ As=18.86 cm^2SI usamos ø=1” usaremos varillas con S= 25 cm por cada metro, por lo que por metro de longitud: **1ø1” @ 25 cm (superior)**

- **Dirección transversal de la zapata**

Refuerzo inferior de la zapata

Como en el pilar anterior el momento más crítico es M_u= 181.63 tn-m y con las ecuaciones descritas se halla que As= 55.66cm^2

SI usamos ø=1” usaremos varillas con S=10 cm por cada metro de longitud **1ø1” @ 10 cm (inferior)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Armadura de contracción y temperatura**

En la parte superior de la zapata se colocara perpendicular al acero longitudinal de diseño una cantidad de acero mínimo por temperatura

$$As_{temperatura}=0.0018*Ag$$

Por metro de ancho$As_{temperatura}=0.0018*100*91.23=16.42\ cm^2$

Si usamos acero de 3/4", la separación S= 18 cm, y además debe tener como máximo el menor de entre $S_{max}=3(t)=3*100=300$

S_{max}= 45cm, por lo que para asemejar al acero longitudinal S= 20 cm

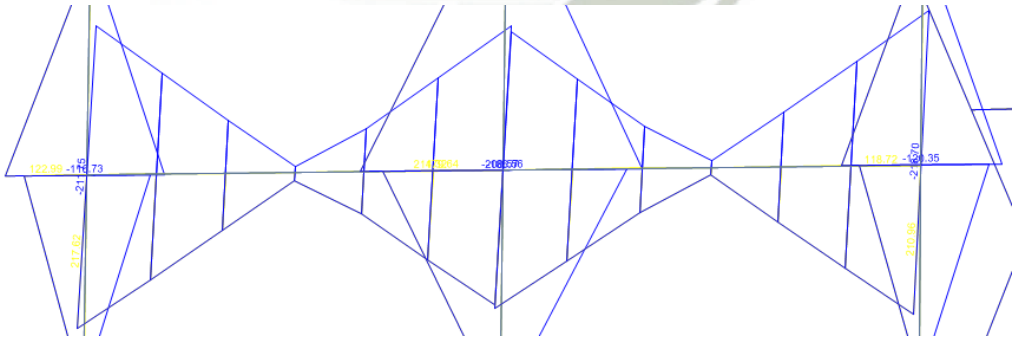
Colocamos por metro

1ø3/4"@ 20 cm (superior sentido transversal)

3.2.3.1.6 Diseño de viga intermedia pilares

Sean los momentos en la viga los que se encuentran en el pilar central y que posee el siguiente diagrama. Se observa que el máximo momento positivo es de 216.65 tn-m y que el máximo momento negativo es de -212.58 tn-m, y ocurren en las caras de los pilares extremos, muy similares a estos valores son los que se encuentran en la cara de la columna central por lo que se decide correr un solo acero tanto arriba como abajo.

Figura III - 44 Diagrama momentos envolventes viga interm.entre pilares



A. Diseño por flexión

El valor de $z= r + ø_{est} + \frac{ø}{2} \Rightarrow$ probando $ø_{est}$=1/2" y ø= 1" z= 7.54cm, d = 92.46 cm, h=100.0 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Mu= 216.65 tn-m ⇒ As= 66.16 cm^2 lo que significan 12 varillas de ø= 1”, con una separación S= 8.0 cm, colocaremos **1ø1” @ 8 cm (inferior)**

Mu= -212.58 tn-m ⇒ As= 64.83 cm^2 lo que significan 12 varillas de ø= 1”, con una separación S= 8.0 cm, colocaremos **1ø1” @ 8 cm (superior)**

El diseño se mantendrá para las tres vigas intermedias de los 3 pilares

Armadura superficial: Si la altura de la sección es mayor a 90 cm se debe colocar un refuerzo superficial uniformemente distribuido en ambas caras del elemento cuya separación máxima es de 30 cm.

Ask = 0.001(d-760) $\leq \frac{As+Ap}{1200} \Rightarrow$ Ask= 0.001(924.5 -760)=0.17mm/cm^2

As= 66.16+64.83=130.99 cm2 =13099.00 mm2

$\frac{As+Ap}{1200} = \frac{13099.0+0.0}{1200}$ =10.91. Como 0.19≤3.78 por lo que es valido.

Para h= 100 cm, Ask=0.19*100=19.00 cm^2

Utilizando varillas ø=3/4”, se usaran Nº=5 barras, S= 15.00 cm

Utilizar 1 ø 3/4" @ 15 cm (ambas caras laterales)

B. Diseño por corte

Del diagrama de envolventes de fuerzas cortantes a una distancia dv (altura de corte efectivo) de la cara de la zapata se calcula como sigue:

Donde dv se calcula: dv=de-$\frac{a}{2}$ y no debe ser menor que el mayor valor de: 0.9d, 0.72h, pues bien, dado el acero colocada en la columna se calcula:$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = \frac{(24*5.07)\cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100}$ = 21.47 cm ⇒ dv=(h-z)-a/2

Recordemos que h=100 cm y que de=h-z y z=r+ $ø_{estribo}$+ø/2, usamos r=5cm y ø=1”, $ø_{est}$=1/2”, entonces dv=81.72 por otro lado dv=0.9*83.21=74.89cm y dv=0.72*100=72.0 cm.Por lo que a una distancia dv=81.72 cm,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Vu = 149.96 tn-m a una distancia dv de la cara de la columnas
La resistencia al corte mayoradaes Vr=ø·Vn, donde Vn es la resistencia nominal al corte y ø es el factor de resistencia para corte. ø = 0.90 para concreto de densidad normal.

La resistencia nominal Vn sera el menor de los dos siguientes valores:

$Vn=Vc+Vs+VpVn=0.25\cdot f'c\cdot bv\cdot dv+VpVc=0.53\sqrt{f'c}\cdot bv\cdot dv$

Con bv= 100 cm, ⇒ Vc=72474.17 kg = 72.47 tn

Primero se hallara el valor de la fuerza cortante resistida por el acero con Vs=Vnt-Vc, donde el esfuerzo cortante nominal es $Vnt=(Vu\cdot bv\cdot dv)/(0.85\cdot b\cdot h)$

Base de la columna, Vnt=75359.63 kg =75.36 tn
Debido a que Vp=0.0 y Vs =2885.46 kg con lo que: Vn=75.36 tn
Con la segunda fórmula: Vn=572.04 tn (segunda fórmula).
El valor final de Vn es el menor entre los dos hallados: Vn= 75.36 tn, Por lo tanto Vr=0.9*75.36 = 67.82 tn y Vu=149.96 tn como Vr <Vu, no cumple con la condición.

Incrementamos el refuerzo por cortante en la columna, por lo que proponemos 4 ramas de ½" lo que generaría un esfuerzo de Vs= 95.0 tn con lo que Vn= 167.47 tn y Vr=150.72 tn, y se cumple que Vr>Vn, siendo el diseño seguro.

- **Separación entre estribos**

  Se propone estribos ø= ½" en 05 ramas, además $Vs=\frac{Av\cdot fy\cdot dv}{S}$, recordemos que Vs= 95000.0 kg, Av= 4*1.276 = 5.88⇒ S= 20 cm.
  Espaciamiento máximo del refuerzo transversal
  Como Vu> 0.125f'c ⇒Smax = 0.4dv=32.68….S=20 cm ok!

  Utilizar 1 ø 1/2" de 4 ramas @ 0.20 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Este acero se utilizara a lo largo de toda la olumna ya que las demás fuerzas son menores a esta y además con valores no muy lejanos al calculado.

C. Evaluación de los efectos de torsión

Las columnas ya que son elementos sometidos a torsión por la posición de la superestructura curva deberán diseñarse de tal modo que pueda satisfacer: $T_U \leq \phi Tn \ldots (*)$

Donde el factor de reducción es $\phi = 0.75$. El valor de Tu se refiere al momento torsor máximo aplicado en un punto crítico del elemento a diseñarse, estos se u bicaran a una distancia d (altura de peralte) de la unión entre viga o zapata con la columna. Se debera comprobar si los efectos de torsión producidos son tan pequeños que pueden despreciarse, con la siguiente formula $Tu \leq 0.27\phi\sqrt{f'c}\left(\frac{Asp^2}{Pcp}\right)$Acp=Área bruta de la sección, P_{cp}=Perímetro Bruto de las sección

Para que se cumpla que los efectos resistentes a la torsión (Tn) son mayores que los que actúan sobre el elemento (Tu) deberemos de proporcionarle un refuerzo transversal requerido por torsión At, el cual se probara su cantidad hasta que se cumpla la condición (*), para realizar esto usaremos: $Tn = \frac{2Ao \cdot f'y \cdot At}{S}\cot(\theta)$

Dónde: A_o es el área encerrada por flujo de corte

A_{oh} es el área encerrada por los estribos también llamada núcleo.

θ es el ángulo que forman las grietas del elemento en la cara inferior del elemento ACI recomienda 45°.

Para At/S deberá verificarse que $\frac{At}{S} \geq \frac{1.76bw}{fy}$

- **Verificación del espaciamiento**

El espaciamiento resultante S debe de verificarse que no exceda el máximo permitido con: $S \leq \frac{Ph}{8}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Verificación del esfuerzo en el concreto comprimido**

Se verificara el esfuerzo del concreto, pues debe ser menor al límite establecido según $\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 \cdot Aoh^2}\right)^2} \leq \emptyset \left(\frac{Vc}{bw \cdot d} + 2.12\sqrt{f'c}\right) \ldots (*****)$

Esta limitación debe reducir las rajaduras y prevenir la trituración del concreto superficial del elemento por la compresión periférica.

Vu es la fuerza de corte mayorada que se presenta a "d" de la cara. bw es la base de la sección. d es el peralte efectivo de la sección.

Vc es la fuerza del concreto resistente al corte $Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$. Para completar el diseño del refuerzo transversal, se debe verificar que su área sea mayor que la mínima sugerida. $(Av + 2At)_{min} \geq 0.2\sqrt{f'c}\frac{bw \cdot S}{fy}$ y además nunca menor que : $(Av + 2At)_{min} \geq 0.35\frac{bw \cdot S}{fy}$

Además la solicitación de torsión requiere un refuerzo longitudinal el cual debe de ser determinado con: $Al = \frac{At}{S} Ph \left(\frac{fy}{fy}\right) cot^2\theta$, recordando que el esfuerzo longitudinal mínimo debe ser $Al_{min} = \frac{1.33\sqrt{f'c}Acp}{f'y} - \left(\frac{At}{S}\right) Ph \frac{fy}{fyt}$

D. Evaluación de torsión en viga diafragma

Comprobando si es que se puede despreciar o no los efectos de torsión:

El mayor momento torsor a una distancia d=172.46 cm de la columna entre las tres que hay en este pilar es Tu=175.32 tn-m

0.27*0.75*$\sqrt{280}$*$\left(\frac{32400^2}{720}\right)$= 4940393.79 kg-cm = 49.40 tn-m < 175.32 tn-m, por lo que se debe de considerar los efectos de torsión.

Dado que se necesita de refuerzo transversal para resistir los efectos torsores se colocara un refuerzo con el que supere la cantidad requerida

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Si deseamos obtener un momento $\phi Tn > T_U$ debe de existir Tn=269.72 tn, con lo que de la formula (***) se obtiene At/S= 0.131 cm

Ahora verificaremos con (****), $\frac{1.76*180}{4200}$= 0.075<0.131, el refuerzo aceptable

Ya que existe refuerzo por la fuerza cortante Vc se debera definir si se añadirá más refuerzo por torsión o es que es suficiente con el colocado, probando entonces el refuerzo por corte en la formula de torsión:

Colocando acero de ½" A=1.27 cm^2 en 8 ramas As= 10.21cm^2 entonces S= 78.15 cm, y con ello hacemos la revisión de $S \leq \frac{Ph}{8} = \frac{680}{8}$= 85 cm, como es mayor que S, se cumple el requisito, sin embargo el espaciamiento por corte es 60 cm, por ser mas critico que el de torsión usaremos ese espaciado por corte.Para la verificación del esfuerzo en el concreto comprimido usaremos (*****)

Sabiendo que Vu=313.36 tn y Vc= 269.65 tn de la revisión por cortante.

$$\sqrt{\left(\frac{313360}{180\cdot 172.46}\right)^2 + \left(\frac{175.32*10^5\cdot 680}{1.7\cdot 28900^2}\right)^2} \leq 0.75\left(\frac{269650}{180\cdot 172.46} + 2.12\sqrt{280}\right) \Rightarrow \quad 13.13 \leq 33.12$$

Como se cumple la condición el esfuerzo en el concreto está debajo del límite.Verifiquemos que el refuerzo sea mayor que el mínimo, Av=10.21cm^2

$$10.21 \geq 0.2\sqrt{280}\frac{180\cdot 60}{4200} \Rightarrow \quad 10.21 \geq 8.60$$

Y además $10.21 \geq 0.35\cdot \frac{180\cdot 60}{4200} \Rightarrow$ 10.21 ≥0.9, también cumple.

Acero longitudinal por torsión $Al = \frac{10.21}{60.0}\cdot 680.0\cdot \left(\frac{4200}{4200}\right) \cot^2 45$= 114.85 cm^2

Refuerzo mínimo:$Al_{min} = \frac{1.33\sqrt{280}*32400}{4200} - \left(\frac{10.21}{60}\right)\cdot 680\frac{4200}{4200}$=56.83 cm^2, cumple.

Entonces debe existir un refuerzo transversal de torsión 1Ø ½" c/60 cm y uno longitudinal de torsión 114.85 cm^2 que equivale a 22 barras de 1".

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

E. Evaluación de torsión en pilares

- **Pilar extremo 1**

La torsión a una distancia d=172.46 cm de la columna es Tu=18.40 tn-m

$0.27*0.75*\sqrt{280}*\left(\frac{18000^2}{560}\right)$= 1960473.73 kg-cm =19.60 tn-m > 18.40 tn-m, por lo que se desprecian los efectos de torsión en el pilar extremo 1 siendo suficiente el refuerzo por corte que existe.

- **Pilar central**

La torsión a una distancia d=172.46 cm de la columna es Tu=2.08 tn-m

$0.27*0.75*\sqrt{280}*\left(\frac{18000^2}{560}\right)$= 1960473.73 kg-cm =19.60 tn-m >2.08 tn-m, por lo que no se considerara los efectos de torsión.

El refuerzo transversal por corte será suficiente para resistir los efectos torsores

- **Pilar extremo 2**

La torsión a una distancia d=172.46 cm de la columna es Tu=17.93 tn-m

$0.27*0.75*\sqrt{280}*\left(\frac{18000^2}{560}\right)$= 960473.73kg-cm=19.60 tn-m > 17.93 tn-m, por lo que se tampoco se consideraran los efectos de torsión.

F. Evaluación de torsión en viga intermedia entre pilares

La torsión mayor ocurre en el pilar extremo 1 a una distancia d=92.46 cm de la columna con lo que Tu=5.68 tn-m. Verificando su importancia: $0.27*0.75*\sqrt{280}*\left(\frac{32400^2}{720}\right)$= 847118.28 kg-cm = 8.47 tn-m > 5.68 tn-m, entonces los efectos de torsión sobre la viga pueden ser absorbidos por el concreto y el refuerzo transversal por corte o torsión.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2.3.2 Diseño de los estribos del puente

3.2.3.2.1 Pantalla del estribo

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)		Carga(Ton)		YP(m)	M(T-m)
LS	p"=ka*h"*γ=	0.31	LS=p"*h'=	2.765	4.60	12.719
EH	p'=ka*h'*γ (suma esfuerzos)		Area =Eha=	20.289	3.00	60.868
Eq_{terr}	EQterr=1/2 (KAE-Ka)) H^2 γ		H=9.2 Eq_{terr}=	10.479	4.60	48.201
P_{EQ}	-		13.412		8.15	109.308
$EQ_{estribo}$	-		23.814		6.05	144.141
BR	-		0.78		11.00	8.558

En estado de resistencia ultima 1: y con n=1.0

Mu=n (1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR}) = 128.54 tn-m

En estado de evento extreme 1:

Mu=n(0.50M_{LS}+1.50M_{EH}+1.0M_{EQ}+0.50M_{BR}) = 403.59 tn-m

a. Acero principal en pantalla

Ancho de la base de la pantalla: 160 cm

Para un recubrimiento r=7.5cm, z=8.77 y d= 151.23

Utilizando las fórmulas de diseño: a=11.62 cm, As= 66.09 cm^2

- **Verificación en el acero principal**
  - **As mínimo**:La cantidad de acero debe soportar el menor valor de 1.2 Mcr y 1.33 Mu (Art 5.7.3.3.2. AASHTO) fr= 33.634 Kg/cm^2, S = 426666.67 cm^3, Mcr =14350392.78 Kg.cm.1.2Mcr= 17220471.33 Kg-cm = 172.205 ton-m.

    Además 1.33 Mu: Mu= 403.59 tn-m, 1.33Mu=536.775 ton-mCondición:$Mu > Menor\ valor\ entre\ 1.2\ Mcr\ y\ 1.33\ Mu$Siendo el menor 172.205 ton-m.<403.59 tn-m cumple la condición.

  - **As Máximo:** Una sección no sobrereforzada cumple $\frac{c}{d} \leq 0.42$ $c = \frac{a}{\beta}$

    Entonces a=11.66 cm, β = 0.85, c=13.72 cm, con lo que c/d=0.091

    Por lo tanto **Utilizar 1 ø 1" @ 0.10 m (longitudinal pantalla)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. Acero por temperatura y contracción

$$AS_{temp} = 0.0018 \cdot Ag$$

Por cada metro Ag= 16000, por lo que As $_{temp}$ = 28.80 cm^2

El ancho es mayor a 15cm colocaremos dos capas As $_{temp}$ = 14.40 cm^{2}Si utilizamos varillas de 5/8" (A=1.98cm^2) la separación S=15 cm.Observación: S no ser mayor a tres veces el espesor del elemento o 45 cmS$_{max}$=480 cm y S$_{max}$=45 cm, 15 cm es menor a ambos, cumple la condición: **Utilizar 1 ø 5/8" @ 0.15 m (temperatura)**

c. Revisiones de diseño de pantalla

- **Revisión por fisuracion por distribución de la armadura** $fsa > fs$

$fsa = \frac{z}{(dc \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6fy$con z= 30591 kg/cm, y$A = \frac{(2dc)b}{nv}$

dc= 8.77cm, b=10cm, la revisión es cada 1 varilla. A=175.4 cm2, se obtiene fsa= 2650.03 kg/cm^2, sin embargo 0.6fy=2520.00 kg/cm^2, no siendo fsa menor a 0.6fy se opta por fsa= 2520.00 kg/cm^2

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$fs = \frac{MsC}{I} n$$

Siendo: Ms= n (1.00M$_{LS}$ + 1.00M$_{EH}$ + 1.00M$_{BR}$) =82.145 tn-m

Para un ancho tributario de S=10 cm tenemos Ms=8.214 tn-m. El área de acero transformado:$Ast = As \cdot nn = \frac{Es}{Ec}$

As=5.1 cm^{2}n= 9.172 (relación modular), con lo que Ast=46.776cm^2

Igualando momentos producidos tanto en compresión como en tracción respecto al eje neutro encontramos que el brazo que ejerce la fuerza de tracción es y= 36.61 cm, a su vez c= 114.62cm.

Del momento de inercia$I_{eje} = I_1 + A \cdot d^2$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Para la sección: $I_{eje} = \frac{b \cdot y^3}{3} + Ast \cdot c^2$

Con b=10 cm, y=36.61cm, Ast=46.78 cm^2, c=114.62 cm, entonces: I_{eje}= 778097.74 cm^4, por lo tanto según la ecuación fs = 1109.82 kg/cm^2, y se comprueba finalmente que fsa= 2520.00 >fs = 1109.82 siendo correcto.

- **Revisión por corte**

La fuerza cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de resistencia 1 con $n=n_D n_R n_1$= 1.0.

$$Vu = n\,(1.75V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.75V_{BR}) = 36.634 \text{ tn}$$

Para el estado límite de Evento Extremo 1 también con $n=n_D n_R n_1$= 1.0

$$Vu = n\,(0.5V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.00V_{EQ} + 0.5V_{BR}) = 79.910 \text{ tn}$$

Siendo el crítico Vu=79.910 tn y la resistencia a corte mayorada es: Vr=ØVn

La Resistencia nominal deberá ser el menor de los dos siguientes valores: $Vn=Vc+Vs+Vp$..(a) y $Vn=0.25 \cdot f'c \cdot bv \cdot dv$+ …(b)

Vs y Vp lo tomaremos como cero.

$Vc=0.53 \cdot \sqrt{(f'c)} \cdot bv \cdot dv$, donde bv es el ancho de diseño de la pantalla y dv es la altura hasta el centroide del acero (mm).

Antes debemos verificar que dv no tiene que ser menor al mayor valor de entre las siguientes dos expresiones: 0.9 dc y 0.72 h, siendo 136.107cm y 115.20 cm respectivamente menores a dv= 145.40 cm, cumpliendose con la condición.

Recordemos que dv es la distancia de la fibra más lejana en compresión al centroide del refuerzo resistente a tracción.

Resolviendo: Vc= 128.949 tn, además Vs= 0.00 tn y Vp = 0.00 tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Con lo que Vn=128.95 tn …ecuación (a) Vn=1017.79 tn …ecuación (b)

Tomando el menor valor se halla que: Vr= 128.949 tn

Debe cumplirse que la fuerza resistente mayorada calculada (Vr) debe ser mayor a la fuerza actuante ultima: $Vr>Vu$

Como Vr= 128.949 tn es mayor que Vu=79.910 tn se acepta el diseño.

3.2.3.2.2 Diseño de cimentación

Con lo asignado: h_{talon}=1.90 m, Longitud del talón= 5.0 m se tiene en total un peso de 22.80 tn/m de longitud en el talón del estribo.Respecto al encuentro entre el talón y la pantalla se encuentra que:

CARGAS ACTUANTES	Carga (Tn)	X (m)	M (Tn-m)
LS	6.036	1.65	9.959
EV (terreno tributario)	93.233	1.87	174.093
DC talón estribo	22.800	2.50	57.000

De acuerdo con los estados limites necesarios para el diseño mencionados al comienzo se encuentra que el momento más crítico es el obtenido en resistencia 1b con $n=n_D n_R n_1$= 1.0

$Mu=n(1.25M_{DC}+1.35M_{EV}+1.75M_{LS})$ = 323.70 tn-m

a. Acero principal en el talón de estribo

Si utilizamos barras de Ø=1” y un recubrimiento r=7.5 cm, se tiene que z=8.77cm y d=181.23 cm, y usando las fórmulas de flexión:

Con b=100 cm f’c=280 kg/cm^2 y f’y= 4200 kg/cm^2 se obtiene a=8.40 cm y As=48.40 cm^2 con una separación S= 15 cm para barras de Ø=1” (A=5.1cm^2).

b. Acero de temperatura y por contracción

$$As_{temp} = 0.0018 \cdot Ag$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Ag= 19000, por lo que As_{temp} = 34.20 cm^2, como el ancho es mayor a 15cm colocaremos dos capas As_{temp} = 17.10 cm^2 Si utilizamos varillas de 5/8" (A=1.98cm^2) la separación S=15 cm. Al igual que en la pantalla S no ser mayor a tres veces el espesor de la sección o 45 cm S_{max}=570 cm y S_{max}=45 cm, 15 cm es menor a ambos… ok! **Utilizar 1 ø 5/8" @ 0.15 m (temperatura)**

3.2.3.2.3 Revisiones de diseño en talón

a. Verificación del acero a colocar en el talón

As mínimo: El acero debe soportar el menor valor entre 1.2Mcr y 1.33Mu. Donde$Mcr = fr \cdot S$

Calculando:

fr= 33.634 Kg/cm2, S = 601666.67cm3, Mcr = 20236296.06 Kg.cm, de donde 1.2Mcr= 24283555.27Kg-cm = 242.83 ton-m.

1.33Mu=430.53tn-m,

Se verificara:$Mu > Menos\ valor\ entre\ 1.2Mcr\ y\ 1.33\ Mu$

Siendo el menor 242.83 tn-m. < 430.53 tn-m se cumple la condición.

As Máximo: Una sección no sobre-reforzada cumple: $\frac{c}{d} \leq 0.42$ $c = \frac{a}{\beta}$Entonces a=8.34 cm, β = 0.85, c=9.81 cm, con lo que c/d=0.054

Por lo tanto **Utilizar 1 ø 1" @ 0.15 m (talón-parte superior)**

- **Revisión por corte**

El cortante actuante en la cara de la zapata para estado de resistencia 1:

Vu= n (1.25V_{DC} + 1.35V_{EH} + 1.75V_{LS}) =164.93 tn

La resistencia a corte mayorada es: Vr=ØVn

Donde ø para concreto armado es 1.0

La Resistencia nominal deberá ser el menor de los dos siguientes

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

valores:=$Vc+Vs+Vp$...(a) y $Vn=0.25\cdot f'c\cdot bv\cdot dv$ …(b) Vs y Vp lo tomaremos como cero.

$Vc=0.53\cdot\sqrt{(f'c)}\cdot bv\cdot dv$, donde bv es el ancho de diseño de la pantalla y dv es la altura hasta el centroide del acero (mm).

Antes debemos verificar que dv no tiene que ser menor al mayor valor de entre las siguientes dos expresiones: 0.9 dc y 0.72 h, siendo 163.11cm y 136.80 cm respectivamente menores que dv= 177.06 cm, cumpliendose con la condición.

Resolviendo: Vc= 168.879 tn, además Vs= 0.00 tn y Vp = 0.00 tn

Vn=168.88 tn de la ecuación (a) y Vn=1239.42 tn de la ecuación (b),

Tomando el menor valor se halla que: Vr= 168.88 tn
Debe cumplirse que la fuerza resistente mayorada calculada (Vr) debe ser mayor a la fuerza actuante ultima: $Vr>Vu$
Como Vr= 168.88 tn es mayor que Vu=164.93 tn, se acepta el diseño.

3.2.3.2.4 Acero en el fondo de la zapata

El máximo esfuerzo “qu” fue de 48.45 tn/m^2 y el momento generado por este en la punta es 176.61 tn-m, por lo que Mu = 176.61 tn-m.

Utilizando aceros de Ø=5/8” con un recubrimiento de r=7.5 cm siendo z=8.295 cm se calcula que de= 160-8.295=181.71 cm.

Se desea tener simetría con el acero superior de la zapata (talon) por lo que se propone Ø=5/8” @ 0.15m, por lo que el acero total por metro de longitud seria: 33.40 cm^2/m.

Despejando de , a=5.894 cm, calculemos el momento Mu

$Mu=As\cdot\emptyset fs\cdot f'(de-a/2)$ = 250.76 tn-m.

Debe cumplir: Mu calculado>Mu solicitado, y como 176.61tn-m es el solicitante, este es menor que 250.76 tn-m (actuante), siendo aceptable.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2.3.2.5 Revisión de diseño en el fondo de la zapata

- **Verificación del acero a colocar en el fondo de la zapata**

  As mínimo: El acero debe soportar el menor valor entre 1.2Mcr y 1.33Mu. Calculando:

  fr= 33.634 Kg/cm2, S = 601666.67 cm3, Mcr = 20236296.06 Kg.cm, de donde 1.2Mcr= 24283555.27 Kg-cm = 242.84 ton-m.

  1.33Mu=234.89 tn-m,

  Se verificara:$Mu > Menos\ valor\ entre\ 1.2\ Mcr\ y\ Mu$

  Siendo el menor 234.89 tn-m<250.76 tn-m (propuesto) OK.

  As Máximo: Una sección no sobre-reforzada cumple:$\frac{c}{d} \leq 0.42 \quad c = \frac{a}{\beta}$

  Entonces a=5.89 cm, β = 0.85, c=6.93 cm, con lo que c/d=0.04Por lo tanto **Utilizar 1 ø 1" @ 0.15 m (talón-parte superior)**

- **Revisión por corte**

  Sea el peralte efectivo dv=178.76 cm asignado así debido al acero que propusimos colocar, se comprobara que no sea menor al mayor valor entre las siguientes dos expresiones: 0.9 dc y 0.72 h, siendo 163.53cm y 136.80cm respectivamente ambos menores que dv, cumpliéndose con la condición.La fuerza cortante ultima se tomara a una distancia dv de la cara de la pantalla.

  $$Vu = qu(Lpunta - dv) = 44.21\ tn/m$$

  La fuerza cortante resistente mayorada es: Vr = ØVn con Ø=1.0

  Vn llamada resistencia nominal será la menor de las siguientes ecuacionesVn=Vc+Vs+Vp..(a) y Vn=0.25·$f'\,c$·bv·dv+ …(b)

  De la ecuación a asignamos que Vs= 0.00 tn y Vp = 0.00 tn y con Vc=0.53·√($f'\,c$)·bv ·dv, para lo cual bv=100 cm se tiene que Vc=158.53 tn, asi se obtiene que Vn= 158.53 tn, para la ecuación b, Vn=1251.31 tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Siendo el menor valor de ambos Vn= 158.53 tn

Se tiene que Vr= Vn= 158.53 tn

Además debemos de comprobar que $Vr>Vu$

Como Vn=158.53 tn > Vu=44.21 tn , el diseño es aceptable.

3.2.3.2.6 Diseño del dentellón

Se coloco un dentellón de h=1.50 m.La fuerza máxima sobre el dentellón es la fuerza de empuje horizontal del terreno Eh=101.93 tn/m, que produce un momento M= 12.23 tn-m en el encuentro dentellón – base de la zapata.Tanto en el estado límite de evento extremo 1 como de resistencia 1 el factor de carga para la fuerza horizontal ocasionada por el empuje de terreno es 1.5, por lo que Mu=1.50*12.23=18.35 tn-m.

Para h= 150 cm, r= 7.5 cm se tiene z= 8.293 cm si usamos Ø=5/8". Con b=100 cm, d=120-8.3=111.7 cm se tiene a=0.77 cm y As=4.36 cm^2Entonces se tendría refuerzoØ=5/8" con S= 1.98/4.36= 0.45 m.

3.2.3.2.7 Revisiones

- **Verificación del acero a colocar**

As mínimo: El acero debe soportar el menor entre 1.2Mcr y 1.33Mu.

fr=33.634 Kg/cm2, S=240000.0 cm3, Mcr=12612750 Kg.cm

De donde 1.2Mcr= 15135300 Kg-cm = 151.35 tn-m.

De 1.33Mu=24.40 tn-m,

Se verificara:$Mu > Menor\ valor\ entre\ 1.2\ Mcr\ y\ Mu$

Siendo el menor 24.40 tn-m >18.35 tn-m (propuesto), NO cumple condición. Aumentando el acero a As=10 cm^2 se tiene que a=1.76 cm, se tiene que Mu=41.88 tn-m y este valor es mayor a 24.4 cumpliéndose la condición, por lo que se usara Ø=5/8" con S=1.98/10= 0.20m

As Máximo: Una sección no sobre-reforzada cumple:$\frac{c}{d} \leq 0.42 \quad c = \frac{a}{\beta}$

Entonces a=1.76 cm, β = 0.85, c=2.07 cm, con lo que c/d=0.02Por lo tanto **Utilizar 1 ø 5/8" @ 0.45 m (dentellón)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

3.2.3.2.8 Acero por temperatura

$$As_{temp} = 0.0018 \cdot Ag$$

Ag= 6000 cm^2, por lo que As $_{temp}$ = 10.8 cm^2

Si utilizamos varillas de 1/2" (A=1.27cm^2) la separación S=15 cm.

Utilizar 1 ø 1/2" @ 0.15 m (temperatura)

3.2.4 Diseño de otros elementos

3.2.4.1 Diseño de los dispositivos de apoyo

a. Definicion

Dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura del puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones. Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, de viento, sismo, frenado, fuerza centrífuga. Los desplazamientos transversales y longitudinales, y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas.

b. Tipos de dispositivos

Pueden ser clasificados como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos translacionales. Los de expansión permiten movimientos translacionales y rotaciones. Para nuestro puente se utilizara la segunda opción, dsipositivos de expansión.

c. Apoyos de elastómeros

En puentes de tramos medio a corto, donde las cargas son bajas, es posible utilizar elastómeros simples. Para cargas sustanciales es posible reforzar el elastómero con acero (zunchos) o fibra de vidrio. Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

c.1) Dispositivos de elastómero Freyssinet

a. **Semi-recubiertos:** Se realizan por cortes de placas madres de grandes dimensiones. Los cantos de los zunchos son aparentes en las caras laterales y están protegidos contra la corrosión con la ayuda de un revestimiento especial a base de resinas epóxicas.
b. **Recubiertos:** Se realizan por moldeado individual. Los cantos no aparentes de los zunchos están protegidos contra la corrosión por una capa de elastómero de 5 mm de espesor medio, vulcanizado en la fabricación. Se designan por sus dimensiones en planta (mm) seguidas por el espesor total (mm).

Figura III - 45 Tipos de dispositivos

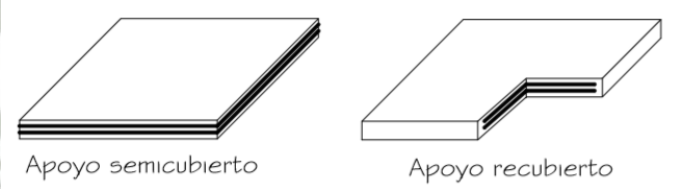


Figura III - 46 Espesores de placas de elastómero y de zunchos usuales

$t_{elastóm}$ (mm)	t_{zuncho} (mm)
8	2
10	3
12	3
15	4

A. Diseño de dispositivo de apoyo

Tipo de dispositivo	De expansión reforzado con acero	
Carga muerta	65	ton
Carga viva	35	ton
Longitud de viga	15	m
ancho de viga	0.35	m
rotacion maxima de extremo de viga	0.007	radianes
variacion maxima por temperatura	23	°C
Acortamiento por postensado	1	cm
contraccion del concreto	0.2	cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Placas de refuerzo	36	Ksi
Fy	2531	Kg/cm2

Area de elastómero

PD = 65000 KgPL = 35000 KgPT = 100000 Kg

a. Requerimientos de diseño

Para apoyos sujetos a deformación cortante

$\sigma_s \leq 1.66 \cdot GS \leq 112\ Kg/cm^2$ $\sigma_L \leq 1.66 \cdot GS$

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s}$$

σ_s = 112 Kg/cm^2 A_{req}= 892.86 cm2

W = 35 cm L = 25.51 cm = 30 cm Area = 1050 cm2

1050 cm2 > 892.86 cm2… Es correcto

b. Factor de forma de una capa "S" (Minimo, para apoyos rectangulares)

Carga total $\sigma_s \leq 1.66 \cdot GS \leq 112\ Kg/cm^2$

G = 12 Kg/cm2

$S_T \geq \frac{\sigma_S}{1.66 \cdot G}$ $S_T \geq 4.78$…(1)

$\sigma_s \geq \frac{P_T}{A}$ σ_s = 95.24 Kg/cm2

Carga viva $\sigma_L \geq 0.66 \cdot GS$

$S_L \geq \frac{\sigma_L}{G}$ $S_L \geq 2.778$…(1)

$\sigma_L \geq \frac{P_L}{A}$ σ_L = 33.33 Kg/cm2

Entre (1) y (2) el minimo es S = 2.78

c. Grosor de una capa interior de elastómero

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$S_i \geq \frac{L.W}{2h_{ri}.(L+W)}$ $h_{ri} \leq \frac{L.W}{2S_i.(L+W)}$

Carga total $h_{ri} \leq$ 1.689 cm

Carga Viva $h_{ri} \leq$ 2.908 cm

Grosor de capa interior adoptado=1.65 cm = 16.5 mm

Con este grosor de capa interior el factor de forma es:$S = \frac{L.W}{2h_n.(L+W)}$= 4.89

Por lo tanto 5.05> 4.89… es correcto

d. Numero de capas interiores de elastómero

Los apoyos rectangulares satisfacen requerimientos de levantamiento si:

$\sigma_s > GS\left(\frac{\theta_S}{n}\right)\cdot\left(\frac{B}{h_n}\right)^2$ $n > \left(\frac{GS\theta_S}{\sigma_S}\right)\cdot\left(\frac{B}{h_n}\right)^2$

θ_S: Rotación de servicio máxima debido a las carga totaln = 1.57

Apoyos rectangulares con deformación por cortante cumplirán

$\sigma_s < 1.875\cdot GS\left[1-0.20\left(\frac{\theta_S}{n}\right)\cdot\left(\frac{B}{h_n}\right)^2\right]$ $n > -0.20\cdot\theta_S\frac{\left(\frac{B}{h_n}\right)^2}{\left(\frac{\sigma_S}{1.875\cdot GS}-1\right)}$

n = 3.42

Adoptamos n = 4. Por lo tanto se usara 4 capas interiores de 16.5 mm c/u

Se usara 2 capas exteriores de 11 mm cada una (11 mm < 70% 12 mm)

e. Grosor total del elastómero

El grosor total del elastómero es de 88 mm

Acortamiento de viga por temperatura α = 10.8 x 10^{-6} (concreto)

Δt =23 °C L = 1500 m $\Delta temp$ = 0.373 γ = 1.887

f. Deformacion por cortante

$h_{rt} \geq 2\cdot\Delta_s$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

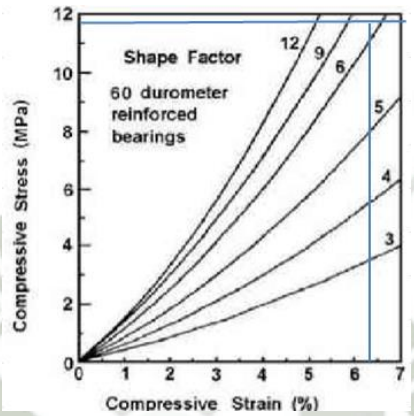
Donde: h_{rt}= 8.6 cm $2 \cdot \Delta_s = 3.77\ cm$

8.8 cm > 3.77 cm … es correcto

g. Capacidad rotacional del apoyo

Deflexion instantánea por compresión

ε =0.062 σ_s =95.24 Kg/cm2 = 10.896 MPa S= 7.5



$\delta = \sum \varepsilon_1 h_{ri}$ = 0.409 cm

Capacidad rotacional del apoyo $\theta_{max} = \frac{2.\delta}{L}$ = 0.027 rad

h. Estabilidad del apoyo del elastómero

Los apoyos se consideran estables si satisfacen

$A = \frac{1.92\frac{h_{rt}}{l}}{\sqrt{1+\frac{2L}{W}}}$ $B = \frac{2.67}{(S+2)\left(1+\frac{L}{4W}\right)}$ A = 0.342 B = 0.231

El apoyo será estable si $2A \leq B$

Los apoyos rectangulares que no cumplen la ecuación anterior debe cumplir: $\sigma_s \leq \frac{GS}{2A-B}$

95.24 Kg/cm2 <199.01 Kg/cm2… es correcto

i. Calculo de placas de refuerzo en el elastómero

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

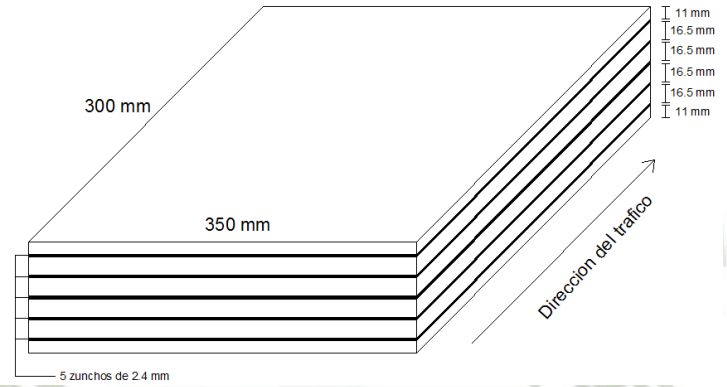
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En el estado limite de servicio $h_s \geq \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_s}{F_y}$ = 0.186 cm

En el estado limite fatiga $h_s \geq \frac{2 \cdot h_{max} \cdot \sigma_L}{\Delta \cdot F_{TH}}$ =0.065 cm $\Delta \cdot F_{TH}$= 1683 Kg/cm2

Adoptamos h_s= 2 mm =0.24 cm 0.24 cm > 0.135 cm… es correcto Se usara 5 placas de 24 mm . Por lo tanto el espesor total del apoyo será de 100 mm y será como sigue.

Figura III - 47 Diseño de dispositivo de apoyo



Fuente: Elaboracion propia

3.2.4.2 Diseño de losa de aproximación

Se usara dos losas de transición a cada extremo del puente con el fin de dar solución a la continuidad del puente y unir este con el resto de la carretera de acceso al puente.Esta losa tiene 5 m de longitud (sentido paralelo al trafico) y 8.20 m (sentido perpendicular al trafico) de modo que coincida con el ancho de vía del puente sin tomar en cuenta las veredas y barreras de concreto.

a. Propiedades estructurales básicas:

Resistencia a la compresión f'c = 280 Kg/cm^2 = 3982 psi

Módulo de ruptura $MR = 9 \cdot \sqrt{f'c} = 9 \cdot \sqrt{3982} = 567.93$ psi

Modulo de la subrasante k=200 psi (ya que no se cuenta con estudios para determinar este valor es que se toma un valor estimado y a criterio según los siguientes parámetros donde asumimos que el suelo es de buena calidad y de soporte alto).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura III - 48 Valores de K segun tipo de suelo

Tipos de Suelo de Subrasante y Valores Aproximados de k

Tipo de Suelo	Soporte	Valores k, pci
Suelos de grano fino con prodominio de limos y arcillas.	Bajo	75-120
Arenas y mezclas de arena-gravas, con moderadas cantidades de limos y arcillas	Mediano	130-170
Arenas y mezclas de arena-gravas, relativamente libre de plásticos finos	Alto	180-220
subbases tratadas con cemento	Muy alto	250-400

Fuente: Manual de PCA

b. Área de contacto

La longitud será tomada en cuenta mediante la sgte formula: $\mathrm{I} = 0.00228 \cdot \gamma \cdot \mathrm{P}$

Sin embargo la determinación de P (carga total en el eje) seria 72.5 KN (Según la carga y la geometría del camión de diseño HL-93). Asi mismo el factor que corresponde a carga viva es igual a 1.

Por consiguiente $\mathrm{I} = 0.00228 \cdot (1) \cdot (72.5) \quad => \quad I = 0.1653\ m$

En tal sentido el área de contacto que se asumiría con un ancho de 0.5º m se determina: $\mathrm{A_{contacto}} = (0.50) \cdot (0.1653) \quad => \mathrm{A_{contacto}} = 0.083\ m^2 = 128\mathrm{plg}^2$

c. Espesor de losa

Para la determinación del espesor de la losa de aproximación primero se halla el esfuerzo admisible de ésta con la siguiente formula: $\sigma_{\mathrm{adm}} = \frac{\mathrm{MR}}{\mathrm{FS}}$

Dónde: $\sigma_{\mathrm{adm}} = \text{Esfuerzo admisible a flexion del concreto}$

MR = Modulo de ruptura (567.93 psi)

FS = Factor de seguridad adoptado (2.4)

Entonces $\sigma_{\mathrm{adm}} = 236.34\ \mathrm{psi}$

Para la obtención del esfuerzo por 1000 lb de eje de carga se divide el valor hallado entre el peso total en el eje (anteriormente hallado), como sigue:

$$\sigma_{\mathrm{x1000}} = \frac{\sigma_{\mathrm{adm}}}{peso\ en\ el\ eje}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

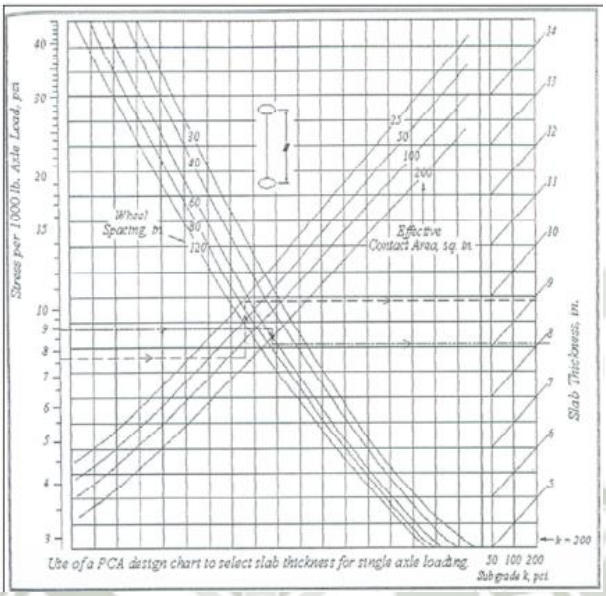
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Peso en el eje=(72.5 KN)*2 = 145 KN = 145KN*(0.225Klb)/1KN = 32.63 Klb

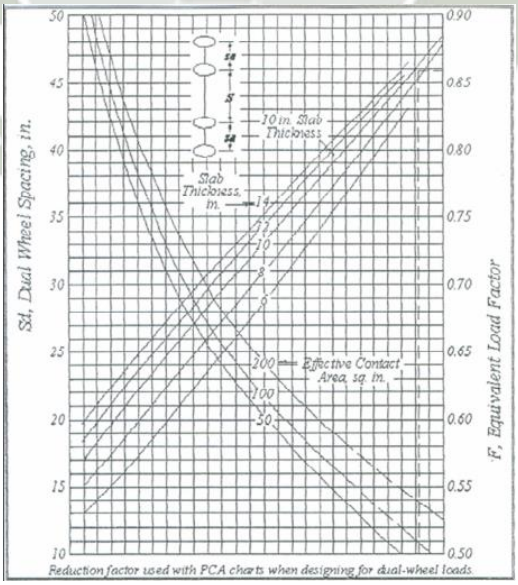
Entonces: $\sigma_{x1000} = \frac{236.34}{32.63} = 7.243 \frac{\text{psi}}{1000\text{lb}}$

Con este valor se ingresa al abaco un espesor de losa de 9.3”= 23.6 cm.



Fuente: Manual de PCA

El abaco permite tener valores para una sola rueda, pero para la determinación de la acción de 2 ruedas es necesario colocar el valor de la carga total en el eje multiplicado por un determinado factor que se hallara con el siguiente abaco.



Fuente: Manual de PCA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Del cual se obtiene un $F_{reduccion} = 0.81$

De lo que se obtiene un nuevo valor del peso del eje 32.63*0.81= 26.43 Kips.

$$\sigma_{x1000} = \frac{\sigma_{adm}}{peso\ en\ el\ eje} => \sigma_{x1000} = \frac{236.34}{26.43} = 8.942\ \frac{psi}{1000lb}$$

Por lo tanto el nuevo espesor es 8.0"=20.3 cm = 20 cm. Yel módulo de sección es: $S = \frac{b \cdot t^2}{6} => S = \frac{100 \cdot 20^2}{6} => S = 6666.67\ cm^3$

Calculo de momento:

$$M = S \cdot \sigma_{adm} => M = 6666.67 \cdot 236.34 \cdot 0.07032 \cdot 2 => M = 221592.384\ Kg.cm$$

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} => Ku = \frac{221592.384}{100 \cdot 17.5^2} = 7.235$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0.0024 \cdot 100 \cdot 17.5 = 4.2\ cm^2$$

Si utilizamos varillas de La separación del acero será:

$$S = \frac{0.71}{4.2} = 0.17\ cm$$

Entonces: **Utilizar ∅ 3/8" @ 20 cm (ambas direcciones sup. e inf.)**

3.2.4.3 Diseño de barrera de concreto

1. **Tipo de barrera de concreto o parapeto a usar**

Se propone barrera de New Jersey. Cabe destacar que el diseño se autoriza después de demostrar que es satisfactorio a través de pruebas de choque. Si se realizan modificaciones menores a modelos ya probados, que no afectan su resistencia, pueden utilizarse sin las pruebas de impacto requeridas.

2. **Metodología y diseño**

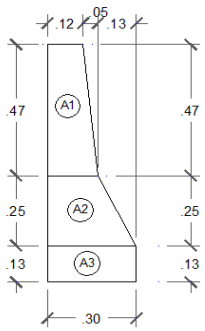
A) Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (Mw)

El refuerzo horizontal en la cara vertical de la barrera (en este caso 4Ø3/8").Para determinar el momento resistente se dividirá la sección de barrera en tres partes: A1, A2 y A3, tal como se observa en el gráfico.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



Con:

f'c = 280 Kg/cm^2 fy = 4200 Kg/cm^2

De manera simplificada si trabajamos con un área rectangular equivalente, tenemos:

$A_1 = 682.5\ cm^2$ $A_2 = 587.63\ cm^2$

$A_3 = 390.45\ cm^2$ $A_T = 1660.58\ cm^2$

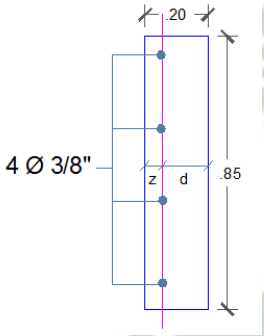
Para una altura de barrera de 0.85 m, se tendrá un grosor de:

$$h = \frac{1660.58\ cm^2}{85\ cm} = 19.54\ cm$$

z = recub + Ø + Ø/2 = 2" + ½" + (3/8")/2 = 2.6875" = 6.83cm

d =19.54 – 6,83 = 12.70 cm

As = 4Ø3 / 8" = 4(0.71cm^2) =2.84 cm^2



$$a = \frac{A_S \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{2.84(4200)}{0.85(280)(85)} = 0.59\ \text{cm}$$

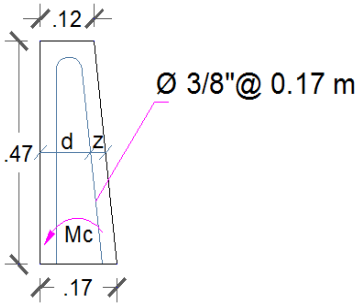
$$M_u = \emptyset A_S f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0(2.84)(4200)(12.70 - \frac{0.59}{2})$$

$$M_u = 147.966\ \text{Kg} - \text{cm} = 1.48\ \text{Tn} - \text{m}$$

$$\mathbf{M_w = M_u = 1.48\ Tn - m}$$

B) Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc)

Se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el momento de flexión negativo.Éste produce esfuerzos de tensión en la cara inclinada de la barrera, determinandoel refuerzo de la barrera para esa cara.



Utilizando1Ø3/8"@0.17m

(As=0.71cm²/0.17m= 4.17 cm²/m)

considerando fajas de 1m de ancho

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Seccion A1:

z = recub + Ø/2 = 2" + (3/8")/2 = 2.18" = 5.53cm

d = h-z =14-5.53=8.47 cm

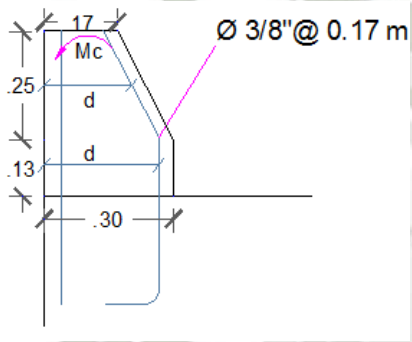
$$a = \frac{A_S \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{4.17(4200)}{0.85(280)(100)} = 0.736 \text{ cm}$$

$$M_{c1} = \emptyset A_S f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0(4.17)(4200)\left(8{,}47 - \frac{0.736}{2}\right) => M_{c1} = 1.42 \text{ Tn} - \text{m}$$

Seccion A2:

$$d = \left(\frac{17 + 30}{2}\right) - 5.53 = 17.97 \text{ cm}$$

$$M_{c2} = \emptyset A_S f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0(4.17)(4200)\left(17.97 - \frac{0.736}{2}\right) => M_{c2} = 3.08 \text{ Tn} - \text{m}$$



Seccion A3:

d = 30 cm – 5.53 cm = 24.47 cm

$$M_{c3} = \emptyset A_S f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0(4.17)(4200)(24.47 - \frac{0.736}{2}) => M_{c3} = 4.22 \text{ Tn} - \text{m}$$

El momento promedio es:

$$M_c = \frac{1.42(0.47)+3.08(0.25)+4.22(0.13)}{0.85} = 2.34 \text{ Tn- m}$$

C) Longitud crítica de la línea de rotura (Lc) según el patrón de falla

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \left(\frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}\right)} => \frac{1.22}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.22}{2}\right)^2 + \left(\frac{8 \cdot 0.85(0 + 1.48)}{2.34}\right)} = 2.77 \text{ m}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Siendo:

Lt = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto Ft= 1.22m, para el nivel TL-2 (Tabla A13.2-1)

H = altura de la barrera = 0.85m

Mb = resistencia flexional adicional en la parte superior del muro= 0

Mw = resistencia flexional de muro respecto a su eje vertical=1.48 T-m

Mc = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al ejelongitudinal del puente= 2.34 T-m

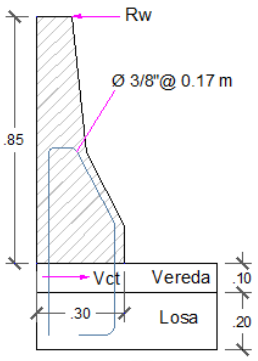
Lc = longitud crítica de la línea de rotura en el patrón de falla

D) Resistencia nominal a la carga transversal Rw

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right)\left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_C^2}{H}\right) => \left(\frac{2}{2 \cdot 2.68 - 1.22}\right)\left(8(0) + 8(1.48) + \frac{2.34(2.77)^2}{0.85}\right)$$

$$R_w = 15.92\ T > F_t = 12.25\ T \ldots \text{ correcto}$$

E) Transferencia de cortante entre la barrera y la losa



Cortante actuante

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H} => V_{ct} = \frac{15.92\ T}{2.68 + 2x0.85} = 3.635\ T/m$$

Cortante resistente

$$V_n = cA_{cv} + \mu\left(A_{vf}f_y + P_c\right) \leq 0.2f'cA_{cv}$$

Dónde:

Acv = 30cm x 100cm = 3000cm²

Avf= Ø3/8"@0.17=0.71cm²/0.17m = 4.176cm²/m

c = factor de cohesión = 0.52MPa = 5.3kg/cm² (Caso 3)

μ = 0.6λ = 0.6(1.0) = 0.6 (Caso 3)

cf = 280 kg / cm

fy = 4200 kg / cm

Pc = peso de la baranda = 0.202875m² x 2400kg/m² = 487kg

En 1m de ancho de barrera:

$$V_n = 5.3(3000) + 0.6(4.176 \cdot 4200 + 487)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$V_n = 26.715\ T \leq 210\ T = 26.715\frac{Tn}{m} > V_{ct} = 3.635\frac{Tn}{m}$$

F) Chequeo del Dowel

$$A_{vf} \geq \frac{0.35 b_v}{f_y} \Rightarrow A_{vf} \geq \frac{0.35 \cdot 300\ mm}{412\ MPa} = 2.55\ cm^2/m$$

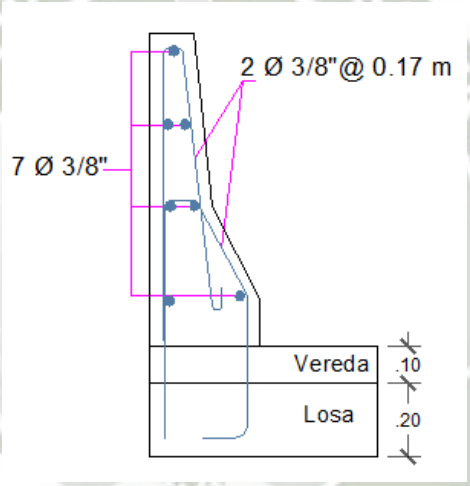
$$1Ø3/8"@0.17 = \ 4.176\ cm2/m > 2.55\ cm2/m$$

G) Longitud de anclaje $l_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f'c}}$

Siendo: db =3/8" = 9.525mm f'c= 280kg/cm² = 27.46MPa

$$l_{hb} = \frac{100(9.525)}{\sqrt{27.46}} = 188\ mm = 18.8\ cm$$

Figura III - 49 Diseño de parapeto



3.2.4.4 Diseño de las veredas

Usando Sap2000 se obtienen máximos momentos de diseño. Para cuando la altura de la vereda es h=0.10 cm → d=7 cm, b=100

Sentido perpendicular al tráfico $M_{min}(-)$ = - 0.46 tn-m y $M_{max}(+)$=0.15 tn-m

Sentido paralelo al tráfico: $M_{min}(-)$=-0.22 tn-m y $M_{max}(+)$= 0.77 tn-m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla III - 71 Diseño de vereda para h=10 cm

Mu Tn-m	As cm2	a cm	Ø	Acero maximo		Acero minimo				Diseño final
				c/d	Si c/d<0.42	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu	Acero minimo	
0.46P	1.77	0.31	3/8	0.05	Ok	0.67	0.61	necesita mas acero	3.38 cm2	Ø3/8"@0.30
0.77 L	3.02	0.05	3/8	0.01	OK	0.67	1.02	Acero suficiente	-	Ø3/8"@0.25

Fuente: Elaboración propia

Cuando la altura llega a la vereda es de h=30 cm → d= 20 cm, b=100 cm

Perpendicular al tráfico: Mmin(-) = - 0.91 tn-m , Mmax(+) = 0.23 tn-m

Paralelo al tráfico: Mmin(-) = - 0.24 tn-m , Mmax(+) = 0.90 tn-m

Tomando los máximos para conformar una sola malla:

Tabla III - 72 Diseño de vereda h=30 cm

Mu Tn-m	As cm2	a cm	Ø	Acero maximo		Acero minimo				Diseño final
				c/d	Si c/d<0.42	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu	Acero minimo	
0.91P	1.22	0.21	3/8	0.58	Ok	6.05	1.21	Se necesita mas acero	1.61 cm2	Ø3/8"@0.40
0.90 L	1.20	0.20	3/8	0.59	OK	6.05	1.20	Se necesita mas acero	1.58 cm2	Ø3/8"@0.45

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO IV

Análisis y diseño de P. Presforzado - Postensado

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4 CAPITULO IV: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE PRE-ESFORZADO POSTENSADO

4.1 Análisis estructural para puente Pre-esforzado - Postensado

4.1.1 Introducción al Pre-esfuerzo

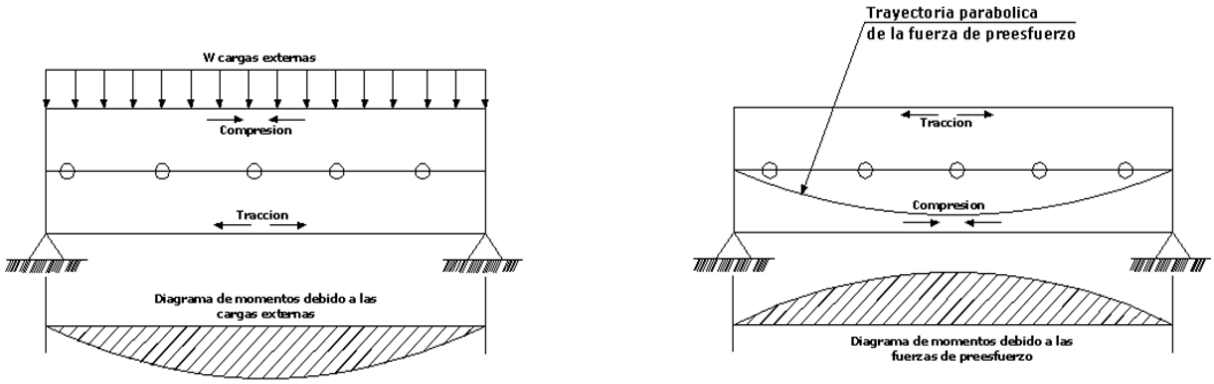
4.1.1.1 El Pre-esforzado.

La idea fundamental del sistema de pre-esforzado es inducir en los elementos del concreto deformaciones y esfuerzos que contrarresten las deformaciones y los esfuerzos producidos sobre el concreto por las cargas externas, este proceso se llevara a cabo aplicando una fuerza externa de compresión sobre el concreto antes de que este sea sometido a las cargas de servicio.

4.1.1.2 Características del concreto pre-esforzado

El concreto pre-esforzado esta compuesto por concreto estructural usualmente de alta resistencia (f'_c>280kg/cm^2) y tendones de acero de alta resistencia (f_{py}>16000 kg/cm^2) que se agrupan para formar cables, Antes de la aplicación de las cargas externas, los tendones se tensionan contra el concreto, en consecuencia está sometido a esfuerzos de pre compresión. También se emplean barras de acero no tensionado (fy=4200 kg/cm2). Es de notarse que la trayectoria del cable de pre-esfuerzo es la que mejor contrarresta el efecto de las cargas externas, consideradas uniformemente repartidas, produciendse diagramas de momentos parabólicos.

Figura IV - 1 DMF originado por la trayectoria parabólica de la fuerza de pre-esfuerzo



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

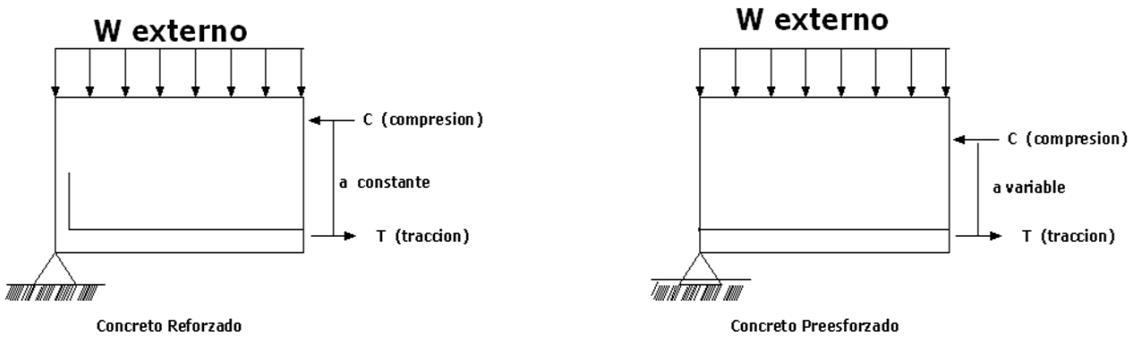
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.1.3 Comparación entre el concreto reforzado pre-esforzado

Teniendo en cuenta que existe un par de fuerzas dentro de una sección de concreto producido por la compresión (C) y tracción (T) que están separadas una distancia (a) que funciona como brazo de palanca se tiene que:

En el concreto reforzado: El brazo interno (a) permanece constante mientras las fuerzas de tracción en el acero varía de acuerdo a las solicitaciones, en el concreto pre-esforzado: La fuerza del pre-esfuerzo permanece constante mientras el brazo de palanca (a) varia con las solicitaciones

Figura IV - 2 Secciones de concreto reforzado y pre - esforzado



Es de notarse que una fuerza de pre-esfuerzo constante significa un mejor comportamiento del acero de pre-esfuerzo sometido a esfuerzos de fatiga.

4.1.1.4 Ventajas y desventajas del concreto pre-esforzado

A. Ventajas: Vista desde diferentes puntos se puede resumir en:

a. **En cuanto a la Utilidad:** Soportan cargas más pesadas, debido a las resistencias más elevadas de los materiales empleados además la estructura se agrietara con mucha dificultad bajo cargas de servicio por lo que la vida útil aumenta.

b. **En cuanto a la Seguridad**: La resistencia del producto se asegura desde el momento del pretensado o postenzado, por este sistema se aumenta la capacidad de carga y se disminuye la sección del elemento.

c. **En cuanto a la Economía:** Se usaran menores cantidades de materiales de acero y concreto para soportar las mismas cargas que el concreto reforzado.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

d. En cuanto al diseño de la estructura pre-esforzada

Eficiencia en la utilización del concreto, reducción de secciones hasta en un 30%, reducción del acero de refuerzo a cantidades mínimas, aligeramiento de la estructura, menos peso de cimentaciones, disminuyen los efectos de sismo.

B. Desventajas

Para elementos pretensados se requerirían transporte y montaje, esto puede ser desfavorable si la planta se encuentra a mucha distancia de la obra.

Mayor inversión inicial.Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc.). Planeación cuidadosa del proceso constructivo.

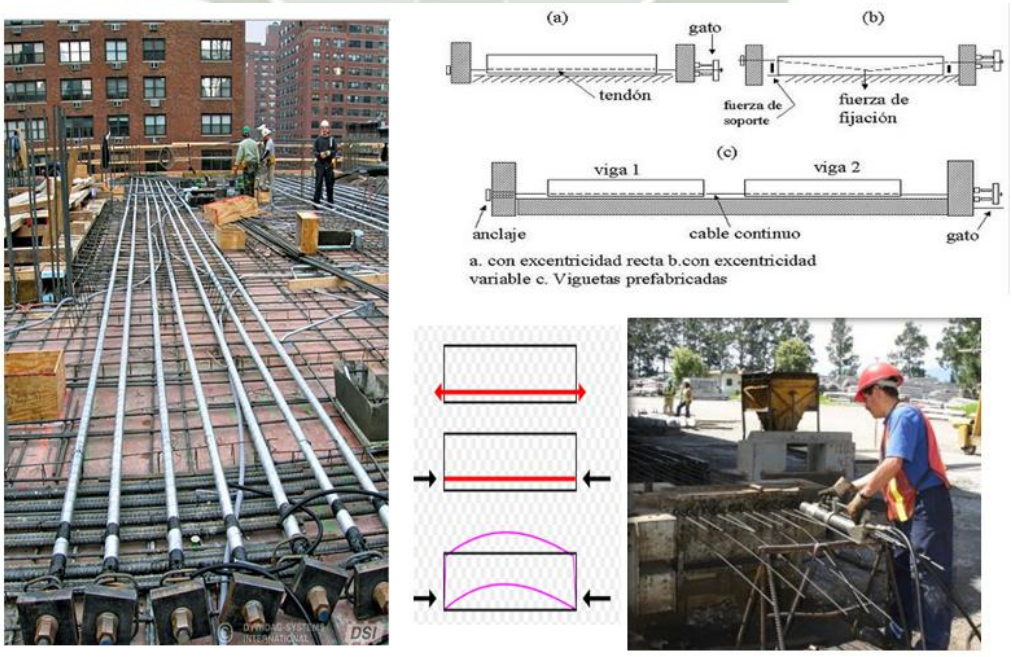
4.1.2 Tipos de pre-esfuerzo

4.1.2.1 Según el instante donde se efectúa la transferencia de la fuerza sobre el concreto

A. Concreto pretensado: En este tipo de concreto se efectúa inicialmente el tensionamiento del acero de pre-esfuerzo y posteriormente se funde el concreto, es el procedimiento ideal para elementos prefabricados.

a. Usos: Su uso es exclusivo para losas con grandes luces.

Figura IV - 3 Características del pre-esforzado



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

B. Concreto postensado: Aquí se colocan ductos metálicos a través de ellos se enhebran cables de acero de pre-esfuerzo, posteriormente se funde el concreto y una vez este alcanzada su resistencia deseada, se tensiona cada uno de los cables desde los anclajes, tras el tensionamiento se inyectan mortero de cemento dentro del ducto con el fin de garantizar adherencia entre el acero de pre-esfuerzo, el ducto de concreto y el concreto circundante.

a. Usos

Se usa con mucha más frecuencia en la construcción de:

- Puentes construidos en voladizos.
- Puentes Empujados.
- Puentes vaciados in situ con grandes luces.

Figura IV - 4 Características de los cables de Postensado en un puente

4.1.2.2 Según la adherencia:

A. Pre-esforzado adherido.- Posible cuando existe adherencia entre el acero de pre-esfuerzo y el concreto circundante, en el caso del pretensado es siempre adherido y en el postensado será adherido cuando se inyecta mortero en el conducto una vez transferida de fuerza.

B. Pre-esforzado no adherido.- En este tipo de concreto no existe adherencia entre el acero de pre-esfuerzo y el concreto circundante, cada incremento de carga es resistido por el cable en toda su longitud.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.2.3 Según el estado final de esfuerzos sobre el concreto

A. Pre-esforzado total: Llamado así cuando el concreto esta sometido a esfuerzos de compresión para todos los estados posibles de carga

B. Pre-esforzado parcial: Cuando se aceptan tracciones en el concreto, que se divide en pre-esforzado parcial limitado y parcial ilimitado.

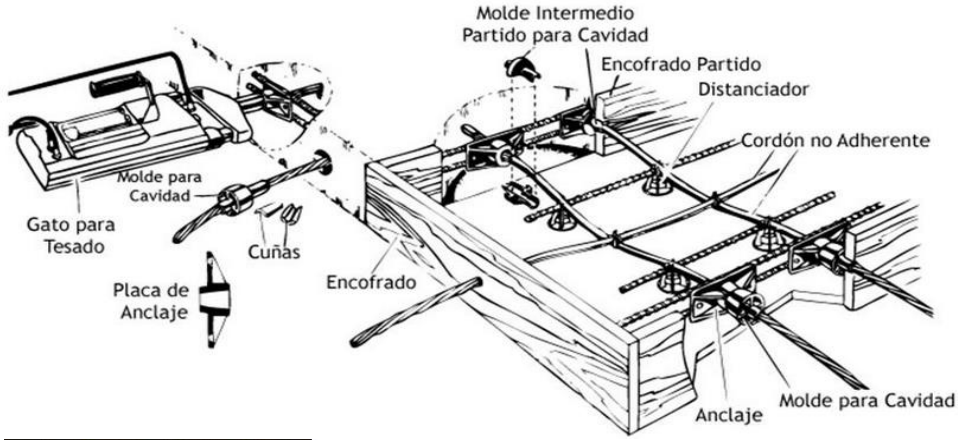
4.1.3 Elementos y materiales que componen al sistema del pre-esforzado

4.1.3.1 Elementos

- Molde de posición, Cuñas, anclaje estándar o anclaje encapsulado.
- Cable o tendones, Separadores o sillas

Se escogerá entre los elementos descritos según sea aplicada la fuerza de pre-esfuerzo (pretensado o postensado)

Figura IV - 5 Elementos que componen al sistema de Pre-esforzado



4.1.3.2 Materiales, equipos y herramientas a usarse en el pre-esforzado.

- Moldeadora, moldes
- Maquina insertadora, Máquina para marcado.
- Cortadora universal.
- Placas alveolares de forjado y cerramiento, medias placas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 6 Materiales equipos y herramientas a usarse en el pre-esforzado

Placas alveolares para cerramiento

Gato hidráulico mecánico

Maquina insertadora de cables

Cortadora Universal

Maquina moldeadora de presiones

4.1.4 Elección del tipo de sistema del pre-esforzado a utilizar

El sistema elegido es el sistema de pre-esfuerzo **postensado** debido a que:

- Más eficaz para grandes luces pues permite integridad estructural por la continuidad de la losa y los cables, con un buen desempeño sísmico.
- Mas eficiente porque se le da forma a la trayectoria del acero de pre-esfuerzo generando fuerzas distribuidas que contrarrestan a las fuerzas producidas por cargas externas.
- Tiene mayor flexibilidad en el diseño, la excentricidad del cable de pre-esfuerzo define su fuerza total pues si está bien ubicada los esfuerzos no sobrepasaran a los admisibles.
- Ahorra el concreto, acero de refuerzo, mano de obra y encofrados, asi como bajos requerimientos de mantenimiento.
- Acorta significativamente plazos de ejecución de la obra tradicional gracias rápidos y eficientes programas de construcción.

4.1.5 Esfuerzos producidos por las fuerzas de pre-esfuerzo

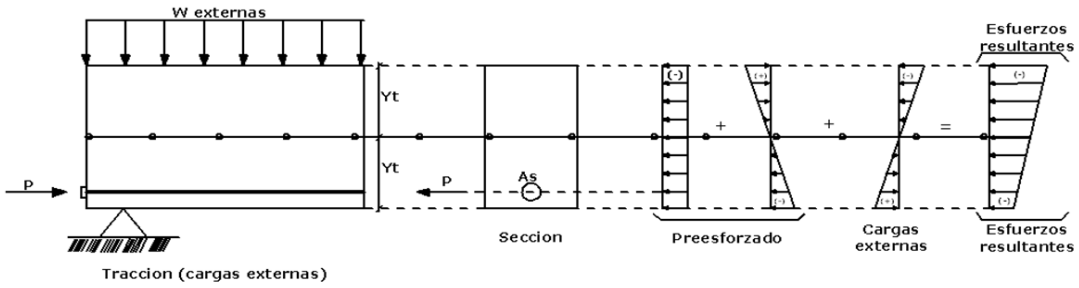
En la figura siguiente se muestran los diversos esfuerzos a los que es sometida una sección pre-esforzada, en donde las cargas externas y la fuerza de pre-esfuerzo (Pe) excéntrica producen tracción y compresión en sentidos contrarios originando que por el pre-esfuerzo se produzcan compresiones donde se producían tracciones por cargas externas, eliminando o limitando así el valor del esfuerzo resultante a tracción.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

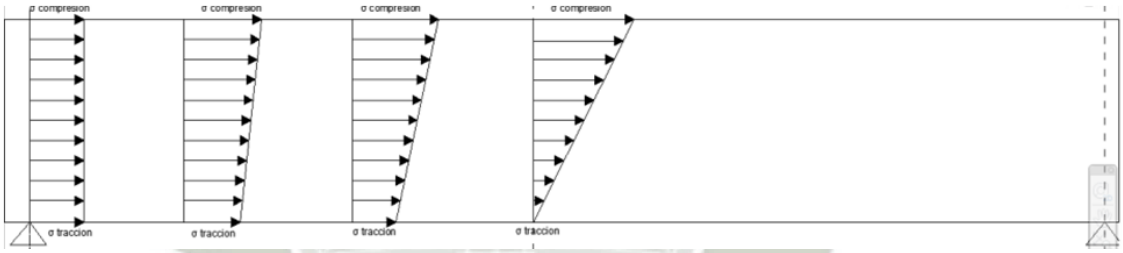
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 7 Superposición de esfuerzos en sección pre-esforzada



Los esfuerzos a lo largo de la viga variaran, en el centro de la luz la tracción es máxima nesecitando fuerzas equivalentes de pre-esfuerzo grandes para contrarrestarlas con una excentricidad máxima; es necesario reducir la excentricidad hacia los apoyos para reducir las fuerzas de pre-esfuerzos pues las fuerzas de tracción hacia los apoyos también disminuyen, así no generaremos sobreesfuerzo en apoyos que provoquen tracciones.

Figura IV - 8 Esfuerzos debidos a las fuerzas de pre-esfuerzo en una viga



4.1.6 Esfuerzos admisibles en el sistema de pre-esfuerzo

Sometidos los elementos del puente a su peso propio, a las cargas sobre impuestas (vereda y barreras), carga viva (móvil) y las fuerzas de pre-esfuerzo, es necesario distinguir entre los esfuerzos admisibles estipulados durante la transferencia de la fuerza de pre-esfuerzo (t=0) y aquellos que se prescriben durante la vida útil de la estructura (t=∞). Relacionando el proceso constructivo con los esfuerzos que se producirá tenemos 3 etapas:

a. **Vaciado del concreto:** La viga esta libre de esfuerzos y la fuerza de pre-esfuerzo es cero, la resistencia del concreto debe ser ya de 280 kg/cm.
b. **Transferencia de la fuerza de pre-esfuerzo:**Se aplica la fuerza excéntrica de pre-esfuerzo en una viga y esta desplaza su peso propio hacia arriba (contraflecha), en este instante la fuerza de pre-esfuerzo Pees máxima y

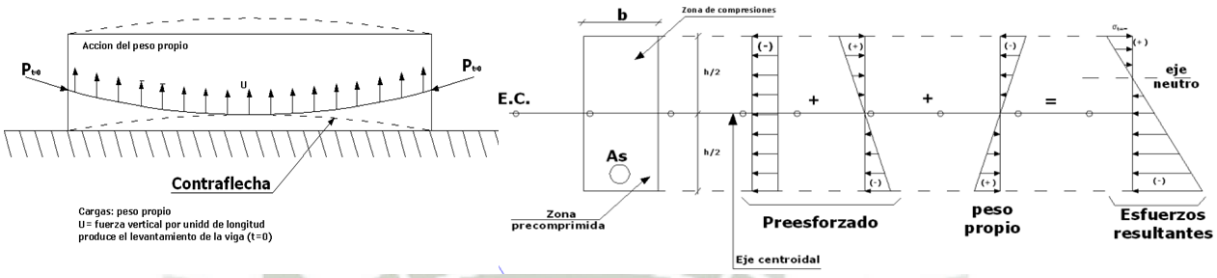
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

los esfuerzos resultantes en la sección son de compresión, desde allí las pérdidas debidas a la retracción del fraguado se inician, así como el flujo plástico del concreto y la relajación del acero, estas pérdidas se prolonga durante la vida útil del puente, y es posible suponer que las perdidas cesan después de tres años (Vallecilla Bahena 2009).

Figura IV - 9 Esfuerzos sobre el concreto durante transferencia de fuerza de pre esfuerzo



La suma de esfuerzos tanto en la fibra superior como inferior nos conducen a las siguientes expresiones para hallar el esfuerzo resulante en un punto.

$$\sigma_s = -\frac{Po}{A} + \frac{Po \cdot e \cdot Ys}{I} - \frac{M_D \cdot Ys}{I}, \quad \sigma_i = -\frac{Po}{A} - \frac{Po \cdot e \cdot Yi}{I} + \frac{M_D \cdot Yi}{I}$$

σ_s y σ_i =Esfuerzoresultante en fibra superior e inferior respectivamente

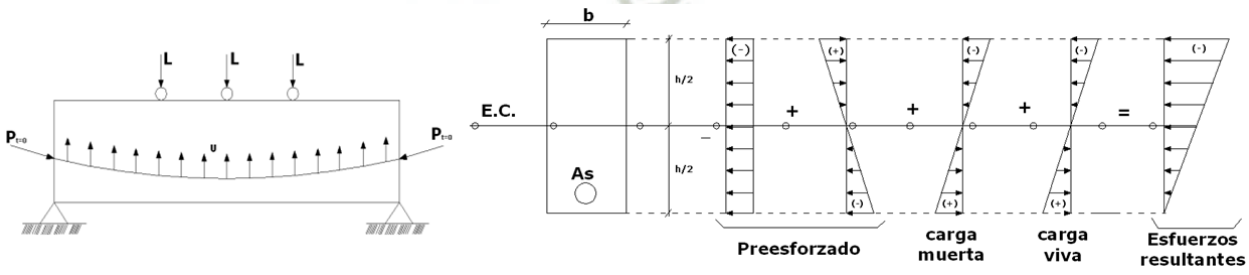
Po=Fuerza de pre-esfuerzo sin perdidas.

e= Excentricidad

Ys y Yi =Distancias al centroide superior e inferior respectivamente

c. **Etapa de servicio de la estructura (t=∞):**Aquí están presentes todas las cargas, se dan las pérdidas,siendo la fuerza de pre-esfuerzo mínimadebido al tiempo que transcurre.

Figura IV - 10 Estados de esfuerzo sobre el concreto en etapas de servicio



La suma de los esfuerzos tanto en la fibra superior como inferior nos conducen a las siguientes expresiones ara hallar el esfuerzo resultante en un punto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

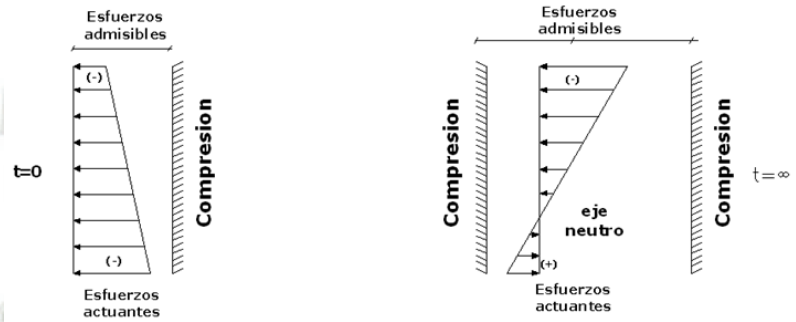
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot Ys}{I} - \frac{M_D \cdot Ys}{I} - \frac{M_L \cdot Ys}{I}, \quad \sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e \cdot Yi}{I} + \frac{M_D \cdot Yi}{I} + \frac{M_L \cdot Yi}{I}$$

La representación gráfica de los esfuerzos admisibles se muestra en la siguiente gráfica y corresponden a los máximos esfuerzos en las fibras superior e inferior de la sección, en donde se pueden ver sus límites.

Figura IV - 11 Los esfuerzos admisibles durante la transferencia y estado de servicio



4.1.6.1 Esfuerzos admisibles por pre-esfuerzo.

A. Limitaciones de Esfuerzos para el Concreto

Antes de las Pérdidas de pre-esfuerzo t=0	Después de pérdidas de pre-esfuerzo t=∞
Esfuerzos a Compresión **Los límites siguientes serán aplicados:** • Componentes pretensados 0.60 f'c(MPa) • Componentes post-tensados 0.55 f'c(MPa)	**Esfuerzos a Compresión** En puentes que no son construidos por dovelas debido a las cargas permanentes y transitorias 0.45 f'c (MPa)
Esfuerzos de tensión No se especifican esfuerzos de tensión admisibles temporales.	**Esfuerzos de tensión** Cuando el refuerzo sin adherencia es suficiente para soportar la fuerza de tensión suponiendo que la sección no está fisurada: $0.5\sqrt{f`c}$ (MPa)

B. Otras consideraciones a tomar en cuenta por las normas

a. Juntas de construcción

El ancho de una junta cerrada en miembros de concreto será para acomodar el empalme de los ductos de postensado, siendo éste no menos que 100 mm en los pilares intermedios.

a. Límites para el Refuerzo

La cantidad máxima de refuerzo pre-esforzado y no pre-esforzado será:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42 \text{Dónde:} de = \frac{Aps\ f\ ps\ d\ p + As\ f\ y\ d\ s}{Aps\ f\ ps + As\ f\ y}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Si la condición no es satisfecha se considera la sección sobre reforzada

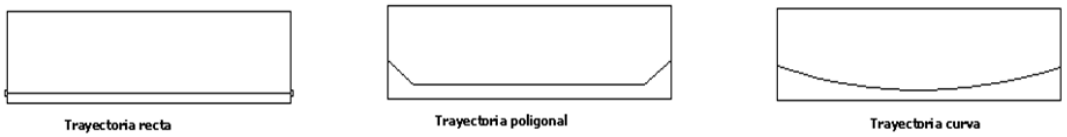
- **Refuerzo mínimo:** En cualquier sección de una componente a flexión, la cantidad de refuerzo pre-esforzado y no pre-esforzado desarrollara una resistencia a flexión Mr al menos 1.2 veces la resistencia de rotura $Mr \geq 1.2\ Mu$
- **Recubrimiento:** Los recubrimientos para torones, anclajes etc, serán los mismos que para los aceros de refuerzo.
- **Estado límite de fatiga:** En regiones de esfuerzos de compresión debido a cargas permanentes y de pre-esfuerzo, la fatiga deberá ser considerada sólo si el esfuerzo de compresión es menor que el doble del esfuerzo de tracción máximo.
- **Esfuerzos en los anclajes después del acomodamiento.**
  - Miembros pretensados 0.7fpu para tendones relevados de esfuerzos y 0.75fpu para tendones de baja relajación.
  - Miembros postensado: 0.70 fpu, sobreesfuerzos hasta 0.90 fpu, esfuerzos bajo cargas de servicio después de perdidas: 0.80 fpy.

4.1.7 Trayectorias de la fuerza de pre-esfuerzo

La fuerza puede tener trayectoria recta, poligonal o curva, la primera es empleada en el pretensado, mientras que la curva es propia del postensado.

La trayectoria del pre-esfuerzo influye sobre el concreto, una fuerza aplicada en el centroide de la sección produce solamente esfuerzos de compresión, y una fuerza aplicada excéntricamente producirá esfuerzos de tracción y compresión

Figura IV - 12 Trayectorias posibles de la fuerza de pre-esfuerzo



Ya que nuestro puente usara el sistema del pre-esforzado postensado, la trayectoria que usaremos será la curva, pues bien, estas curvas se trazan mediante parábolas las cuales pueden ser cuadráticas y cubicas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

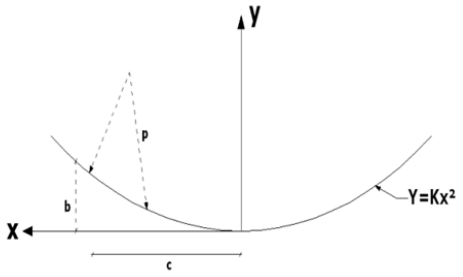
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

La parábola cuadrática

Ecuación de la parábola:

$$Y = k \cdot x^2 \rightarrow k = \frac{Y}{X^2} = \frac{b}{a} \rightarrow Y = \frac{b}{a^2} \rightarrow Y = \frac{b}{a^2} X^2$$

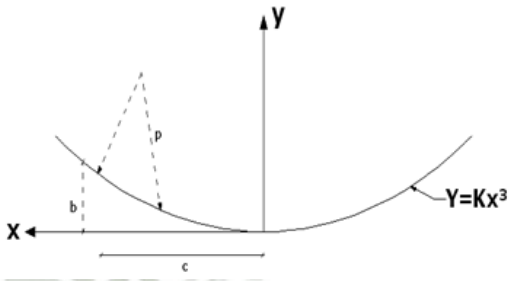


Radio de curvatura: $\rho = \frac{a^2}{2b}$

La parábola cubica

Ecuación de la parábola:

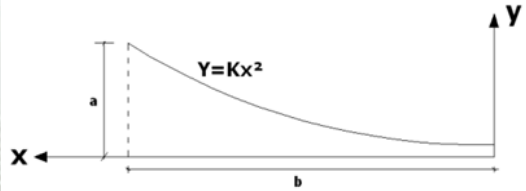
$$Y = k \cdot x^3 \rightarrow k = \frac{b}{a^3} X^3 \rightarrow Y = \frac{b}{a^3} X^3$$



Radio de curvatura: $\rho = \frac{X^3}{3aY}$

En cuanto a la longitud puede suponerse que la parábola cubica tiene igual longitud que la parábola cuadrática

$$L = \frac{b^2}{2a}\left[\frac{a}{b}\sqrt{\frac{4a^2}{b^2}+1} + \frac{1}{2} LN\left(\frac{2a}{b} + \sqrt{\frac{4a^2}{b^2}+1}\right)\right]$$



La trayectoria que seguirá el ducto deberá formar una parábola cóncava la cual le dara la posibilidad de contrarestar los efectos de las cargas externas..

4.1.8 Descripción de la fuerza de pre-esfuerzo y lo que origina.

Es en magnitud y dirección una fuerza externa sobre el concreto,en cada punto de cambio de la trayectoria se originan fuerzas de desviación U, a su vez durante el tensionamiento se originan entre el ducto y los cables fuerzas de rozamiento R. Las fuerzas de pre-esfuerzo son indiferentes del sistema estático, dependen en cambio de la posición del cable y de la magnitud de la fuerza de pre-esfuerzo

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

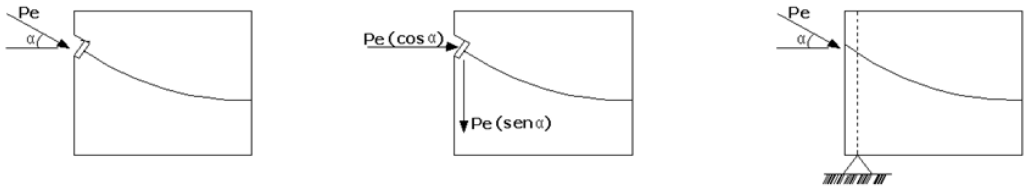
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.8.1 Sistemas de fuerza originados en las zonas de apoyo

Cerca de los apoyos existira una perturbación de esfuerzos sera resistida por la armadura de pre-esfuerzo y pasiva. El apoyo se desplazarade 10 a 15 cm hacia el centro de la luz generando espacio para el desarrollo de fuerzas

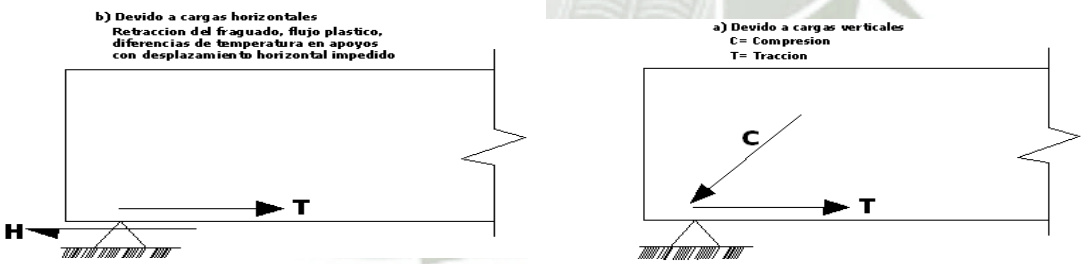
Figura IV - 13Corrimiento del apoyo hacia el centro de luz - Postensado



Las fuerzas de pre-esforzado en las zonasde anclaje producirán esfuerzos de compresión y algunos esfuerzos de tracción, necesitando aumentarestribos.

Figura IV - 14Armadura en el bloque de anclaje - Postensado

Figura IV - 15 Fuerzas que actúan sobre el bloque de anclaje



4.1.9 El caso de carga Pre-esfuerzo

El efecto del pre-esforzado representa un caso de carga adicional sobre la estructura y debe ser analizado de acuerdo a la estática de las construcciones, no existe una estática diferente para el análisis de estructuras pre-esforzadas.

El pre-esfuerzo generara sobre un punto del concreto una fuerza normal Np, una fuerza cortante Vp, un momento flector M_p y un momento torsor T_p

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

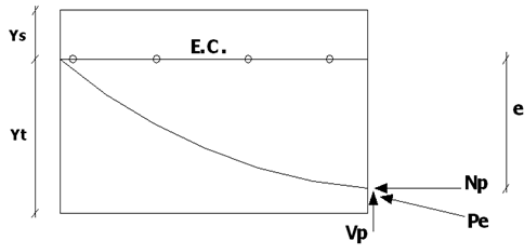
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Fuerza norma: $N_p = - P_e \cos\alpha = - P_e$

Fuerza cortante: $V_p = P_e \operatorname{sen}\alpha$

Momento flector: $M_p = N_p e_s = P_e e$

Figura IV - 16Fuerza de pre-esfuerzo en acción



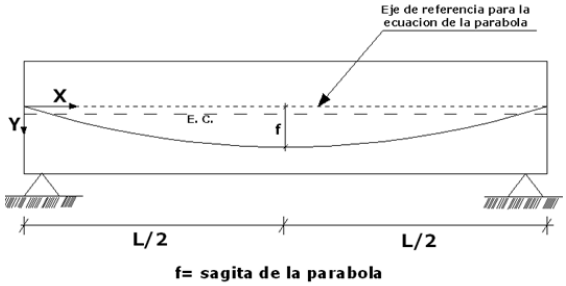
En estructuras estáticamente determinadas, el momento debido al pre-esfuerzo Mp es siempre el producto de la fuerza de pre-esfuerzo P_e por la excentricidad e, y a su vez la excentricidad es la distancia entre el punto de aplicación de Pe y el eje centroidal E. C. Al usarse cables de pre-esfuerzo con trayectorias curvas, ejerceran una fuerza radial sobre el concreto Wp en términos de fuerza por unidad de longitud,

4.1.9.1 Origen de la carga balanceada (fuerza equivalente o desviación)

Durante la transferencia de la fuerza de pre-esfuerzo, el cable curvo generara un sistema de cargas repartidas sobre el concreto, al despreciar la fricción cable - concreto es posible conocer la magnitud de estas cargas. Sea una ecuación de parábola con origen en el apoyo de una viga simplemente apoyada. Ec. de parábola: $y = 4f\left(\frac{x}{L} - \left(\frac{x}{L}\right)^2\right)$

Pendiente: $y' = 4f\left(\frac{1}{L}\left(\frac{2x}{L^2}\right)\right)$ Curvatura: $y'' = K_S = -\frac{8f}{L^2}$

Figura IV- 17Características geométricas del cable de pre-esfuerzo parabólico



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

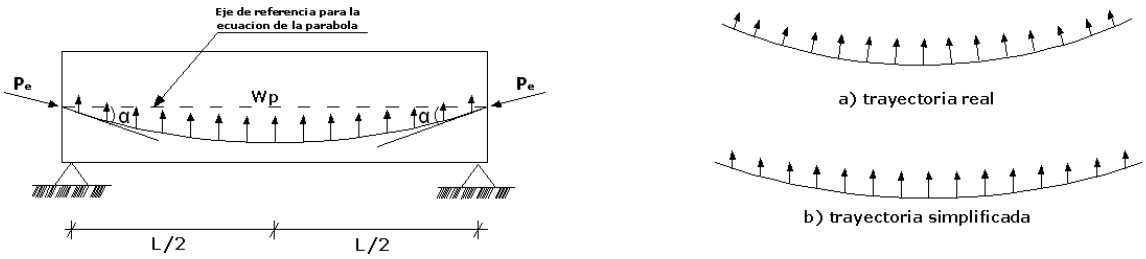
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

La curvatura Ks representa la variación de la pendiente de la fuerza Pe por unidad de longitud sobre el concreto: P·Ks, en la dirección normal a la pendiente de la trayectoria de la fuerza. Para valores pequeños de su ángulo de inclinación (α) es: P·ks·cos(α)=P·ks, el pre-esfuerzo ejerce sobre el concreto una fuerza vertical por metro Wp igual a: $W_p = -P \cdot Ks = \frac{8Pf}{L^2}0$

A la fuerza distribuida, equivalente o de desviación tiene trayectoria real, por simplificación y siempre y cuando el ángulo de inclinación (α) sea pequeño no se considerara la componente horizontal.

Figura IV - 18 Fuerzas equivalente de pre-esfuerzo



Se considera (α) pequeño cuando se cumple que: $\frac{f}{L} < \frac{1}{12}$

4.1.9.2 Efectos de pre-esfuerzo en estructuras estáticas determinadas

Se genera un momento (P_e·e) que multiplica la fuerza de pre-esfuerzo y la excentricidad en la línea de anclaje del cable en ambos extremos. Las fuerzas de pre-esfuerzo no producen reacciones en los apoyos ya que son fuerzas que pasan a través de los cables no involucrándose con los apoyos.

En toda estructura estáticamente determinada el momento en el centro de luz es independiente de la excentricidad del cable de pre-esfuerzo sobre apoyo.

4.1.10 Pérdidas de fuerza por pre-esfuerzo

Durante el tensionamiento y a lo largo de la vida del puente en concreto postensado, exige el empleo de aceros de alta resistencia en los que a pesar de la disminución inevitable del esfuerzo inicial, exista siempre un esfuerzo actuante que garantice la efectividad de la fuerza de pre-esfuerzo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.10.1 Pérdidas durante la transferencia de fuerza de pre-esfuerzo (t=0)

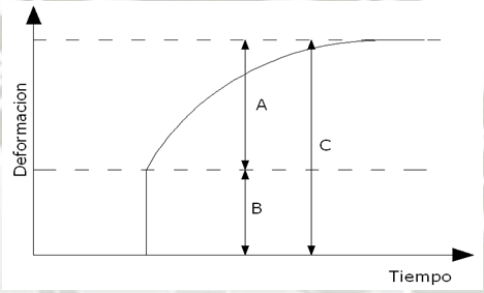
Generadas por las siguientes causas

- Acortamiento elástico del concreto.
- Corrimiento en el anclaje para el sistema de anclajes con cuñas.
- Friccion en el concreto y curvatura involuntaria del cable de pre-esfuerzo

4.1.10.2 Perdidas que se presentan en la etapa de servicio (t=∞)

Debida principalmente a la retracción del fraguado (shirinkage); el flujo plástico del concreto (creep), y la última causa de pérdida de fuerza es la relajación (relaxation) del acero.

Figura IV - 19 Deformaciones en el concreto en función del tiempo

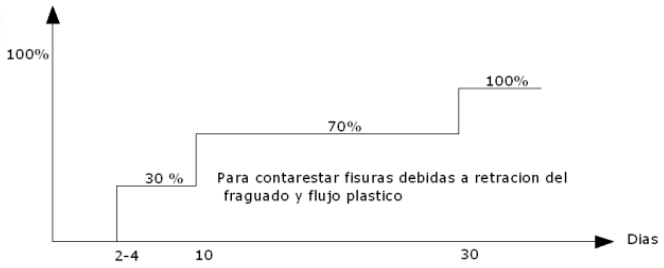


A= Deformación diferida(retracción del fraguado y flujo plástico)

B=Deformación elástica (instantánea)

C=Deformación total

Figura IV - 20Tensionamiento en varias etapas



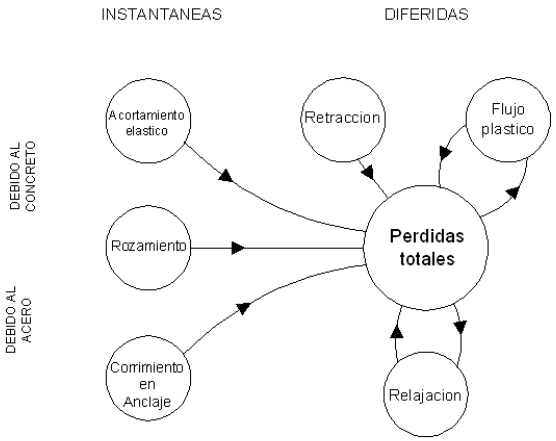
En solución a las perdidas por deformación diferida se recomienda realizar el tensionamiento en varias etapas. Una correcta valoración de las pérdidas de fuerza de pre-esfuerzo es esencial para el cálculo de la fuerza efectiva del pre-esfuerzo, es muy perjudicial para el comportamiento de los materiales, sobrevalorar la fuerza de pre-esfuerzo como subestimar la misma. (Vallecilla)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 21Causas de la pérdida de fuerza de pre-esfuerzo



4.1.10.3 Valoración de las pérdidas de fuerza de pre-esfuerzo.

Las pérdidas de fuerzas de pre-esfuerzo se pueden indicar en cuatro formas

1. En términos de pérdidas de fuerza (AP).
2. En términos de pérdida de esfuerzo (Af).
3. En términos de alargamiento o acortamiento (AL) de acero o concreto.
4. En términos de deformaciones unitarias del acero o de concreto

es difícil precisar la fuerza efectiva de pre-esfuerzo en una sección, por las numerosas variables que intervienen, siendo entonces el cálculo aproximado.

i. Pérdida por corrimiento en el anclaje

Durante el bloqueo de los cables, el efecto de penetración de cuña produce una fuerza de rozamiento cuya magnitud disminuye hasta volverse cero, en una distancia W del anclaje móvil. $W=\sqrt{\frac{\Delta L_c E_s A_{ps}}{\Delta p}}$

Dónde: W=Distancia o en que la fuerza de rozamiento es efectiva.

$\Delta P_A=2\Delta pW$=Perdida de fuerza de pre-esfuerzo entre dos puntos.

ΔL_c= Penetración de cuña (dada por el fabricante 1 mm)

E_s = Modulo de elasticidad del acero.

A_{ps} =Área del acero depre-esfuerzo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$\Delta p = (P_O - P_L)/L$; Donde P_o es la fuerza de pre-esfuerzo en el anclaje y P_L es la fuerza de pre-esfuerzo en un punto de la viga

ii. Pérdidas por acortamiento elástico

El pre-esfuerzo provoca una fuerza de compresión sobre el concreto sufriendo este último un acortamiento que se traduce en una disminución de fuerza inicial de pre-esfuerzo. $ES = \frac{0.5 E_s f_{cir}}{E_{ci}}$

Eci= Módulo de elasticidad de concreto en transferencia
fcir=Esfuerzo en el centro de gravedad del acero de pre-esfuerzo
Es=Modulo de elasticidad del acero

$$f_{cir} = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e^2}{I} + \frac{M_D \cdot e}{I}$$

iii. Pérdidas por curvatura involuntaria

El acero de pre-esfuerzo pueda desplazarse libremente en los ductos, a su vez debe sujetarse firmemente a la armadura pasiva de forma que conserve su trayectoria al vaciarse el concreto, pero en la longitud no soportada del ducto se presenta una deformación inevitable llamada curvatura involuntaria.

iv. Perdidas por fricción debidas a la curvatura intencional del cable

Los cables deben deslizarse dentro de los ductos generándose así fuerzas de fricción que disminuye las fuerzas de pre-esfuerzo, donde las fuerzas de fricción (F) actúan en sentido contrario a las fuerzas de pre-esfuerzo.

$F=U_o \cdot P_x$

μ_o: coeficiente de rozamiento estático entre 0.15 y 0.30.

P_x: fuerza normal a la superficie de contacto entre dos cuerpos

Se combina las prdidas por friccion y curvatura en $P_x = P_o \cdot e^{-(u\propto + kx)}$

P_o= Fuerza ejercida en el anclaje móvil

P_x=Fuerza efectiva en una sección a una distancia x del anclaje móvil.

μy k = Coeficientes de perdidas

La pérdida de fuerza se desluce en la diferencia $F=P_o-P_x$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. Coeficientes que intervienen en la perdida y ángulo de desviación

- **Coeficiente de curvatura involuntaria K**

  Es un indicador de la deformación involuntaria del ducto

Figura IV - 22 Coeficientes de fricción para tendones postensados

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6{,}6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6{,}6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6{,}6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6{,}6 \times 10^{-7}$	0,30

Escogiendo cables de metal galvanizado, tenemos que K=0.00066º/m.

- **Coeficiente de rozamiento estático μ**

Indicador de una perdida por fricción debida a una curvatura intencional del cable, el puente es curvo en el plano horizontal, se incrementaran las pérdidas, tomamos μ=0.25 y para tramos interiores μ=0.20.

b. Angulo de desviación α

Es el ángulo de deviación del cable de pre-esfuerzo, durante la trayectoria de los ductos, el cual puede tener dos componentes si el puente es curvo como el nuestro.$\alpha = \sqrt{\alpha_v{}^2 + \alpha_H{}^2}$

α_H= Angulo de desviación horizontal (en planta)

α_V=Angulo de desviación vertical (según la trayectoria del cable.

v. Pérdidas por retracción del fraguado

Es originada por la evaporación del agua en los poros de la pasta de concreto, es de carácter diferida porque es dependiente del tiempo,

Para miembros postensados: SH=1190-10.5RH

Donde RH es la humedad relativa del medio ambiente aproximadamente un 75%, SR es la Media anual de la humedad relativa del ambiente, en porcentaje.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

vi. Perdidas por flujo plástico (Creep del concreto)

Siendo el flujo plástico una deformación producida por la aplicación sostenida de un esfuerzo sobre el concreto es que origina perdidas de fuerza.

$$CR = 12f_{cir} - 7f_{cds}$$

f_{cir} = Esfuerzo en el C.G. del acero de pre-esfuerzo debido a la fuerza de pre-esfuerzo y la carga muerta de la viga después de la transferencia.

f_{cds} = Esfuerzo en C.G. del acero de pre-esfuerzo debido a todas las cargas muertas excepto a la presente en que se aplica pre-esfuerzo

vii. Pérdidas por relajación del acero

Presentadas a lo largo del tiempo y vienen a ser una disminución del esfuerzo efectivo inicial al que es sometido el acero de pre-esfuerzo.

Esta pérdida puede variar de 1%al 10% del esfuerzo inicial,

Se puede calcular con: $\boxed{R2 = 1400 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CRc))}$

FR= Reducción en el esfuerzo por perdida por fricción en kg/cm^2

En conclusión la perdida de pre-esfuerzo total es:

$\Delta PT = \Delta pF + \Delta pA + \Delta pES + \Delta pSR + \Delta pCR + \Delta pR2$

ΔPT = Perdida total
ΔpF = Perdidas por fricción y curvatura involuntaria
ΔpA = Perdidas por acortamiento en los anclajes
ΔpES = Pérdidas debido a acortamiento elástico
ΔpSR = Pérdidas debido a retracción del fraguado
ΔpCR = Pérdidas por flujo plástico
$\Delta pR2$ = Pérdidas por relajación del acero

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.11 Materiales a utilizar para el análisis y diseño

4.1.11.1 Acero de pre-esfuerzo

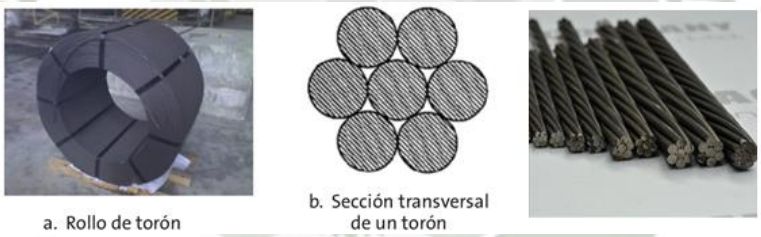
Armaduras del concreto pre-esforzado pueden estar constituidas por alambres paralelos, barras de acero de alta resistencia, o cables y torones de acero de varios hilos, debiendo cumplir con las especificaciones ASTM, teniendo:

- AASHTO M203 (ASTM A416) -Torones de siete alambres relevados de esfuerzo sin recubrimiento para concreto pre-esforzado.
- AASHTO M275 (ASTM A722) - Barras de Acero de Alta Resistencia sin recubrimiento para concreto pre-esforzado.

Tabla IV - 1 Propiedades de las barras y Torón de Pretensar - AASHTO

Material	Grado o Tipo	Diámetro en mm	Resistencia a la Tracción f_{pu} en MPa (kgf/cm²)	Resistencia a la fluencia f_{py} (MPa)
Torón (Strand)	(Grado 250) 1725 MPA (Grado 270) 1860 MPA	6,35 a 15,24 9,53 a 15,24	1725 (17 500) 1860 (18 900)	85% de fpu excepto 90% de fpu para torones de baja relajación
Barra	Tipo 1, Liso Tipo 2, Corrugado	19 a 35 15 a 36	1035 (10 500) 1035 (10 500)	85% de fpu 80% de fpu

Figura IV - 23 Acero de pre-esfuerzo alta resistencia



a. Rollo de torón

b. Sección transversal de un torón

El número de torones a utilizar dependerá de la carga equivalente de pre-esfuerzo Wp y el esfuerzo admisible del acero de pre-esfuerzo en estado de servicio E_{adm}.Con lo que: $E_{adm}=0.8*f_{py}$, y $N°torones = \frac{W_p}{A_{DUCTO} \cdot Eadm}$

- **Torones**

El torón se usa casi siempre en miembros pretensados, es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 17 590 kg/cm^2 conocido como grado 250Ko de 270,000 lb/pulg^2 (18,990 kg/cm^2) conocido como grado 270, habran tamaños desde 0.25”hasta 0.6” de diámetro.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 2 Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg	mm	Lb	kN	$pulg^2$	mm^2	Lb	kN
GRADO 250							
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22	7,650	34.0
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90	30,600	136.2
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2
GRADO 270							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87.0
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,550	117.2
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

Consideraciones a tomar en cuenta sobre el acero de pre-esfuerzo

- El acero de pre-esfuerzo estará libre de cualquier desperfecto que pueda alterar sus condiciones de uso, resistencia ydurabilidad.
- Se usarán aceros de alta resistencia, ya sea de dureza natural u obtenida por trefilación o por templado.
- Deberán tener alta resistencia y la ductilidad necesaria para resistir los esfuerzos locales en anclajes, curvaturas, etc.
- Los aceros se usarán en forma de alambres aislados, lisos o corrugados, como barras, cordones o torones.
- El material en obra deberá almacenarse en lugar cubierto, al resguardo de la humedad y no deberá estar en contacto con el suelo

4.1.11.2 Concreto

Para losas y elementos de concreto pre-esforzado no se usarán concretos conresistencia a la compresión menor a 28 MPa (280 kgf/cm2), la resistencia especificada se alcanzara a los 28 días después delvaciado. La alta resistencia en el concreto pre-esforzado es necesaria para minimizar su costo, pues los anclajes comerciales para el acero de pre-esfuerzo son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. Ademas, ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje. Por último, está menos expuesto a las grietas por contracción. El tensado se realiza una vez alcanzado el 80% del f´c del concreto especificado., esto se logra a las 72 hrs de vaciado el concreto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

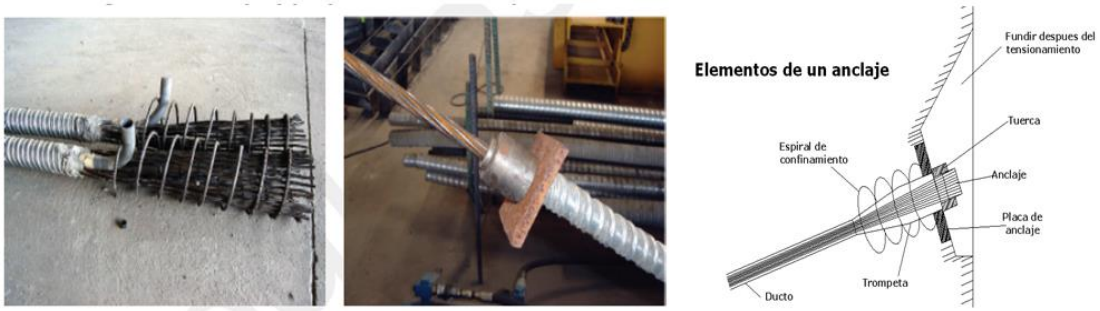
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.11.3 Sistemas de anclaje

Los anclajes tienen la función de transmitir la fuerza de tensado de los cables a la superficie de concreto endurecido. Estos pueden ser de dos tipos, anclajes muertos o fijos y anclajes vivos o activos.

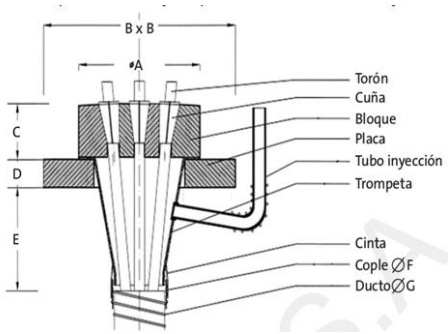
Los anclajes fijos son aquellos que quedan embebidos en la pieza de concreto y no permiten la operación de tensado a través de ellos y trabajan por adherencia. Los anclajes móviles sí permiten la labor de tensado y normalmente consisten en una placa o bloque de acero que reacciona contra el concreto, ayudados con las cuñas de acero se consigue el efecto de anclaje

Figura IV - 24 Sistemas de anclaje - Postensado



El sistema para anclajes móviles mas usual se conoce como “Sistema K de Freyssinet” (en honor al precursor del pre-esfuerzo).Este anclaje consiste en un bloque de acero previsto para la sujeción de los torones por medio de cuñas, donde el bloque reacciona contra una placa también de acero colocada sobre el concreto, se adjunta una tabla donde se resumen las dimensiones de los accesorios para el sistema K.

Figura IV - 25Ubicación los accesorios para el sistema “de Freyssinet”



FUENTE: Freyssinet S.A.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

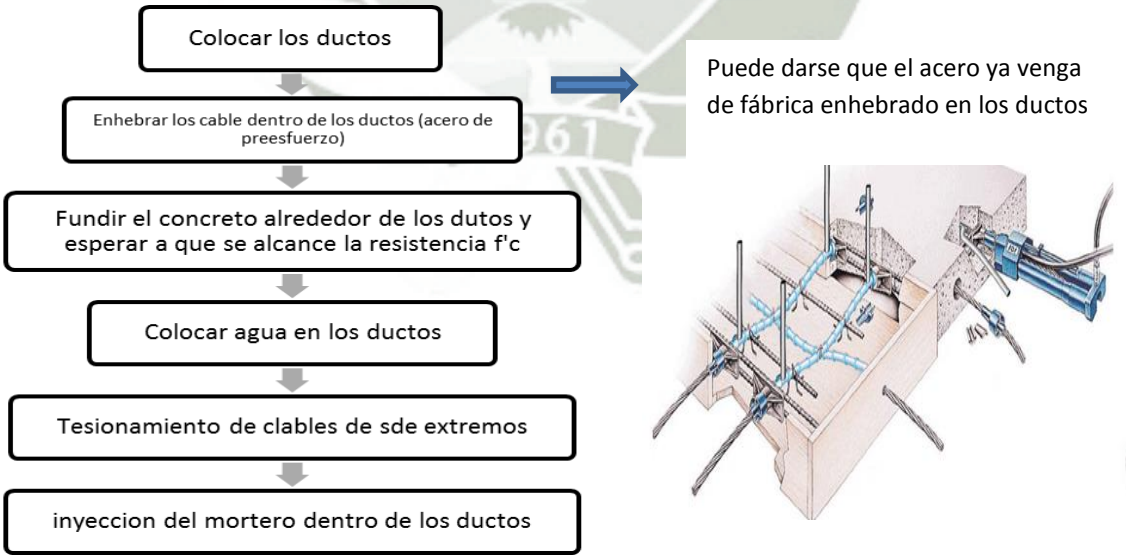
4.1.11.4 Ductos o vainas

Figura IV - 26 Utilización de los ductos para acero del pre-esfuerzo

El área del ducto, debe ser 2.5veces el área del acero total de pre-esfuerzo que vaya a ser envuelto, con lo que: $A_{ducto} = 2.5 \cdot N^{o}torones \cdot A_{TORON}$, así mismo el diámetro nominal a usarse se puede despejar de: $\emptyset_{ducto} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{ducto}}{\pi}}$, el resultado puede ser ubicado en cuadro de diámetros nominalesque servirán para determinar su costo comercial. Usaremos ductos metálicos por la gran cantidad de torones ya que el aplastamiento que generan sobre el material del ducto puede ser más grande de la que podría soportar uno de polietileno.

4.1.12 Proceso de la transferencia de fuerza de preesfuerzo (postensado)

Figura IV - 27 Proceso de postensamiento



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

a. Colocación de ductos

Se colocaran los ductos que cubrirán a los cables de pre-esfuerzo, así mismo se alcanzara a la longitud total del ducto establecido en planos.

b. Colocación del acero de pre-esfuerzo

Figura IV -28 Colocación de acero de pre-esfuerzo y ductos de anclaje

Figura IV - 29 Proceso de colocación del acero y posicionamiento

c. Fundición del concreto alrededor de los ductos

La transferencia de la fuerza al concreto será aplicada hasta que elconcreto haya alcanzado la resistencia especificada f'c.

Figura IV - 30 Vaciado del concreto sobre el armado de los ductos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

d. Ejecución del tensionamiento (según manual Mtc)

El equipo para el tesado deberá determinarlos esfuerzos de tesado y elongacion del tendón que serán el +/- 5 % de la elongación teórica.En todos los puntos donde haya cambio de pendiente en la trayectoria seusarán dispositivos de baja fricción para evitar que el tendón se eleve durante eltesado.

Figura IV - 31 Ejecución del tensionamiento (Según manual de Mtc)

Registro de elongaciones de tendones

Tensionamiento de cables con gato hidráulico

Registro de esfuerzos a los que se someten los cables

e. Inyección del mortero en los ductos

Todas las aberturas y los tubos de ventilacióndeberán estar abiertos. Se permitirá que el mortero fluya desde la primera abertura, vertido todo el mortero será luego tapada, garantizando la adherencia del concreto postensado permitiendo así una unión total cables-ducto-concreto

Figura IV - 32 Inyección del mortero en los ductos

Proceso de Inyección de mortero en obra

Inyección de mortero para los dos tipos de anclaje fijo y móvil.

f. Utilización actual del concreto pre-esforzado

En la actualidad podemos encontrar estructuras tales como edificios, estructuras subterráneas, torres de televisión y alta tensión, plataformas de almacenamiento, plantas nucleares y diversos tipos de puentes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.13 Proceso de análisis estructural - Puente Postensado

Para el análisis estructural deberemos tener en cuenta lo siguiente.

- La determinación de la fuerza de pre-esfuerzo se lleva a cabo en la sección de momento máximo en donde solo existen refuerzos normales.
- La tensión del cable de pre-esfuerzo disminuirá con el tiempo
- El acero de pre-esfuerzo representara una fuerza mas que una armadura.
- El centro de gravedad de la fuerza de pre-esfuerzo debe localizarse lo más alejado posible del eje centroidal E.C. de la sección haciendo posible aumentar la excentricidad y el momento debido al pre-esfuerzo.
- La magnitud de la fuerza de pre-esfuerzo varía ligeramente con las cargas externas aplicadas, dando lugar a las perdidas previstas.

4.1.13.1 Pre dimensionamiento

De acuerdo a la tabla siguiente extraido de [1] en puentes de concreto pre-esforzado de tipo viga cajon vaciadas in situ el peralte mínimo sera:

Tabla IV - 3Peralte mínimo para puente de concreto pre-esforzado

Estructura		Peralte mínimo (Incluido losa)		Rango de luces económicas(Usuales)
Material	Tipo	Luz simple	Luz continua	
Concreto Pre-esforzado	Vigas cajón	0.045L	0.040L	30.00-180.00

Fuente: especificaciones AASHTO

Como nuestro puente tendrá luces continuas le debe corresponde el valor de h= 0.040L=004*30=1.20 m. por criterios de seguridad analizamos la otra alternativa h=0.045*30=1.35, un valor promedio nos daría seguridad en la elección: $h_{superestructura}$= 1.30 m

El acero de pre-esfuerzo necesitaespacio para resistir el aplastamientoincrementando el ancho de vigas a 0.40, y la fuerza de pre-esfuerzo debe absorber los esfuerzos en tracción en la parte inferior,reduciendo el refuerzo de acero, y el peralte de la losa inferior a 0.15 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

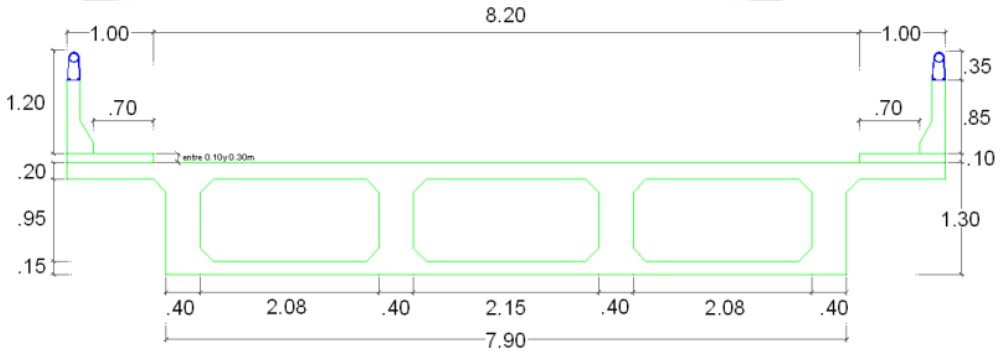
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.13.1.1 Dimensiones:

Altura de losa superior	h=0.20 m
Altura de losa inferior	h=0.15 m
Ancho de tablero	a=8.20m
Separación entre caras de nervios	S= 2.08m
Longitud del voladizo	Sv=1.15m
Ancho de los nervios interiores y exteriores(vigas)	e=0.40

Figura IV - 33 Seccion transversalde la superestructura pre-esforzada



4.1.13.2 Datos del puente

Longitud del puente (L)	120 m
Numero de vías (n)	2 vías
Ancho de la vía	4.10 m
ojo: ancho propio de cada vía: 3.60m y ancho de bermas 0.50 m	
Espesor del pavimento rígido	Variable
Peralte máximo en curva (4% lado exterior)	0.164 m
Altura de la losa superior de superestructura	0.20 m
Altura de la losa inferior de la superestructura	0.15 m
Ancho de la vereda	1.00 m
Altura de la vereda derecha	0.10 m
Altura de la vereda izquierda	entre 0.1 y 0.3m
Numero de celdas (sección tipo cajón)	3 celdas
Numero de vigas interiores	2.vigas
Numero de vigas exteriores	2 vigas
Camión de diseño	HL-93

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.13.3 Materiales y especificaciones propuestas

Concreto

Peso específico del concreto (γ_c)	2.4 ton/m^3
Resistencia a compresión (f`c)	350 kg/m^2
Módulo de elasticidad del concreto (Ec)	287059.96 kg/cm^2

Acero de refuerzo

Peso específico del concreto (γ_s)	7.849 ton/m^3
Fluencia del acero (f'y)	4200 kg/cm^2
Fluencia última (f'u)	5600 kg/cm^2

Acero de pre-esfuerzo

Torón grado 250 1725 MPA Ø=15.24 cm

Resistencia a la tracción f_{pu}	18900 kg/cm^2
Resistencia a la fluencia f_{py} (85%f_{pu})	16065.0 kg/cm^2
Módulo de elasticidad de torones	2000000.0 kg/cm^2

4.1.13.4 Metrado de cargas

Peso propio de la superestructura (P_{DC})

Área de la losa superior	1.58 m^2
Área de los volados	2*0.23 = 0.46 m^2
Área de las vigas interiores	2*0.425= 0.85 m^2
Área de las vigas exteriores	2*0.415= 0.83 m^2
Área de la losa inferior	1.185 m^2
Área de la sección transversal	4.905 m^2
Área debido al sobreancho (9%)	0.441 m^2
Área de las veredas:	
Área de la vereda derecha	0.10 m^2
Área de la vereda izquierda	0.30 m^2
Área de barreras New Jersey	2*0.17 = 0.33 m^2
Peso de las barandas	0.04 tn/m
Pesos especifico del concreto	2.4 tn/m^3
Peso propio de la superestructura	14.68 tn/m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Peso del pavimento rígido (DW)

Área de superficie	0.67 m^2
Peso específico del concreto	2.40 tn/m^3
Peso de pavimento rígido	1.61 tn/m

Peso de la superestructura

Longitud total de la superestructura	120.00 m
Peso de la superestructura por metro.	16.28 tn/m
Peso total superestructura	1954.80 tn

4.1.13.5 Determinación de las cargas, factores y combinaciones

La carga pre-esfuerzo, representa un caso de carga adicional sobre la estructura bajo estudio. Las cargas usadas serán las mismas que el puente simplemente reforzado (DC, DW, LL, IM) y adicionalmente se incluirá la carga de pre.esfuerzo Pe. Estados Límite utilizados serán: Resistencia 1, Evento extremo 1, Servicio 1, Servicio 3 y fatiga. Las combinaciones de carga y los factores de carga se muestran asi:

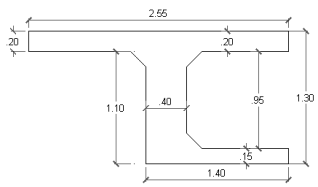
Tabla IV - 4 Combinaciones, factores y estados de carga

Estado Limite	DC	DW	LL+IM	PL	Pe
Resistencia 1a	1.25	1.50	1.75	1.75	1.00
Resistencia 1b	0.90	0.65	1.75	1.75	1.00
Ev Extremo 1a	1.25	1.50	0.50	0.5	1.00
Ev Extremo 1b	0.90	0.65	0.50	0.5	1.00
Servicio	1.00	1.00	1.30	1.3	1.00
Fatiga			0.75		

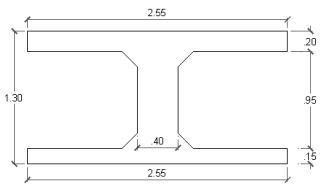
4.1.13.6 Estrategia para el cálculo

Se dividirá la sección transversal de la superestructura en vigas sección “I” yde esta se toman dos secciones típicas dada la simetría, analizaremos los efectos en la viga exterior definida como VEXT y en la viga interior VINT.

Figura IV -34 Vigas exterior e interior típicas de la superestructura



Viga Exterior (VEXT)



Viga Interior (VINT)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.14 Análisis de las vigas interiores (VINT)

4.1.14.1 Propiedades geométricas de la viga de pre-esfuerzo

Área de la viga A =1.317 m^2 Distancia desde la fibra superior al centroide Ys= 0.61 m. Distancia desde la fibra inferior al centroide Yi = 0.69 m. Momento centroidal de inercia de la sección: I = 0.318 m^4

4.1.14.2 Evalúo de cargas externas

Peso propio de la sección de una viga: 2.4*1.317= 3.161 tn/m

Peso promedio del pavimento sobre la viga: 2.4*0.3= 0.734 tn/m Peso total de la sección por peso propio PD=3.895 tn/m

4.1.14.3 Calculo de la fuerza de pre-esfuerzo

Debiendo ser constante enla longitud del puente,la fuerza de pre-esfuerzo compensara la acción del peso de la superestructura en estado

4.1.14.3.1 Determinación de la trayectoria de la fuerza de pre-esfuerzo

Se generara las trayectorias en cada tramo del puente conteniendo 3 parábolas cada una que unidas entre sí formaran a la trayectoria.

A. Trayectoria de pre-esfuerzo en luz exterior

En puentes continuos, es muy común encontrar este a una distancia de 0.4L donde L es la longitud del tramo en mención. Por lo que 0.4*30=12 m.

La distancia entre fibra inferior y centroide del acero de pre-esfuerzo sera de 0.15 m de lo que la excentricidad seria:

e_A=0.00 m (en el inicio del puente)

e_B=0.69-0.15=0.54 m (en el centro de la luz).

e_D= - (0.61-0.15)=- 0.46 m (en el apoyo a 30 m del inicio)

Son negativas las excentricidades por encima del eje centroidal.Constantes de las parábolas de las luces externas del puente:L= 30.0 m ; aL=12.0 m → a=0.4 m ; a_1L=6.0 m →a_1=0.2m

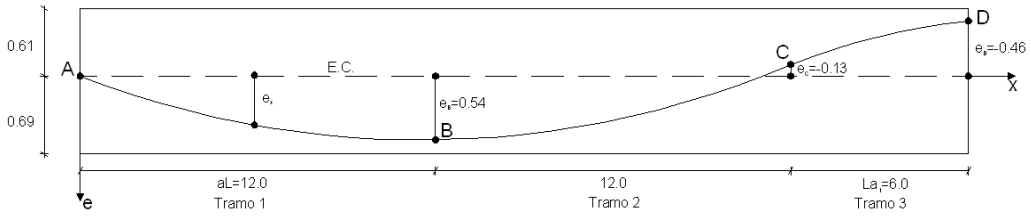
Ordenada “e” punto de inflexión$e_c = e_D - a_1\left(\frac{e_D - e_B}{1-a}\right)$=-0.46-0.2(-1/0.6)=-0.13m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 35 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo Primer tramo del puente



a) Trayectoria Tramo 1- Primer tramo del puente L=30m

Ecuación: $e_x = -\frac{e_B - e_A}{(aL)^2}x^2 + \frac{2(e_B - e_A)}{aL}x$

Ecuación de la parábola - Tramo AB							
x (m)	0	2	4	6	8	10	12
e_x(m)	0.00	0.17	0.30	0.41	0.48	0.53	0.54

b) Trayectoria Tramo 2- Primer tramo del puente L=30m

Ecuación: $e_x = \frac{(e_D - e_B)}{(1-a)(1-a-a_1)L^2}x^2 - \frac{2a(e_D - e_B)}{(1-a)(1-a-a_1)L}x + \frac{a^2(e_D - e_B)}{(1-a)(1-a-a_1)} + e_B$

Ecuación de la parábola - Tramo BC							
x (m)	12	14	16	18	20	22	24
e_x(m)	0.54	0.52	0.47	0.37	0.24	0.08	-0.13

c) Trayectoria Tramo 3- Primer tramo del puente L=30m

Ecuación: $e_x = -\frac{(e_D - e_B)}{a_1(1-a)L^2}x^2 + \frac{2(e_D - e_B)}{a_1(1-a)L}x - \frac{(e_D - e_B)}{a_1(1-a)} + e_D$

Ecuación de la parábola - Tramo CD				
x (m)	24	26	28	30
ex(m)	-0.13	-0.31	-0.42	-0.46

B. Trayectoria de pre-esfuerzo en luz interior

Se continúa con el trazado de la luz exterior e_D=-0.46 m.

Ordenadas en los puntos de inflexión: $e_E = e_D - 2a_2(e_D - e_F)$.

Para ello definimos los tres tramos internos del segundo tramo del puente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

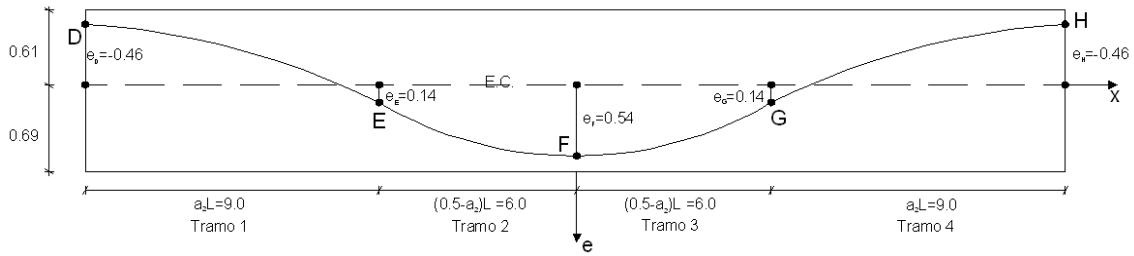
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El punto en que el momento por carga muerta cambia de signo se produce aproximadamente a 0.3L, por lo que: $a_2L=0.3*30=9.0m$, también se debe hallar la parte complementaria $(0.5-a2)L=(0.5-0.3)*30=6.0m$.

El valor de e_F es la excentricidad para cuando el momento por peso propio máximo, es equivalente a la excentricidad e_B, por lo que $e_F = 0.69 - 0.15 = 0.54m$

Con esos datos hallamos: e_E= -0.46-2*0.3*(-0.46-0.54) = 0.14 m. Por simetría e_G= 0.14 m e_H= - 0.46 m

Figura IV - 36 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo 2do tramo del puente



a) Trayectoria Tramo 1- Segundo tramo del puente L=30m

Ecuación: $e_x = -\frac{2(e_D-e_F)}{a_2L^2}x^2 - \frac{2(e_D-e_F)}{a_2L}x - \frac{e_D-e_F}{2a_2} + e_D$

Ecuación de la parábola - Tramo DE							
x (m)	-15	-13.5	-12	-10.5	-9	-7.5	-6
ex(m)	-0.46	-0.44	-0.39	-0.31	-0.19	-0.04	0.14

b) Trayectoria Tramo 2- Segundo tramo del puente L=30m

Ecuación: $e_x = \frac{2(e_D-e_F)}{(0.5-a_2)L^2}x^2 + e_F$

Ecuación de la parábola - Tramo EF					
x (m)	-6	-7.5	-3	-1.5	0
ex(m)	0.14	0.32	0.44	0.52	0.54

Por simetría las trayectorias de los tramos FG y GH son idénticas a las de los tramos EF y DE respectivamente, con valores en orden inverso.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

C. Trayectoria de pre-esfuerzo en el resto de las luces

	x	e_x
Tramo HI	0	0.54
	1.5	0.52
	3	0.44
	4.5	0.32
	6	0.14
Tramo IJ	7.5	-0.04
	9	-0.19
	10.5	-0.31
	12	-0.39
	13.5	-0.44
	15	-0.46
Tramo JK	16.5	-0.44
	18	-0.39
	19.5	-0.31
	21	-0.19
	22.5	-0.04
	24	0.14

	x	e_x
Tramo KL	25.5	0.32
	27	0.44
	28.5	0.52
	30	0.54
Tramo LM	0	0.00
	2	0.17
	4	0.30
	6	0.41
	8	0.48
	10	0.53
	12	0.54
Tramo MN	14	0.52
	16	0.47
	18	0.37
	20	0.24
	22	0.08
	24	-0.13

	x	e_x
Tramo NO	26	-0.31
	28	-0.42
	30	-0.46

La codificacion “Tramo AB” se pueden apreciar en la figura figura IV-39

EL tercer y cuarto tramo son simétricos a los hallados, sus trayectorias coincidirán, la tabla anterior muestra las excentricidades en el resto del puente:

4.1.14.3.2 Calculo de la sagita “f” de las parábolas formaran por torones

Visualizando la trayectoria de la fuerza de pre-esfuerzo.

Sagita en luces exteriores: $f = \frac{0+0.46}{2} + 0.54 = 0.77\ m.$

Sagita luces centrales: $f = 0.54 + 0.46 = 1.00\ m$

Estos valores se grafican sobre la luz del puente en la figura IV-40.

4.1.14.3.3 Carga equivalente de pre-esfuerzo Wp

La magnitud de la carga equivalente Wp es posible hallarla igualándola a 1.3 veces el peso de la superestructura Wp=1.3·PD, donde PD es el peso propio de cada viga (Vallecilla Bahena, 2009), esto es posible si estamos hallando la fuerza de tesado en el centro de la luz del tramo.

Para cada viga interior:1.3*PD=1.3*3.895=5.063tn/m que debe ser capaz de semejarse a la carga equivalente Wp.

De: $P_{t=0} = \frac{Wp \cdot L^2}{8f}$, reemplazando:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

En las luces exteriores del puente $P_{t=0}=\frac{5.063\cdot 30^2}{8\cdot 0.77}=739.72$ tn

En las luces interiores del puente $P_{t=0}=\frac{5.063\cdot 30^2}{8\cdot 1.0}=569.59$ tn

4.1.14.3.4 Pre-dimensionamiento del número de torones

El esfuerzo admisible en el acero en el caso más crítico, es decir en etapa de servicio, según las especificaciones AASHTO [1] de pre-esfuerzodespués de las pérdidas, es decir para t=∞, es 0,80·f_{py},

⇒ $0.8\cdot f_{py}=0.8\cdot 16065.0=12852.00$ kg/cm^2

Escogemos arbitrariamente torones de 0.5”de diámetro (área=0.987cm^2)

Luces exteriores: Nª de torones=$\frac{739720.00}{0.987\cdot 12852.0}=58.31=60$ torones

Luces interiores: Nª de torones=$\frac{569590.00}{0.987\cdot 12852.0}=44.90=45$ torones

Se colocan 2 más para tener en cuenta un posible sobretensionamiento.

Como mínimo la separación vertical entre cables será 38 mm, y un distanciamiento horizontal también mínimo de 100 mm o el diámetro del ducto.Para vigas curvas, en las almas el recubrimiento de concreto será1.5· $\emptyset_{ducto}$

Con estas recomendaciones distribuimos los cables asi:

- Se proyectan 3 cables continuos (3*15 torones de 0.5”c/u) tensionados desde ambos extremos, con anclajes fijos en ambos extremos del puente, estos cuentan tanto en las luces exteriores como interiores teniendo 45 torones en la luz central que es ya lo que se necesita.
- Dado que ya existirían 45 torones en cada luz exterior se proyecta 1 cable de pre-esfuerzo en cada luz exterior (1*15 torones de 0.5”c/u) con anclajes fijos en la unión con las luces interiores y móviles en los extremos del puente con lo que se completarían los 60 torones necesarios.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Figura IV - 37 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo

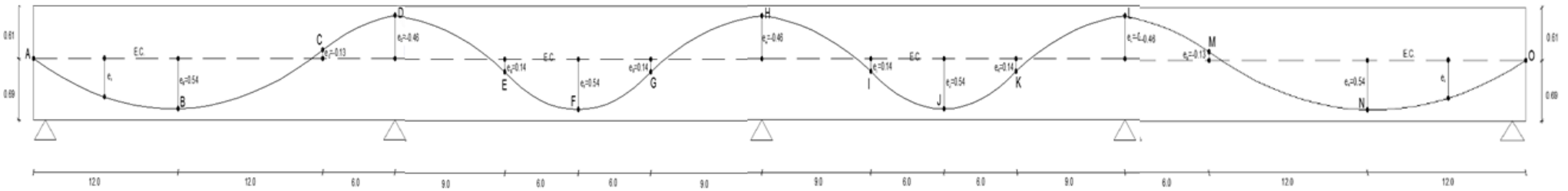


Figura IV - 38 Sagita de parábolas en luces interiores y exteriores del puente

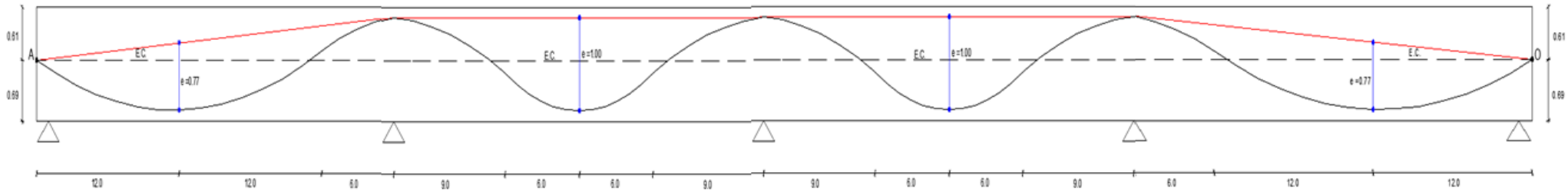
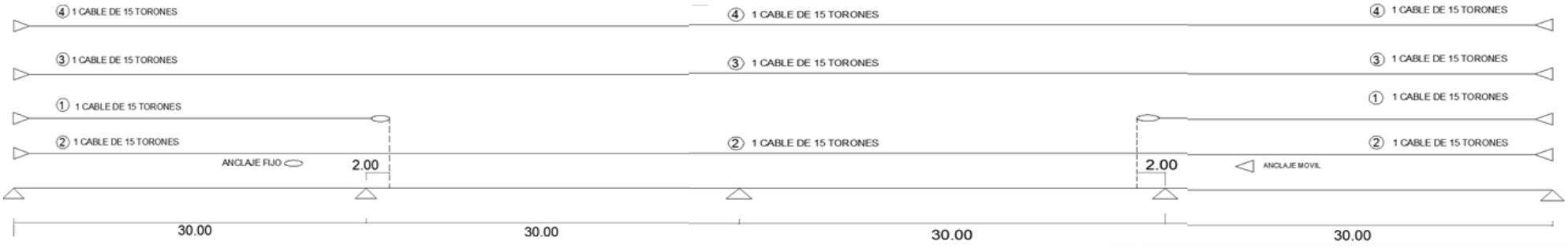


Figura IV - 39 Distribucion de la cantidad de cables necesarios para el pre-esfuerzo



REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.14.3.5 Pérdidas de la fuerza de pre-esfuerzo

A. Pérdidas en los cables continuos 2, 3 y 4.

El máximo esfuerzo admisible en el acero de pre-esfuerzo en el anclaje al momento de la transferencia es $0.9 \cdot f_{py}$, con lo que para tres cabes continuos:
Po=: $0.9 \cdot f_{py}$ = 0.9*16065.0*0.987*3*15 = 642174.28 kg = 642.17 tn

a) Pérdidas por fricción y curvatura involuntaria

Necesitamos de dos coeficientes vitales: $\mu = 0.25$. y K=0.00066º/mDada la ecuación $P_x = P_o \cdot e^{-\sum(\mu\alpha + K\Delta x)}$ que indica la fuerza efectiva en cada punto de los cables, luego perder fuerza por fricción y curvatura involuntaria

a.1.)Pendientes de la parábola que definen las trayectorias de la fuerza

Sea: $e \longrightarrow \frac{dy}{dx} = tan\alpha = \alpha$

Donde α= pendiente de cada punto en la parábola que define la trayectoria.
A partir de la trayectoria de los puntos encontrados anteriormente se tiene:

Pendientes Horizontales α_h

Figura IV - 40 Vista en planta del puente – Apreciacion de pendientes

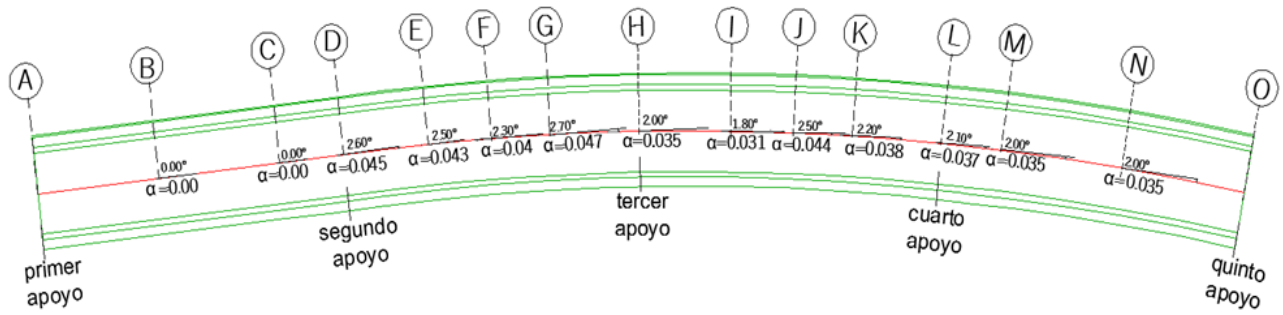


Tabla IV - 5 Pendientes horizontales en planta del puente

Tramo	Pendiente Ph (grados)	Pendiente Ph (radianes)
A-B	0.00	0.00
B-C	0.00	0.00
C-D	0.00	0.00
D-E	2.60	0.045
E-F	2.50	0.043
F-G	2.30	0.04
G-H	2.70	0.047
H-I	2.00	0.034
I-J	1.80	0.031

Tramo	Pendiente Ph (grados)	Pendiente Ph (radianes)
J-K	2.50	0.044
K-L	2.20	0.038
L-M	2.10	0.037
M-N	2.00	0.035
N-O	2.00	0.035

El

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

grado de curvatura en el plano horizontal no es muy grande, R=280m no generando una curvatura pronunciada.Estas pendientes son idénticas en todos los cables y siguen la misma trayectoria horizontal en planta a diferencia de los ángulos verticales según el tramo y el tipo de viga (exterior e interior) cambia.

Pendientes verticales α_v

Luz Exterior

i. Pendiente Tramo 1- Primer tramo del puente L=30m

e_x = -0.0037x^2 + 0.09x → tan α = α=-0.0075x + 0.09⟶ $\alpha_{x=0}$ = 0.09

ii. Pendiente Tramo 2- Primer tramo del puente L=30m

e_x = -0.0046x^2 + 0.11x-0.1267→ tan α = α=-0.0093x + 0.11⟶ $\alpha_{x=24}$ =-0.11

iii. Pendiente Tramo 3- Primer tramo del puente L=30m

e_x =0.0093x^2- 0.55x + 7.873→ tan α = α=0.0185x - 0.556⟶ $\alpha_{x=24}$ =0.111

Luz Interior

iv. Pendiente Tramo 1- Segundo tramo del puente L=30m

e_x =0.0074x^2+ 0.22x + 1.207→ tan α = α=0.0148x + 0.222⟶ $\alpha_{x=-6}$ =0.133

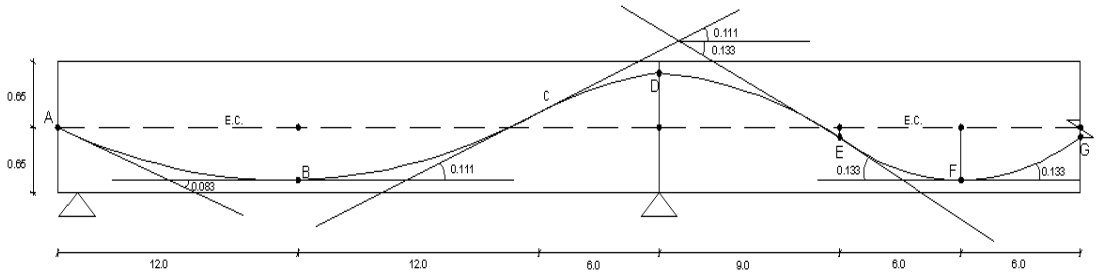
v. Pendiente Tramo 2- Segundo tramo del puente L=30m

e_x =-0.0111x^2 + 0.54→ tan α = α= - 0.0222⟶ $\alpha_{x=0}$ =0.000

vi. Pendientes de los demás tramos del puente

Continuando con el punto v. todo viene a ser simétrico y los ángulos hallados se ven reflejados en cada punto correspondiente en la segunda parte del tramo interior y en el segundo tramo exterior.

Figura IV - 41 Representacion de las pendientes de las parábolas que definen las trayectorias



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a.2.)Cálculo de fuerzas efectivas de pre-esfuerzo a lo largo del puente Con los ángulos α hallados se encuentra cada fuerza efectiva a determinadas distancias con la ecuación planteada. $P_x = P_o \cdot e^{-\sum(\mu\alpha + K\Delta x)}$

Tabla IV - 6 Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo, cables 2 y 3

Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo , μ=0.25; K=0.004/m								
Punto	ΔX (m)	α	$\mu\alpha$	KΔX	$\mu\alpha$ + KΔX	$\sum(\mu\alpha + K\Delta X)$	$e^{-\sum(u\alpha + K\Delta X)}$	Px(tn)
A	0	0	0	0	0	0	1.000	642.17
B	12	0.09	0.023	0.00792	0.030	0.030	0.970	622.93
C	12	0.111	0.028	0.00792	0.036	0.066	0.936	601.09
D	6	0.111	0.028	0.00396	0.032	0.098	0.907	582.31
E	9	0.133	0.033	0.00594	0.039	0.137	0.872	559.88
F	6	0.133	0.033	0.00396	0.037	0.174	0.840	539.39

Perdidas de fuerza de pre-esfuerzo durante la transferencia, debido a la fricción y a la curvatura involuntaria en una distancia de 45 m del anclaje móvil. $\Delta P(\%) = \frac{642.17 - 539.39}{642.17} \cdot 100 = 16.01\%$

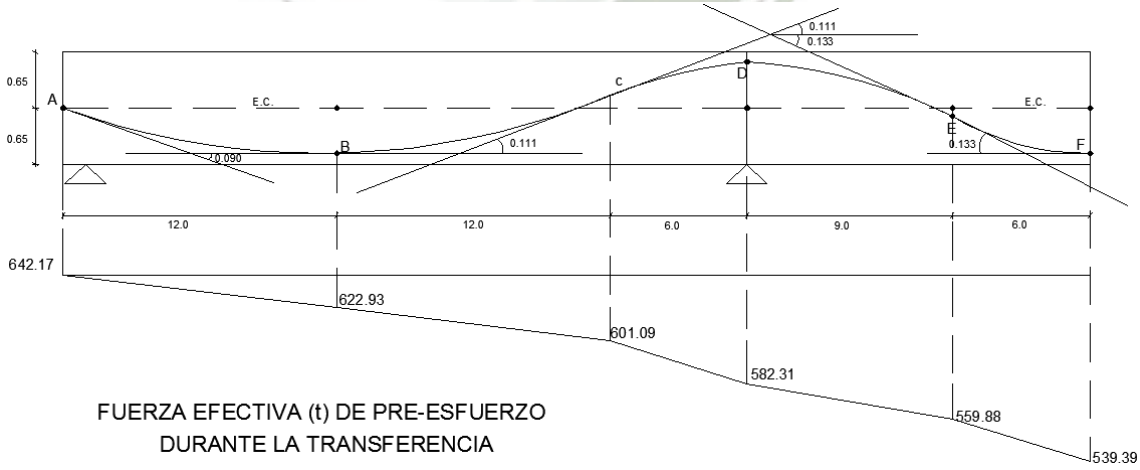
a.3.)Pendientes del diagrama de fuerza efectiva de pre-esfuerzo

Para cada tramo es posible hallar pendientes con: $\Delta P(\%) = \frac{F_{i+1} - F_i}{L_i}$

Tabla IV - 7 Variacion de fuerzas por pérdidas de curvatura y friccion cables 2 y 3

En evaluación	Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
ΔP (tn/m)	1.60	1.82	3.13	2.49	3.42

Figura IV - 42 Fuerza efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Los segmentos F-G, G-H, H-I, I-J, J-K, K-L, L-M, M-N, N-O son simétricos a E-F, D-E, C-D, B-C, A-B respectivamente, por lo que las fuerzas y pérdidas de fuerzas también lo son, la fuerza de pre-esfuerzo en los anclajes en extremos son iguales.

b) Pérdidas por corrimiento en el anclaje

Cálcularemos la ΔP. Habíamos calculado que la fuerza máxima en el anclaje esP_0=642.17tn y que la fuerza efectiva a una distancia x=15m (centro de las luces) es P_L = 575.12tn en las luces exteriores junto a los anclajes móviles.

$\Delta p=\frac{642.17-575.12}{15}$=4.47 tn/m^2= 44.7 kg/cm^2

Es así que con Es=2000000 kg/cm2, Aps= 3*15*0.987=44.42 cm2, ΔL_c=0.1cm

$W=\sqrt{\frac{0.1\cdot 2\cdot 10^6\cdot 44.42}{44.7}}$=445.81 cm= 4.45 m

La reducción de fuerza de pre-esfuerzo en el anclaje es:

ΔP=2ΔpW=2*4.47*4.45= 39.85 tn lo que equivaldría a una pérdida del 6.21%.

c) Pérdidas por acortamiento elástico

Se calculara la disminución de fuerza y se da como sigue:

$E_{ci}=0.14(W_c)^{1.5}\sqrt{f'ci}$= $0.14(2400)^{1.5}\sqrt{280}$= 275433.04 kg/cm2

Esfuerzo del acero de pre-esfuerzo: Con la pérdida de fuerza por fricción, curvatura y corrimiento: 575.12-39.78=535.27tn, el momento tomado en el centro de la luz para cada tramo es M_D=3.895*30^2/8= 438.19 tn-m, y las propiedades geométricas de la sección son: A=1.317m^2, I=0.318m^4, e=0.77m

$$f_{cir}=-\frac{535270}{13170}-\frac{535270\cdot 77^2}{31800000}+\frac{438.19\cdot 10^5\cdot 77}{31800000}=-34.34\ kg/cm^2$$

$ES=\frac{0.5E_S f_{cir}}{E_{ci}}=\frac{0.5\cdot 2\cdot 10^6\cdot 34.34}{275433.04}$=124.67 kg/cm^2

En términos de fuerza $\Delta P_{ps}=124.67\cdot 15\cdot 3\cdot 0.987=5537.32\ kg=5.54\ tn$

Lo que equivaldría al 0.86% de la fuerza total de pre-esfuerzo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

d) Pérdidas debido al flujo plástico (CR_c)

La carga sobreimpuesta correspondiente al pavimento w=0.734tn/m genera un momento en el centro de luz $M=0.734*30^2/8=82.575$tn-m,

$$f_{cds}=\frac{82.575\cdot10^5\cdot77}{31800000}=19.99\frac{kg}{cm^2}$$

Fuerza efectiva de pre-esfuerzo en el centro de la luz una vez presentadas las perdidas por fricción y curvatura involuntaria $P_{x=15}$= 575.12 tn

$$f_{cir}=-\frac{575120}{13170}-\frac{575120\cdot77^2}{31800000}+\frac{82.58\cdot10^5\cdot77}{31800000}=-130.904\ kg/cm^2$$

Pérdida por flujo plástico:$CR_c=12*130.904-7*19.99=1430.88$ kg/cm2

$\Delta fcr_c=1430.8843\cdot15\cdot3\cdot0.987=63552.54$ kg=63.55 tn que representa un 9.9%

e) Pérdidas debidas a la retracción del fraguado (SH)

De lo enunciado con anterioridad esta disminución se debe hallar primero: SH=0.80 (1190-10.5RH)= 0.80(1190-10.5*75)=322 kg/cm^2 Perdida de la fuerza de pre-esfuerzo: $\Delta P_{SH}=322*3*15*0.987=$ 14301.63 kg =14.30 tn que equivale a un 2.23 % de la fuerza total

f) Pérdidas por relajación del acero de pre-esfuerzo

Para miembros postensados y de torones de grado 270ksi:

$$R2 = 1400 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR)$$

FR= Reducción en el esfuerzo por la perdida por fricción en kg/cm2 por debajo del nivel $0.7f_{pu}=0.7*18900=13230$ kg/cm^2

Esfuerzo del acero en el centro de luz durante la transferencia, debido a la fuerza efectiva de pre-esfuerzo. $f_{ps}=\frac{575120}{15\cdot3\cdot0.987}=12948$ kg/cm^2

Como 12948<13230, hay reducción de esfuerzo, entonces deberemos de hallar el factor de reducción FR=13230-12948=281.22 tn, con lo que: $R2 = 1400 - 0.3 \cdot 281.22 - 0.4 \cdot 124.67 - 0.2(332 + 1787.43)$=915.19 kg/cm^2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La pérdida de fuerza de pre-esfuerzo debido a la relajación del acero es:$\Delta pR2$ =915.19 *3*15*0.987=40648.10=40.65 que equivale al 6.33%

B. Perdida en el cable 1 (fijo en un extremo y móvil en el otro)

Fuerza en el anclaje móvil durante la transferencia (1cable de 15 torones)

Para cada cable: $0.9 \cdot f_{py}$ =0.9*16065.0*0.987*15= 214058.093 kg= 214.06 tn

a) Pérdidas por fricción y curvatura involuntaria

Tomaremos coeficientes más desfavorables ya que el tensionamiento solo se realice solo de un extremo.$\mu = 0.20$ K=0.00066° /m

Con la ecuación $P_x = P_o^{-\sum(\mu\alpha + K\Delta x)}$ se muestra la fuerza efectiva en cada

a.1.) Cálculo de fuerzas efectivas de pre-esfuerzo a lo largo del puente

A partir de los coeficientes y los ángulos antes hallados se halla Px.

Tabla IV - 8 Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo Cable 1

Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo , μ=0.20; K=0.0025/m								
Punto	ΔX (m)	α	μα	KΔX	μα + KΔX	∑(μα + KΔX)	$e^{-\Sigma(u\alpha + K\Delta X)}$	Px (tn)
A	0	0	0	0	0	0	1.000	214.06
B	12	0.090	0.023	0.00792	0.030	0.030	0.970	207.64
C	12	0.111	0.022	0.00792	0.030	0.061	0.941	201.48
D	6	0.111	0.022	0.00396	0.026	0.087	0.917	196.27
E	9	0.133	0.027	0.00594	0.033	0.119	0.887	189.98

Perdidas de fuerza de pre-esfuerzo durante la transferencia, debido a la fricción y a la curvatura involuntaria en una distancia de 45m del anclaje móvil.

$$\Delta P(\%) = \frac{214.06 - 189.90}{214.06} \cdot 100 = 11.25\%$$

a.2) Pendientes del diagrama de fuerza efectiva de pre-esfuerzo

Para cada tramo es posible hallar pendientes con: $\Delta P(\%) = \frac{F_{i+1} - F_i}{L_i}$

Tabla IV - 9 Variacion de fuerzas por perdidas de curvatura y friccion cable 1

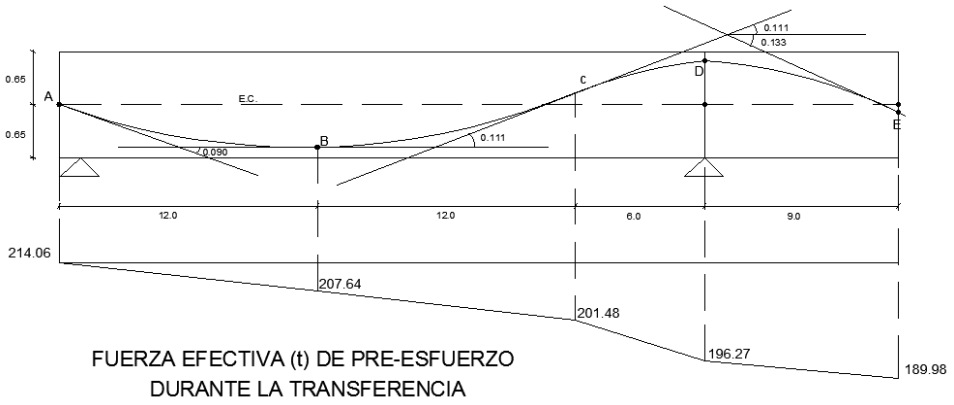
En evaluación	Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E
ΔP (tn/m)	0.53	0.51	0.87	0.70

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 43 Fuerza efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia



Resumiendo los pasos descritos en este cálculo hallado en los cables 2, 3 y 4.

b) Pérdidas por corrimiento en el anclaje

Fuerza máxima en el anclaje Po=214.06 tn

Fuerza efectiva en el centro de la luz extrema= 202.68 tn

$\Delta p=\frac{214.06-202.68}{15}$=0.76 tn/m^2= 7.60 kg/cm^2 , Aps=15*0.987=14.81 cm^2, ΔL_c=0.1

$W=\sqrt{\frac{0.1\cdot 2\cdot 10^6\cdot 14.81}{7.60}}$=624.73 cm= 6.25 m

La reducción de fuerza de pre-esfuerzo en el anclaje es:

ΔP=2ΔpW=2*6.25*0.76 = 9.48 tn lo que equivaldría a una pérdida del 4.43%.

c) Pérdidas por acortamiento elástico

$E_{ci}=0.14(W_c)^{1.5}\sqrt{f'ci}$= $0.14(2400)^{1.5}\sqrt{280}$= 275433.04 kg/cm2

Esfuerzo del acero de pre-esfuerzo: Con la pérdida de fuerza por fricción, curvatura involuntaria y corrimiento en el anclaje: 1202.68 – 9.48 = 193.20 tn,

M_D=3.895*30^2/8= 438.19 tn-m, A=1.317m^2, I=0.318m^4, e=0.77m

$$f_{cir}=-\frac{193200.73}{13170}-\frac{193200.73\cdot 77^2}{31800000}+\frac{438.19\cdot 10^5\cdot 77}{31800000}=55.41 kg/cm^2$$

$ES=\frac{0.5E_Sf_{cir}}{E_{ci}}=\frac{0.5\cdot 2\cdot 10^6\cdot 55.41}{275433.04}$=201.17 kg/cm^2

En términos de fuerza ΔP_{ps} = 201.17 $\cdot 15\cdot 0.987 = 2978.36\, kg = 2.98\, tn$

Lo que equivaldría al 1.39% de la fuerza total de pre-esfuerzo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

d) Pérdidas debido al flujo plástico (CR_c)

La carga sobreimpuesta correspondiente al pavimento W=0.734 tn/m genera un momento M=0.734*30²/8=82.575 tn/m,

$f_{cds} = \frac{82.575 \cdot 10^5 \cdot 77}{31800000} = 19.99 \frac{kg}{cm^2}$ (Esfuerzo a tracción por la carga sobreimpuesta)

Fuerza efectiva de pre-esfuerzo en el centro de la luz una vez presentadas las perdidas por fricción, curvatura involuntaria y corrimiento $P_{x=15}$= 202.68 tn

$$f_{cir} = -\frac{202680.0}{13170} - \frac{202680 \cdot 77^2}{31800000} + \frac{19.99 \cdot 10^5 \cdot 77}{31800000} = -33.18 kg/cm^2$$

Pérdida por flujo plástico:

CR_c=12*33.18-7*19.99=258.24 kg/cm2

Δfcr_c=258.24·15·0.987=3823.32 kg=3.82 tn que representa un 1.79% del total.

e) Pérdidas debidas a la retracción del fraguado (SH)

SH=0.80(1190-10.5RH)= 0.80(1190-10.5*75)=322 kg/cm²

Perdida de la fuerza de pre-esfuerzo: ΔP_{SH}=322*15*0.987= 4767.21 kg =4.77 tn que equivale a un 2.23% de la fuerza total

f) Pérdidas por relajación del acero de pre-esfuerzo

$$R2 = 1400 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR)$$

FR= Reducción en el esfuerzo por la perdida por fricción en kg/cm2 por debajo del nivel 0.7 f_{pu}=0.7*18900=13230 kg/cm²

Esfuerzo del acero en el centro de luz durante la transferencia, debido a la fuerza efectiva de pre-esfuerzo. $f_{ps} = \frac{202680.0}{15 \cdot 0.987}$ =13689.97 kg/cm²

Como 13689.97>13230, no hay reducción de esfuerzo, con lo que: $R2 = 1400 - 0.4 \cdot 201.72 - 0.2(332 + 258.25)$=1203.26 kg/cm²

La pérdida de fuerza de pre-esfuerzo debido a la relajación del acero es: $\Delta pR2$ =1203.26 *15*0.987=17817.55 kg=17.82 tn que equivale al 8.32%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.15 Análisis de las vigas exteriores (VEXT)

4.1.15.1 Propiedades geométricas de la viga de pre-esfuerzo

Área de la viga A= 1.134 m^2

Distancia desde la fibra superior al centroide Ys= 0.51 m.

Distancia desde la fibra inferior al centroide Yi = 0.79 m.

Momento centroidal de inercia de la sección: I = 0.1917 m^4

4.1.15.2 Avalúo de cargas externas

Peso propio de la sección de una viga: 2.4*1.134 = 2.722 tn/m

Peso promedio del pavimento sobre la viga: 2.4*0.3 = 0.72 tn/m

Peso de la baranda, vereda y barrera = 0.1+0.720.1+0.397 = 1.217 tn/m

Peso total de la sección por peso propio PD=4.659 tn/m

4.1.15.3 Calculo de la fuerza de pre-esfuerzo

La fuerza de pre-esfuerzo debe compensar la acción del peso de la superestructura en estado de servicio.

4.1.15.3.1 Determinación de la trayectoria de la fuerza de pre-esfuerzo

A. Trayectoria de pre-esfuerzo en luz exterior

Como en las vigas interiores, el máximo momento a 0.4L. ⇒0.4*30=12 m. Distancia fibra inferior-centroide del acero es 0.15 m

e_A=0.00 m (excentricidad en el inicio del puente)

e_B=0.79-0.15=0.64 m (excentricidad en el centro de la luz).

e_D= - (0.51-0.15)=- 0.36 m (en el apoyo a 30 m del inicio)

Son negativas las excentricidades por encima del eje centroidal. Constantes de las parábolas de las luces externas del puente:

L= 30.0 m ; aL=12.0 m → a=0.4 m ; a_1L=6.0 m →a_1=0.2m

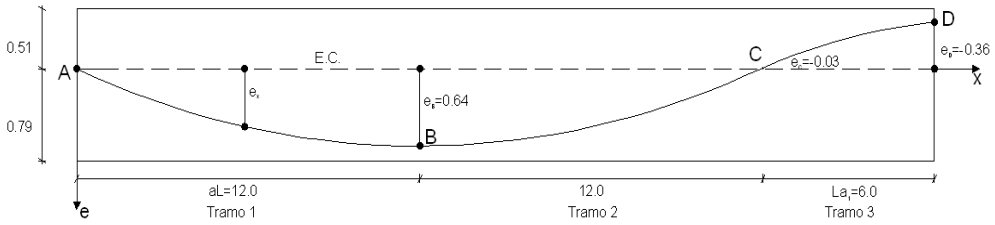
Ordenada “e” punto inflexión $e_c = e_D - a_1\left(\frac{e_D - e_B}{1-a}\right)$=-0.64-0.2(-1/0.6)=-0. 03m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 44 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo Primer tramo del puente (VEXT)



Las ecuaciones para encontrar cada tramo de la trayectoria total son las mismas usadas para trazar la trayectoria total de las vigas interiores VINT

a) Trayectoria Tramo 1- Primer tramo del puente L=30m

Ecuación de la parábola - Tramo AB							
x (m)	0	2	4	6	8	10	12
e_x(m)	0.00	0.20	0.36	0.48	0.57	0.62	0.64

b) Trayectoria Tramo 2- Primer tramo del puente L=30m

Ecuación de la parábola - Tramo BC							
x (m)	12	14	16	18	20	22	24
ex(m)	0.64	0.62	0.57	0.47	0.34	0.18	-0.03

c) Trayectoria Tramo 3- Primer tramo del puente L=30m

Ecuación de la parábola - Tramo CD				
x (m)	24	26	28	30
ex(m)	-0.03	-0.21	-0.32	-0.36

B. Trayectoria de pre-esfuerzo en luz interior

Se continúa con el trazado de la luz exterior e_D= - 0.36 m

Ordenadas en los puntos de inflexión: $e_E = e_D - 2a_2(e_D - e_F)$

Definimos los tres tramos internos del segundo tramo del puente.

El momento por carga muerta cuando cambia de signo es 0.3L, por lo que: a_2L=0.3*30=9.0m, y la parte complementaria (0.5-a2)L=(0.5-0.3)*30=6.0m.

Siendo e_F equivalente a la excentricidad e_B, se tiene: $e_F = 0.71 - 0.15 = 0.64m$

Con es tos datos hallamos: e_E= -0.36-2*0.3(-0.36-0.64) = 0.24 m.

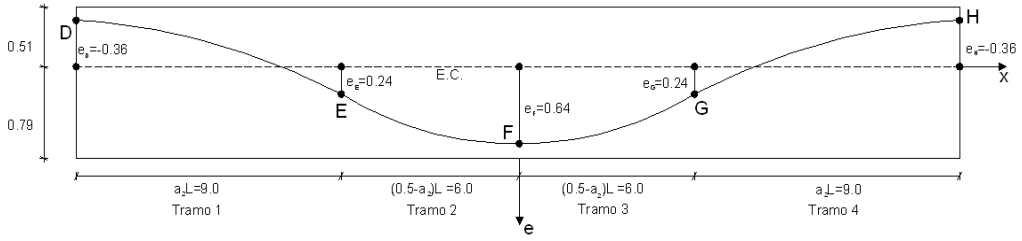
Por simetría e_G= 0.24 m e_H= - 0.36 m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 45 Trayectoria del cable de pre-esfuerzo segundo tramo del puente



a) Trayectoria Tramo 1- Segundo tramo del puente L=30m

Ecuación de la parábola - Tramo DE							
x (m)	-15	-13.5	-12	-10.5	-9	-7.5	-6
e_x(m)	-0.36	-0.34	-0.29	-0.21	-0.09	0.06	0.24

b) Trayectoria Tramo 2- Segundo tramo del puente L=30m

Ecuación de la parábola - Tramo EF					
x (m)	-6	-7.5	-3	-1.5	0
e_x(m)	0.24	0.42	0.54	0.62	0.64

En las secciones simétricas siguientes los e_x son iguales en orden inverso.

C. Trayectoria de pre-esfuerzo en el resto de las luces

Al igual que en la viga interior los valores son los mismo por simetria que acabamos de hallar en los tramos 1 y 2 claro que en orden inverso para terminar en el centroide de la viga como al inicio, se muestra en figura IV-48

4.1.15.3.2 Calculo de la sagita "f" de parábola que formaran los torones

Visualizando la trayectoria de la fuerza de pre-esfuerzo.

Sagita en luces exteriores: $f = \frac{0+0.36}{2} + 0.64 = 0.82\ m$

Sagita luces centrales: $f = 0.64 + 0.36 = 1.0\ m$

Las sagitas de los tramos del puente pueden observar en la figura IV-49.

4.1.15.3.3 Carga equivalente de pre-esfuerzo Wp

Para cada viga interior:

1.3PD=1.3(4.659)=6.057tn/m que debe ser capaz de equivaler la carga Wp. De: $P_{t=0} = \frac{W \cdot L^2}{8f}$, ⇒ En las luces exteriores del puente $P_{t=0} = \frac{6.057 \cdot 30^2}{8 \cdot 0.82} = 830.95$ tn

En las luces interiores del puente $P_{t=0} = \frac{6.057 \cdot 30^2}{8 \cdot 1.0} = 681.38$ tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.15.3.4 Pre-dimensionamiento del número de torones

El esfuerzo admisible en el acero en el caso más crítico, es decir en etapa de servicio, según las especificaciones AASHTO [1] de pre-esfuerzodespués de las pérdidas, es decir para t=∞, es 0,80·f_{py},

⇒ 0.8·f_{py}=0.8·16065.0=12852.00 kg/cm^2

Escogemos arbitrariamente torones de 0.5" de diámetro (área=0.987cm^2)

Luces exteriores: Nª de torones=$\frac{830950.0}{0.987 \cdot 12852.0}$ =65.51 =66 torones

Luces interiores: Nª de torones=$\frac{681380.0}{0.987 \cdot 12852.0}$ =53.71 = 54 torones

Se colocan 2 más en cada caso para tener sobretensionamiento.

Con las mismas consideraciones tomadas de [1] y al igual que en capitulo III,se distribuyen los torones de la siguiente forma.

- Tres cables continuos cada uno con 18 torones (3*18 torones de 0.5"c/u) tensionados desde ambos extremos, con anclajes fijo, estos cuentan tanto en las luces exteriores como interiores teniendo 54 torones en luz central.
- Como hay ya 54 torones en cada luz exterior se proyecta 1 cable de pre-esfuerzo en cada luz exterior con 12 torones (1*12 torones de 0.5"c/u) con anclajes fijos en la unión con las luces interiores y móviles en los extremos del puente con lo que se completarían los 66 torones necesarios.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Figura IV - 46 Trayectoria del cable del pre-esfuerzo

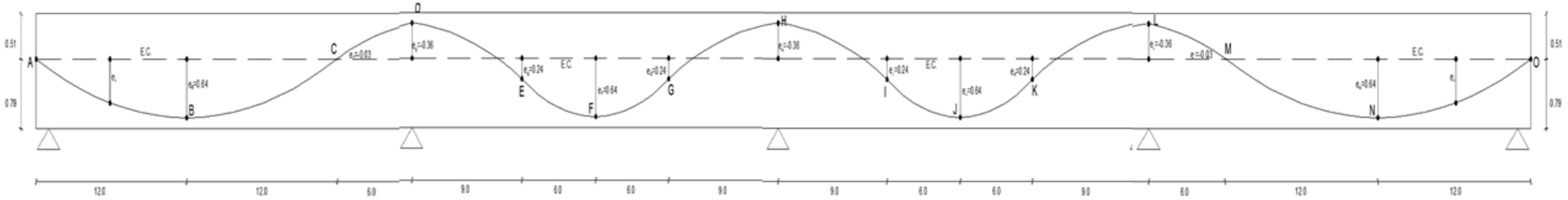


Figura IV - 47 Sagita de parábolas en luces interiores y exteriores del puente

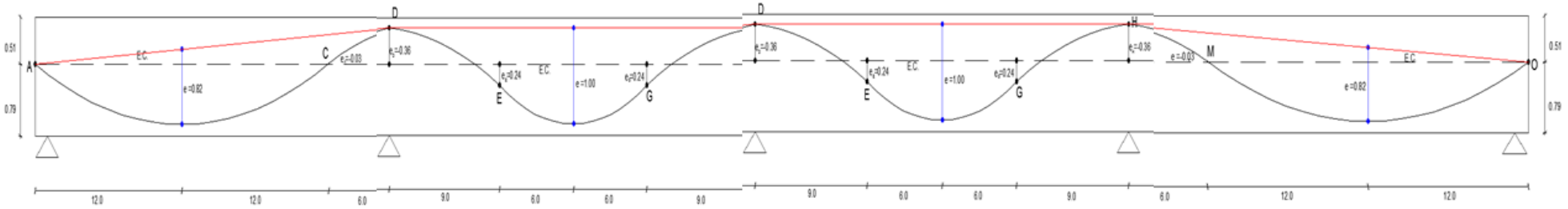
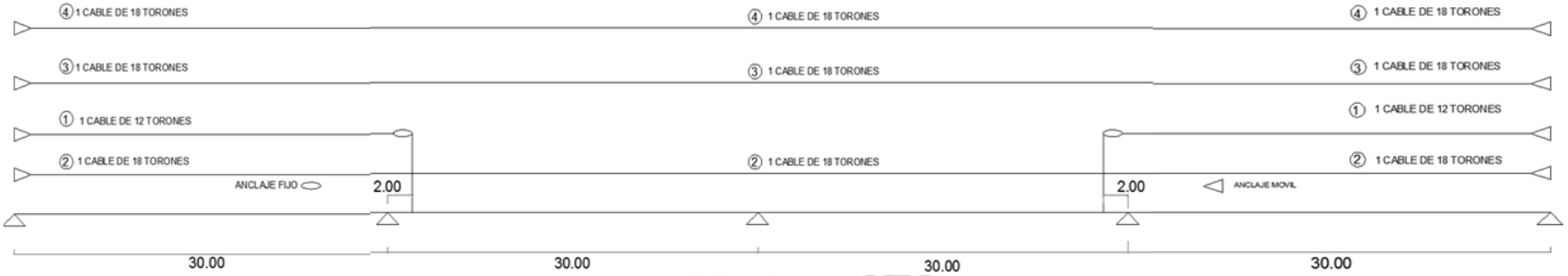


Figura IV - 48Distribución de la cantidad de cables necesarios para el pre-esfuerzo (VEXT)



REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.15.3.5 Pérdidas de la fuerza de pre-esfuerzo

Se hallara la fuerza efectiva a lo largo de la trayectoria.

A. Pérdidas en los cables continuos 2 3 y 4

El máximo esfuerzo admisible en el acero de pre-esfuerzo en t=0 es $0.9 \cdot f_{py}$:

Cables continuos: $0.9 \cdot f_{py}$=0.9*16065.0*0.987*3*18= 770609 kg = 770.61tn

a) Pérdidas por fricción y curvatura involuntaria

Coeficientes: $\mu = 0.25$ tramos rectos y 0.20 tramos curvos y K=0.00066º/m.Dada la ecuación $P_x = P_o^{-\sum(\mu\alpha + K\Delta x)}$ que indica la fuerza efectivaDada la ecuación $P_x = P_o^{-\sum(\mu\alpha + K\Delta x)}$ que indica la fuerza efectiva.

a.1.)Pendientes de la parábola que definen las trayectorias de fuerza

$$\text{Sea: } e \longrightarrow \frac{dy}{dx} = tan\alpha = \alpha$$

Luz Exterior

- **Pendiente Tramo 1- Primer tramo del puente L=30m**

e_x = -0.0044x^2 + 0.1067x → tan α = α=-0.0089x + 0.1067⟶ $\alpha_{x=0}$ = 0.107

- **Pendiente Tramo 2- Primer tramo del puente L=30m**

e_x = -0.0046x^2 + 0.11x-0.027→ tan α = α=-0.0093x + 0.11⟶ $\alpha_{x=24}$ =-0.11

- **Pendiente Tramo 3- Primer tramo del puente L=30m**

e_x =0.0093x^2- 0.55x + 7.973→ tan α = α=0.0185x - 0.556⟶ $\alpha_{x=24}$ =0.111

Luz Interior

- **Pendiente Tramo 1- Segundo tramo del puente L=30m**

e_x =0.0067x^2+ 0.20x + 1.14→ tan α = α=0.0133x + 0.200⟶ $\alpha_{x=-6}$ =0.12

- **Pendiente Tramo 2- Segundo tramo del puente L=30m**

e_x =-0.010x^2 + 0.54x → tan α = α= - 0.0222⟶ $\alpha_{x=0}$ =0.000

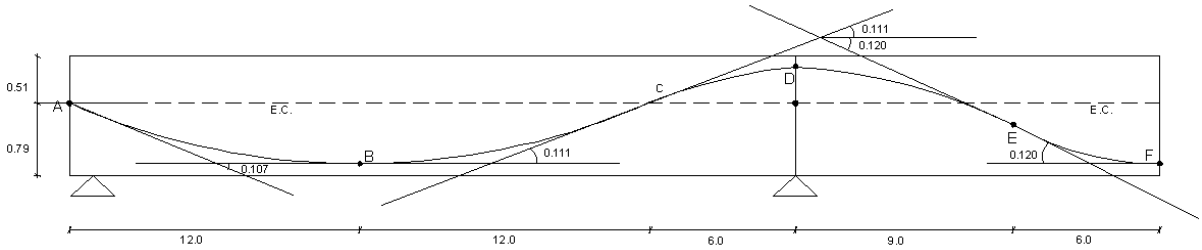
- **Pendientes de los demás tramos del puente**

Continuando con el punto v. todo viene a ser simétrico y los ángulos hallados se ven reflejados en cada punto correspondiente en la segunda parte del tramo interior y en el segundo tramo exterior.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 49 Representacion grafica de las pendientes de las parábolas



a.2) Cálculo de fuerzas efectivas de pre-esfuerzo a lo largo del puente

Con los ángulos α se procede a encontrar la fuerza efectiva $P_x = P_o{}^{-\sum(\mu\alpha + K\Delta x)}$

Tabla IV - 10 Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo cables 2 y 3 (VEXT)

Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo , μ=0.25; K=0.004/m								
Punto	ΔX (m)	α	$\mu\alpha$	KΔX	$\mu\alpha$ + KΔX	$\sum(\mu\alpha + K\Delta X)$	$e^{-\sum(u\alpha + K\Delta X)}$	Px(tn)
A	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	770.61
B	12	0.11	0.027	0.0079	0.035	0.035	0.966	744.41
C	12	0.111	0.028	0.0079	0.036	0.070	0.932	718.31
D	6	0.111	0.028	0.0040	0.032	0.102	0.903	695.87
E	9	0.120	0.030	0.0059	0.036	0.138	0.871	671.30
F	6	0.120	0.030	0.0040	0.034	0.172	0.842	648.89

$.\Delta P(\%) = \frac{770.61 - 648.89}{770.61} \cdot 100 = 15.80\%$

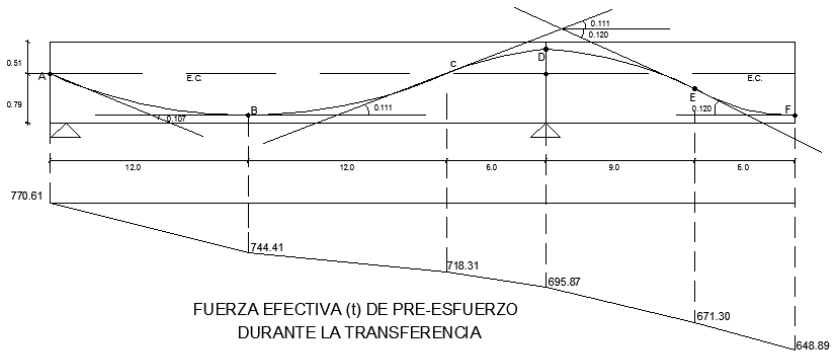
a.3) Pendientes del diagrama de fuerza efectiva de pre-esfuerzo

Para cada tramo es posible hallar pendientes con: $\Delta P(\%) = \frac{F_{i+1} - F_i}{L_i}$

Tabla IV - 11Fuerzas por pérdidas de curvatura yfricción cables 2 y 3

En evaluación	Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
ΔP (tn/m)	2.18	2.18	3.74	2.73	3.74

Figura IV - 50 Fuerza efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Los segmentos F-G, G-H, H-I, I-J, J-K, K-L,L-M, M-N, N-O son simétricos a E-F, D-E, C-D, B-C, A-B respectivamente, y las fuerzas y pérdidas también lo son.

b) Pérdidas por corrimiento en el anclaje

Cálcularemos la ΔP : Se calculo la fuerza máxima en el anclaje y es P_0=770.61tn, y la fuerza efectiva a una distancia x=15m P_L=722.59 tn

$\Delta p = \frac{770.61-722.59}{15}$ =3.201 tn/m^2 = 32.01 kg/cm^2

A_{ps}= 3*18*0.987=53.30cm^2, ΔL_c= 0.1cm ⇒ $W=\sqrt{\frac{0.1 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 53.30}{32.01}}$= 577.04 cm

La reducción de fuerza de pre-esfuerzo en el anclaje es: ΔP=2ΔpW=2*3.201*5.77= 36.95 tn que equivaldría a una pérdida del 4.79%

c) Pérdidas por acortamiento elástico

$E_{ci}=0.14(W_c)^{1.5}\sqrt{f'ci}$= $0.14(2400)^{1.5}\sqrt{280}$= 275433.04 kg/cm2

Esfuerzo del acero de pre-esfuerzo: Con la pérdida de fuerza por fricción, curvatura involuntaria y corrimiento en el anclaje: 722.59 – 36.95= 685.64 tn,

M_D=4.659*30^2/8= 524.14 tn-m, A=1.134m^2, I=0.1917m^4, e=0.82m

$$f_{cir} = -\frac{685644.13}{11340} - \frac{685644.13 \cdot 82^2}{19170000} + \frac{524.14 \cdot 10^5 \cdot 82}{19170000} = -76.75\ kg/cm^2$$

$ES=\frac{0.5E_S f_{cir}}{E_{ci}}=\frac{0.5 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 76.75}{275433.04}$=278.67 kg/cm^2

En términos de fuerza $\Delta P_{ps} = 278.67 \cdot 3 \cdot 18 \cdot 0.987 = 14852.45\ kg = 14.85\ tn$

Lo que equivaldría al 1.93% de la fuerza total de pre-esfuerzo.

d) Pérdidas debido al flujo plástico (CR_c)

La carga sobreimpuesta correspondiente a la vereda, barrera de protección y baranda W=1.837 tn/m genera un momento M=1.937*30^2/8=217.91 tn-m,

$$f_{cds} = \frac{217.91 \cdot 10^5 \cdot 82}{19170000} = 93.21\ \frac{kg}{cm^2}$$

Fuerza efectiva de pre-esfuerzo en el centro de la luz una vez presentadas las perdidas por fricción y curvatura involuntaria $P_{x=15}$= 722.59 tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$f_{cir} = -\frac{722590}{11340} - \frac{722590 \cdot 82^2}{19170000} + \frac{217.91 \cdot 10^5 \cdot 82}{19170000} = -223.96\ kg/cm^2$$

Pérdida por flujo plástico:

CR_c=12*223.96-7*93.21=2035.046 kg/cm2

Δfcr_c=2035.05·18·3·0.987=108463.67kg=108.46tn que representa un 14.08% del total.

e) Pérdidas debidas a la retracción del fraguado (SH)

SH=0.80(1190-10.5RH)= 0.80(1190-10.5*75)=322 kg/cm^2

Perdida de la fuerza de pre-esfuerzo: ΔP_{SH}=322*3*18*0.987= 17161.77 kg =17.16 tn que equivale a un 2.23% de la fuerza total

f) Pérdidas por relajación del acero de pre-esfuerzo

$$R2 = 1400 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR)$$

FR= Reducción en el esfuerzo por la perdida por fricción en kg/cm2 por debajo del nivel 0.7f_{pu}=0.7*18900=13230 kg/cm^2

Esfuerzo del acero en el centro de luz durante la transferencia, debido a la fuerza efectiva de pre-esfuerzo. $f_{ps}=\frac{722590.0}{3 \cdot 18 \cdot 0.987}$=13557.5 kg/cm^{2}Reducción del esfuerzo 13557.5>13230, no hay reducción de esfuerzo, con lo que: $R2 = 1400 - 0.4 \cdot 278.57 - 0.2(322 + 2035.05)$=817.12 kg/cm^{2}La pérdida de fuerza de pre-esfuerzo debido a la relajación del acero es:$\Delta pR2$ =817.12*3*18*0.987=43551.05 kg=43.55 tn que equivale al 5.65%

A. Perdida en el cable 1 (fijo en un extremo y móvil en el otro)

Fuerza en el anclaje móvil durante la transferencia (1cable de 12 torones)

Para cada cable: 0.9·f_{py} =0.9*16065.0*0.987*12= 171246.47 kg= 171.25 tn

a) Pérdidas por fricción y curvatura involuntaria

Esta vez, tomaremos coeficientes más desfavorables ya que el tensionamiento solo se realice solo de un extremo.

$\mu = 0.20$ y K=0.00066 º/m (debido a la geometría del puente)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a.1.) Cálculo de fuerzas efectivas de pre-esfuerzo a lo largo del puente

A partir de los coeficientes y los ángulos antes hallados se halla Px.

Tabla IV - 12 Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo Cable 1

Fuerzas efectivas de pre-esfuerzo , μ=0.20; K=0.0025/m								
Punto	ΔX (m)	α	$\mu\alpha$	KΔX	$\mu\alpha$ + KΔX	∑($\mu\alpha$ + KΔX)	e-$^{\Sigma(u\alpha + K\Delta X)}$	Px (tn)
A	0	0	0	0	0	0	1.000	171.25
B	12	0.107	0.021	0.008	0.029	0.029	0.971	166.31
C	12	0.111	0.022	0.008	0.030	0.059	0.942	161.37
D	6	0.111	0.022	0.004	0.026	0.086	0.918	157.20
E	9	0.120	0.024	0.006	0.030	0.116	0.891	152.56

Perdidas de fuerza de pre-esfuerzo en t=∞, debido a la fricción y a la curvatura.

$$\Delta P(\%) = \frac{171.25 - 152.56}{171.25} \cdot 100 = 10.91\%$$

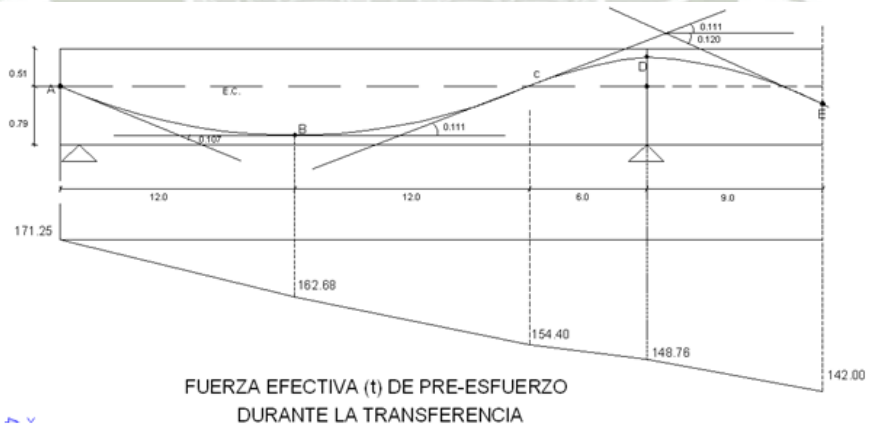
a.2) Pendientes del diagrama de fuerza efectiva de pre-esfuerzo

Para cada tramo es posible hallar pendientes con: $\Delta P(\%) = \frac{F_{i+1} - F_i}{L_i}$

Tabla IV - 13 Variacion de fuerzas por perdidas de curvatura y friccion cable 1

En evaluación	Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E
ΔP (tn/m)	0.41	0.41	0.70	0.52

Figura IV - 51 Fuerza efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia



b) Pérdidas por corrimiento en el anclaje

Habíamos calculado que la fuerza máxima en el anclaje esP_0=171.25tn, y que la fuerza efectiva a una distancia x=15m (centro de luces) P_L =162.33 tn

$\Delta p = \frac{171.25\text{-}162.33}{15}$ =0.59 tn/m^2= 5.95 kg/cm^2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Es así que con Es=2000000 kg/cm^2, A_{ps}= 12*0.987=11.84cm^2, ΔL_c=0.1cm

$$W=\sqrt{\frac{0.1\cdot 2\cdot 10^6\cdot 11.84}{5.95}}=631.14 \text{ cm}= 6.31 \text{ m}$$

La reducción de fuerza de pre-esfuerzo en el anclaje es:ΔP=2ΔpW=2*0.59*6.31= 7.51 tn lo que equivaldría a una pérdida del 4.38%.

c) Pérdidas por acortamiento elástico

$E_{ci}=0.14(W_c)^{1.5}\sqrt{f'ci}$= $0.14(2400)^{1.5}\sqrt{280}$= 275433.04 kg/cm2

Esfuerzo del acero de pre-esfuerzo: Con la pérdida de fuerza por fricción, curvatura involuntaria y corrimiento en el anclaje: 162.33 – 7.51=154.82 tn.

M_D=4.659*30^2/8= 524.14 tn-m, A=1.134m^2, I=0.1917m^4, e=0.82m

$$f_{cir}=-\frac{154823.61}{11340}-\frac{154823.61\cdot 82^2}{19170000}+\frac{524.14\cdot 10^5\cdot 82}{19170000}=156.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES=\frac{0.5E_S f_{cir}}{E_{ci}}=\frac{0.5\cdot 2\cdot 10^6\cdot 156.24}{275433.04}=567.25 \text{ kg/cm}^2$$

En términos de fuerza $\Delta P_{ps} = 567.25 \cdot 12 \cdot 0.987 = 6718.52\ kg = 6.72\ tn$

Lo que equivaldría al 3.92% de la fuerza total de pre-esfuerzo.

d) Pérdidas debido al flujo plástico (CR_c)

La carga sobreimpuesta correspondiente al pavimento, veredas y barrera w=1.937tn/m genera un momento M=1.937*30^2/8=217.91 tn/m,

$f_{cds} = \frac{217.91\cdot 10^5\cdot 82}{19170000} = 93.21\frac{kg}{cm^2}$ (Esfuerzo a tracción)

Fuerza efectiva de pre-esfuerzo en el centro de la luz una vez presentadas las perdidas por fricción y curvatura involuntaria $P_{x=15}$= 162.33 tn

$$f_{cir} = -\frac{162330.0}{11340} - \frac{162330.0\cdot 82^2}{19170000} + \frac{217.91\cdot 10^5\cdot 82}{19170000} = 21.95 kg/cm^2$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Pérdida por flujo plástico:

CR_c=12*21.95-7*93.21=388.97 kg/cm2 Δfcr_c=388.97 ·12·0.987=4607.02 kg=4.61 tn que representa un 2.69% del total.

e) Pérdidas debidas a la retracción del fraguado (SH)

SH=0.80(1190-10.5RH)= 0.80(1190-10.5*75)=322 kg/cm^2

Perdida de la fuerza de pre-esfuerzo: ΔP_{SH}=322*12*0.987= 3813.77 kg =3.81 tn que equivale a un 2.23% de la fuerza total

f) Pérdidas por relajación del acero de pre-esfuerzo

$$R2 = 1400 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR)$$

FR= Reducción en el esfuerzo por la perdida por fricción en kg/cm2 por debajo del nivel 0.7 f_{pu}=0.7*18900=13230 kg/cm^2

Esfuerzo del acero en el centro de luz durante la transferencia, debido a la fuerza efectiva de pre-esfuerzo. $f_{ps}=\frac{162330.0}{12\cdot 0.987}$=13705.70 kg/cm^2

Reducción del esfuerzo 13705.70>13230, no hay reducción de esfuerzo, con lo que: $R2 = 1400 - 0.4 \cdot 567.25 - 0.2(332 + 388.97)$=1186.495 kg/cm^2

La pérdida de fuerza de pre-esfuerzo debido a la relajación del acero es:$\Delta pR2$ =1186.495 *12*0.987=14052.84 kg=14.05 tn que equivale al 8.21%

Entonces como ΔPT = ΔpF + ΔpA + ΔpES + ΔpSR + ΔpCR + ΔpR2

Tabla IV - 14 Perdidas de fuerza de pre-esfuerzo en porcentaje

	Viga Interior		Viga Exterior	
	CABLES 2,3,4	CABLE 1	CABLES 2,3,4	CABLE 1
Tipo de perdida	**(%)**	**(%)**	**(%)**	**(%)**
Perdida por fricción y curvatura involuntaria (ΔpF)	16.01	11.25	15.80	10.91
Pérdidas por corrimiento en el anclaje (ΔpA)	6.21	4.43	4.79	4.38
Pérdidas por acortamiento elástico (ΔpES)	0.86	1.39	1.93	3.92
Pérdidas debido al flujo plástico (ΔpSR)	9.90	1.79	14.08	2.69
Pérdidas debidas a la retracción del fraguado (ΔpCR)	2.23	2.23	2.23	2.23
Pérdidas por relajación del acero de pre-esfuerzo (ΔpR2)	6.33	8.32	5.65	8.21
TOTAL (ΔPT)	**41.53**	**29.41**	**44.47**	**32.34**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.16 Recuperación de fuerza de pre-esfuerzo por sobretensionamiento

En cantidades moderadas es beneficioso para evitar pérdidas de fuerza

La carga sobreimpuesta produce un sobreesfuerzo sobre el cable de pre-esfuerzo igual a: $\Delta f_{Ps} = \frac{E_s}{E_c} f_{cds} = n \cdot f_{cds}$

Es=2000000.00 kg/cm^2, Ec= 287059.96 kg/cm^2 ⇒ n=6.967 con lo que:

Recuperación: $\Delta P_{ps} = \Delta f_{Ps} \cdot$nº torones$\cdot$Area torón

Tabla IV - 15Porcentajes de recuperación de pre-esfuerzo sobretensionamiento

Sobretensionamiento	f_{cds} (kg/m^2)	Δf_{ps} (kg/m^2)	ΔP_{ps} (kg)	ΔP_{ps} (tn)	%
VIGA INTERIOR					
Cables 2,3 y 4	19.99	139.31	6187.27	6.187	0.96
Cable 1	19.99	139.31	2062.42	2.062	0.96
VIGA EXTERIOR					
Cables 2,3 y 4	93.21	649.43	34613.23	34.613	4.49
Cable 1	93.21	649.43	7691.83	7.692	4.49

Perdida de fuerza efectiva:

Vigas interiores cables 2, 3 y 4: Δ PT=41.53-0.96=40.56%

Vigas interiores cable 1: Δ PT=29.41-0.96=28.44%

Vigas exteriores cables 2, 3, 4: Δ PT=44.47-4.49=39.38%

Vigas exteriores cable 1: Δ PT=32.34-4.49=27.85%

4.1.17 Fuerzas de pre-esfuerzo de diseño a inducirse con los gatos

En la viga interior

En las luces exteriores del puente: 739.72 tn

En las luces interiores del puente: 569.69 tn

Los cuatro cables en conjunto deberán ser capaces de transmitir una fuerza de pre-esfuerzo total de 739.72 tn en las luces exteriores mientras que los tres de las luces interiores ejercerán en conjunto fuerzas de hasta 569.69 tn,

La máxima fuerza en el anclaje para los cables 2, 3 y 4 es 642.17 tn, por lo que dividida entre las tres a cada una le tocaría 214.06 tn.

Sumando fuerzas totales 642.17+214.06=856.23tn>739.72 en luces

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

exteriores y en luces interiores 642.17tn>569.69, por lo que las consideraciones tomadas son aceptables.

En la viga exterior

En las luces exteriores del puente: 830.95 tn

En las luces interiores del puente: 631.38 tn

Los cuatro cables en conjunto deberán ser capaces de transmitir 830.95 tn en las luces exteriores mientras que los tres de las luces interiores ejercerán fuerzas de hasta 631.38 tn,

La máxima fuerza en el anclaje para los cables 2,3 y 4 es 770.61tn, por lo que dividida entre las tres a cada una le tocaría 256.87 tn, y para el cable 1 es 171.25 tn, datos que seran colocados en software CSiBridge.

Si sumamos ambas fuerzas totales 770.61+171.25= 941.86 tn>830.95 en luces exteriores, mientras que para luces interiores 770.61>631.38, por lo que las consideraciones tomadas son aceptables.

4.1.18 Área y diámetro de los ductos

AASHTO recomienda que se use como área del ducto el 2.5 veces el área de los torones necesarios, y la determinación del diámetro del ducto se obtendrá con $\emptyset = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$.

Tabla IV - 16 Propiedades geométricas de los ductos

Elemento	Área total ($2.5*A_{torones}$)	Diámetro del ducto
Viga interior (todos los cables)	37.01 cm^2	6.9 cm
Viga exterior (cables 2,3,4)	44.42 cm^2	7.5 cm
Viga exterior (cable 1)	29.61 cm^2	6.1 cm

4.1.19 Análisis computarizado utilizando software CSiBridge

Encontradas las fuerzas de postension, la trayectoria de los cables, definida la geometría de ductos y torones es posible introducir los datos al software para poder analizar cada punto, obteniendo momentos, fuerzas cortantes y esfuerzos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

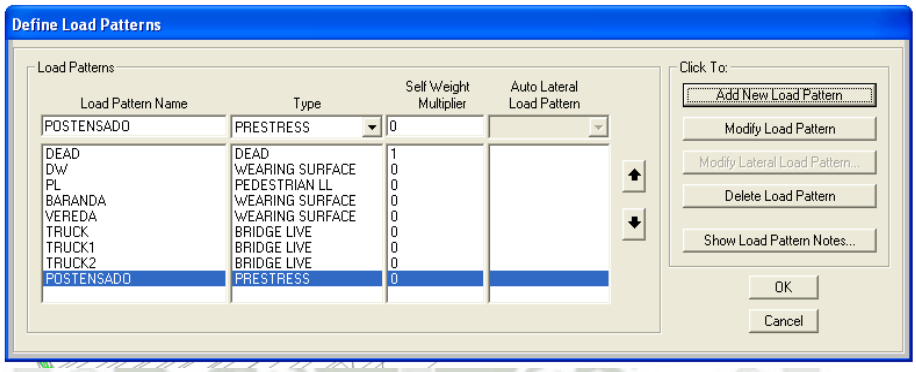
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.19.1 Introducción de datos al software

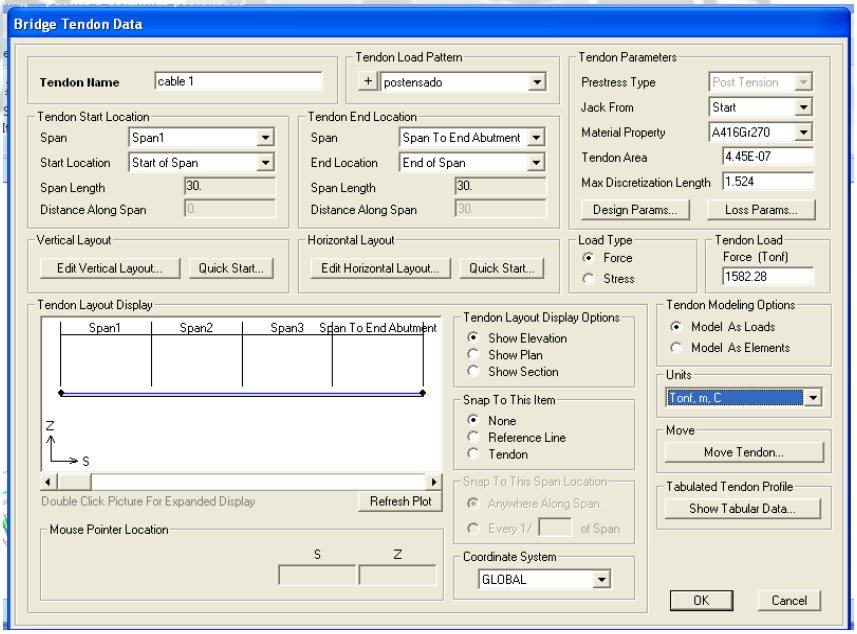
Creación del estado de carga de postension: Se crea un nuevo estado (load patern) además de los ya colocados anteriormente en el análisis del puente simplemente reforzado, el cual se llamara POSTENSADO de tipo Prestress.

Tabla IV - 17 Creacion de nuevo estado de carga POSTENSADO



Creación de los cables o tendones: Se creara tendón por tendón que contienen a nuestros torones para cada viga, dando las propiedades geométricas y de materiales correspondientes

Figura IV - 52 Diseño de cables 2, 3 y 4 de viga interior de puente

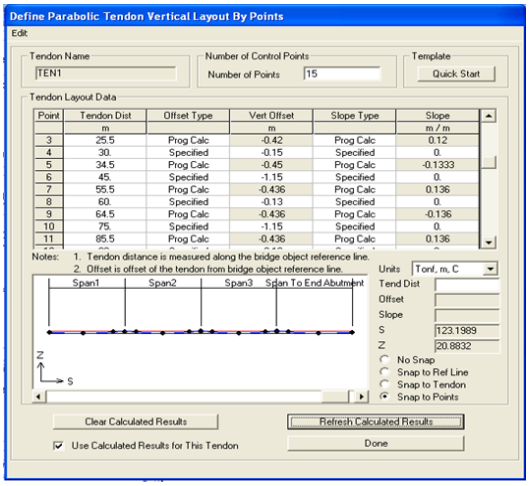


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 53 Colocación de la verdadera posición del cable (x=0, y=0,61)



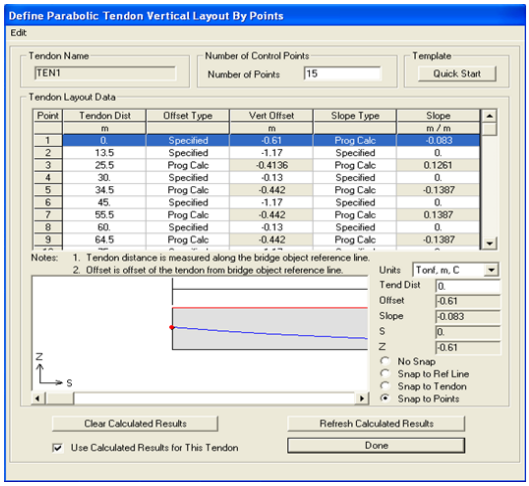
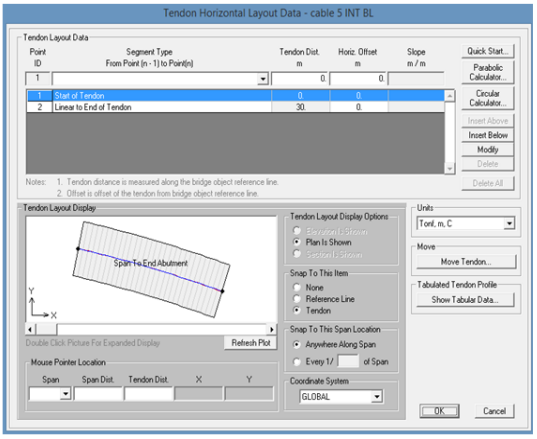


Figura IV - 54 Edición de la trayectoria del cable de pre-esfuerzo por tramos



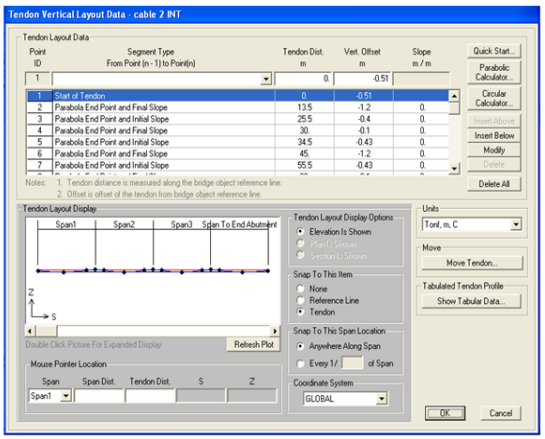
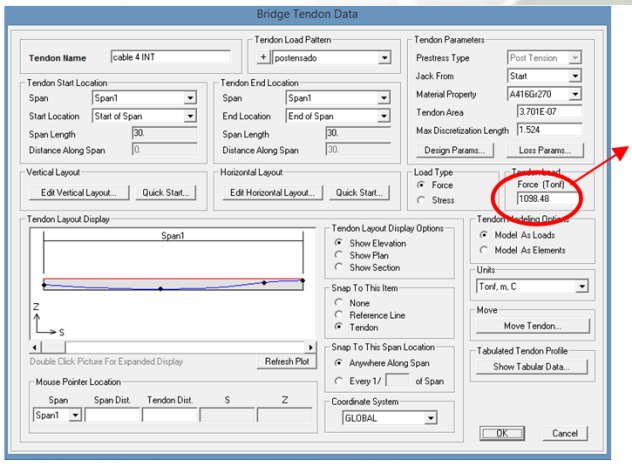


Figura IV - 55Colocación de fuerza de pre esfuerzo, propiedades torones



Asignación de la magnitud
de fuerza de pre-esfuerzo

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Obtención de la modelación del sistema de pre-esforzado: Las fuerzas efectivas de pre-esfuerzo, ángulos de desviación horizontal y vertical, propiedades geométricas, de materiales, son plasmados en CSiBridge.

Figura IV - 56 Posicion final de cables (centroide) a la mitad de la luz y apoyos

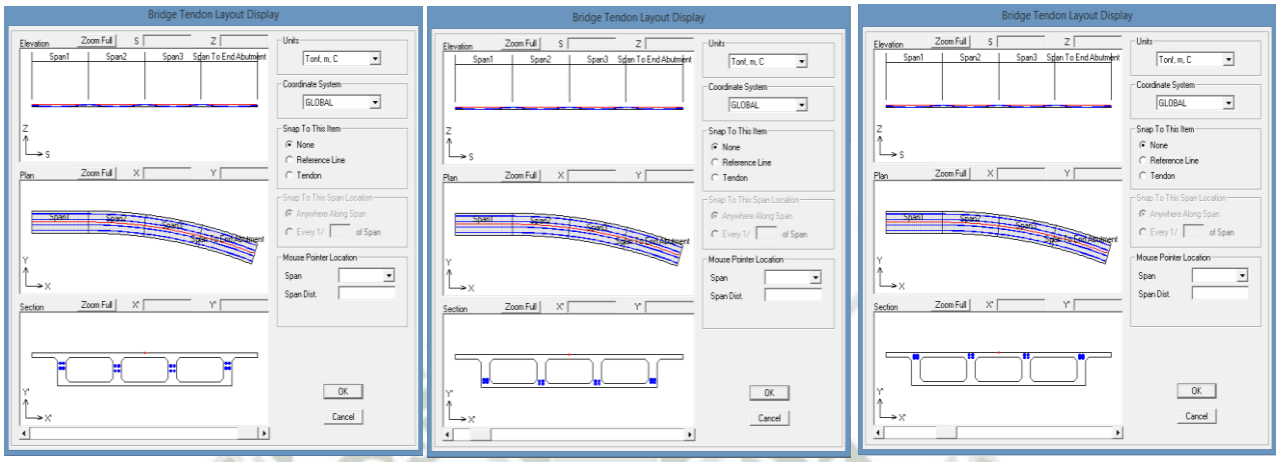
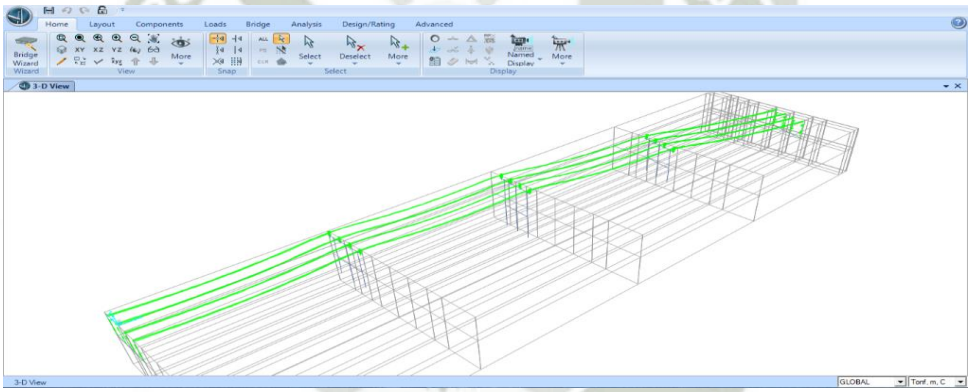


Figura IV - 57 Cables de preesfuerzo ubicados en el puente



4.1.20 Desarrollo del análisis estructural software CSiBridge

4.1.20.1 Control de deflexiones y corrección de fuerza de postensado

De[1], como la longitud no varía la máxima deflexión en el centro de luz será δ = L/800= 30/800=37.5mm y δ = L/375= 30/375=80mm en voladizos, a continuación se muestra el grafico las deflexiones en estado de servicio 1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 58Deflexiones máximas producidas en servicio

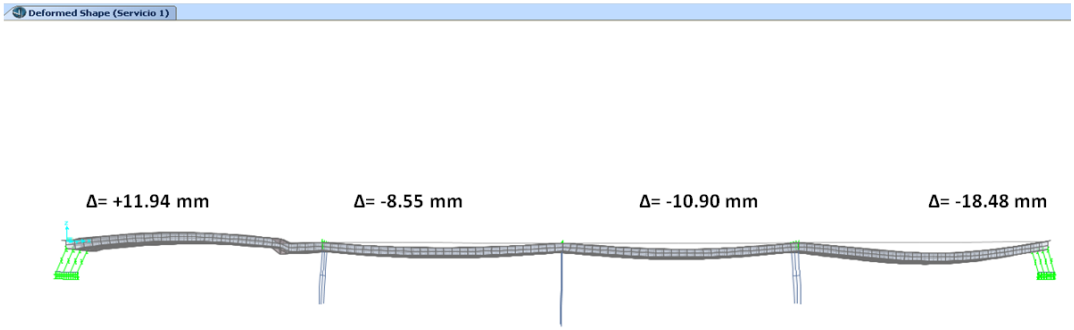


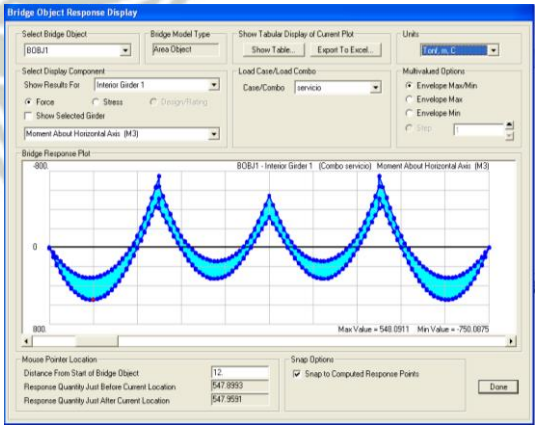
Tabla IV - 18 Maximas deflexiones producidas

Tramo del puente	Deflexión en servicio(mm)	Deflexión Máxima (mm)	Deflexión Máxima Permitida(mm)	Evaluación
Primer tramo	+11.94	16.85	37.5	cumple
Segundo tramo	-8.55	12.06	37.5	cumple
Tercer tramo	-10.9	15.38	37.5	cumple
Cuarto tramo	-18.48	26.08	37.5	cumple

$P = \frac{M_{externa}}{e}$, P= Fuerza de pre-esfuerzo que elimina deflexiones.

Del criterio de esfuerzos resultantes: Debemos buscar que los esfuerzos de tracción desaparezcan con la colocación de la fuerza de pre-esfuerzo y esto se puede encontrar con: $P = \frac{MA}{W_I + eA}$ y $W_i = \frac{I}{Y_I}$ Módulo elástico inferior de la sesión.Se procede a corregir la fuerza de pre-esfuerzo encontrada.

Vigas interiores: El máximo valor del momento es a 12 metros del primer apoyo y es M=547.90 tn-m, W=0.3183/0.69= 0.461 m^3, y P=$\frac{547.9 \cdot 1.3175}{0.461+0.54 \cdot 1.3175}$=615.52 tn, actuante en el anclaje, para los cables 2,3 y 4 les tocaría 205.1 tn, y para el cable 1 la fuerza continuaría siendo 214.06 tn

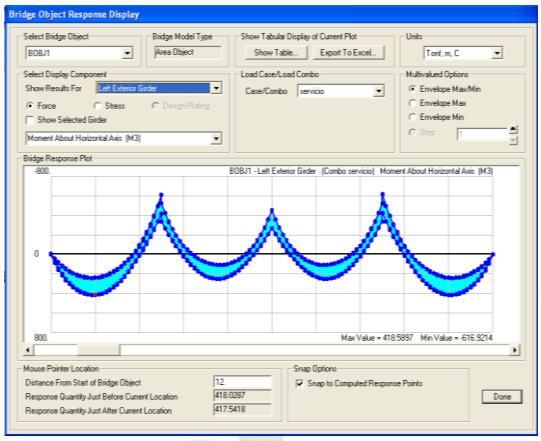


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Vigas exteriores: El máximo momento a 12m del apoyo es M=418.03 tn W=0.1917/0.79=0.242m^3, y P=$\frac{418.03 \cdot 1.1337}{0.242+0.64 \cdot 1.1337}$=489.47 tn, actuante en el anclaje, para los cables 2,3 y 4 les tocaría 163.16 tn, y para el cable 1 seria 171.25 tn-m, sin embargo la variación con la suposición inicial de fuerzas hace necesario un incremento de 271.25 tn.



4.1.20.1.1 Chequeo final de deflexiones

Figura IV - 59 Deflexiones máximas el puente en estado de servicio

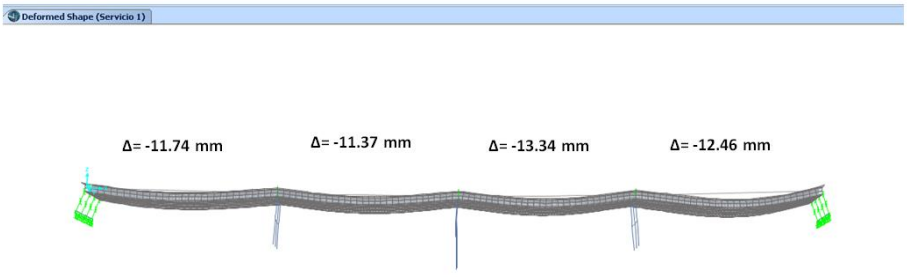


Tabla IV - 19 Maximas deflexiones producidas – Analisis final

Tramo del puente	Deflexión en servicio(mm)	Deflexión Máxima (mm)	Deflexión Máxima Permitida(mm)	Evaluación
Primer tramo	-11.74	16.55	37.5	cumple
Segundo tramo	-11.37	16.03	37.5	cumple
Tercer tramo	-13.34	18.80	37.5	cumple
Cuarto tramo	-12.46	17.57	37.5	cumple

Observación: Se mantiene la cantidad de torones y cables ya que la fuerza total de pre-esfuerzo no varía de forma significativa

4.1.20.2 Resumen de las fuerzas de pre-esfuerzo y % de pérdidas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Se muestran las fuerzas iníciales máximas en el anclaje, las fuerzas reformuladas por corrección de diseño, y los porcentajes de perdidas.

Tabla IV - 20 Fuerzas y perdidas de fuerza – Vigas interiores y exteriores

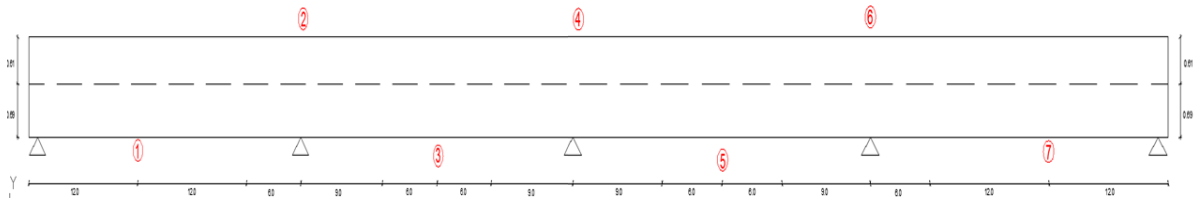
FUERZAS Y PERDIDAS DE FUERZA						
viga interior						
Descripción	P (tn)	P reformulado (tn /cable)	Perdidas instantáneas(%)	Perdidas diferidas (%)	Recuperación elástica (%)	Pérdida total (%)
Cables 2,3 y 4	214.06	205.10	23.07	18.45	0.96	40.57
Cable 1	214.06	214.06	17.07	12.34	0.96	28.45
Fuerza total de pre-esfuerzo en el anclaje :					829.36	tn
Fuerza total efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia:					650.94	tn
Fuerza total efectiva de pre-esfuerzo durante el servicio:					518.94	tn
viga exterior						
	P (tn)	P reformulado (tn/cable)	Perdidas instantáneas(%)	Perdidas diferidas (%)	Recuperación elástica (%)	Pérdida total (%)
Cable 2,3 y 4	256.87	163.16	22.52	21.95	4.49	44.47
Cable 1	171.25	271.25	19.22	13.12	4.49	32.34
Fuerza total de pre-esfuerzo :					760.73	tn
Fuerza total efectiva de pre-esfuerzo durante la transferencia:					598.37	tn
Fuerza total efectiva de pre-esfuerzo durante el servicio:					455.34	tn

Fuente: Elaboracion propia

4.1.20.3 Verificación del estado de esfuerzos en el concreto

Se verificara que los esfuerzos generados en la superestructura no sobrepasen a los admisibles ya que un valor excesivo de esfuerzo ya sea en tracción o compresión en las fibras superiores o inferiores ocasionara fallas en el concreto

Figura IV - 60Extensiónde la losa longitudinalmente – puntos a analizar



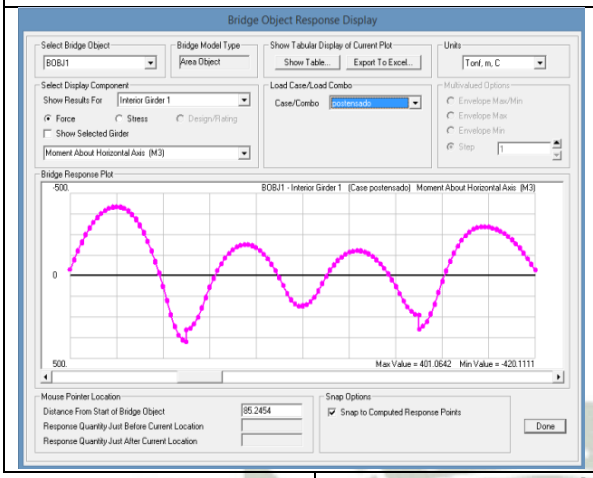
4.1.20.3.1 Esfuerzos en vigas interiores

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

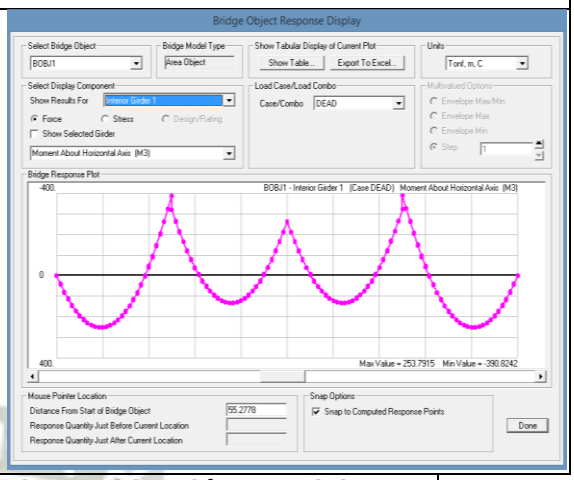
REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 61 Momentos resultantes del analisis

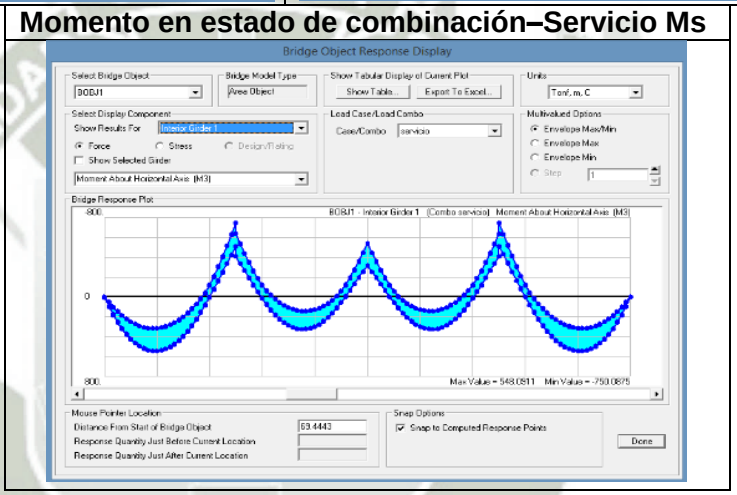
Momento en estado de pre-esfuerzo Mp



Momentos en estado de carga muerta M_D



Momento en estado de combinación–Servicio Ms



El compilado de resultados en los estados: carga muerta (DEAD), pre-esfuerzo (POSTENSADO) y de servicio (SERVICIO) se mostrara en el *anexo digital*.

a) Esfuerzo del concretodurante la transferencia (compresión y tracción)

El esfuerzo maximo admisible a compresion durante la transferencia de la fuerza de pre-esfuerzo es: -0.55f'ci = -0.55·2800=-1540.0 tn/m^2 y el maximo admisible en tension es: 0.25f'c = 0.25·3500= 875.0 tn/m^{2}menor a 1.38 MPa

Sección 1: Se usara la fuerza total de pre-esfuerzo incluyendo las pérdidas que durante la transferencia se producen, obteniendo la fuerza efectiva P.

De las ecuaciones: $\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{M_p \cdot Y_i}{I} + \frac{M_D \cdot Y_i}{I}$ y $\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{M_p \cdot Y_s}{I} - \frac{M_D \cdot Y_s}{I}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Esfuerzo fibras inferiores: Fuerza efectiva total de pre-esfuerzo: P= 775.60 tn, A=1.3175 m^2, Y_i=0.69m, I=0.318m^4, M_D=253.79 tn-m, Mp=420.11 tn-m

$$\sigma_i = -\frac{775.60}{1.3175} - \frac{420.11 \cdot 0.69}{0.318} + \frac{253.79 \cdot 0.69}{0.318} = -949.23 \text{ tn-m}^2 < -1540.0 \text{tn-m}^2$$

Esfuerzo en fibras superiores: Fuerza efectiva P=775.60 tn,Ys=0.61 m.

$$\sigma_s = -\frac{775.60}{1.3175} + \frac{420.11 \cdot 0.61}{0.318} - \frac{253.79 \cdot 0.61}{0.318} = -269.95 \text{ tn-m}^2 < -1540.0 \text{ tn-m}^2$$

Como se cumple la condición en ambos puntos, el diseño es satisfactorio.

Tabla IV - 21 Fuerzas y momentos en análisis – Vigas interiores

Sección	x (m)	ΔX (m)	P1 (tn)	P2 (tn)	∑P (tn)	M_D (tn-m)	M_p (tn-m)
0	0	0			829.36	38.13	38.13
1	15	15	579.81	195.79	809.09	253.79	420.11
2	30	15	544.31	177.52	425.22	390.37	401.06
3	45	15	508.82	0.00	462.74	133.26	190.54
4	60	15	473.33	0.00	360.81	262.73	185.19
5	75	15	508.82	0.00	369.86	133.14	153.08
6	90	15	544.31	177.52	280.99	390.82	323.35
7	105	15	579.81	195.79	593.07	253.76	298.03
8	120	15			472.97		34.93
8	120	0			829.36		38.13

Figura IV - 62 Representación de la fuerza de preesfuerzo – Vigas interiores

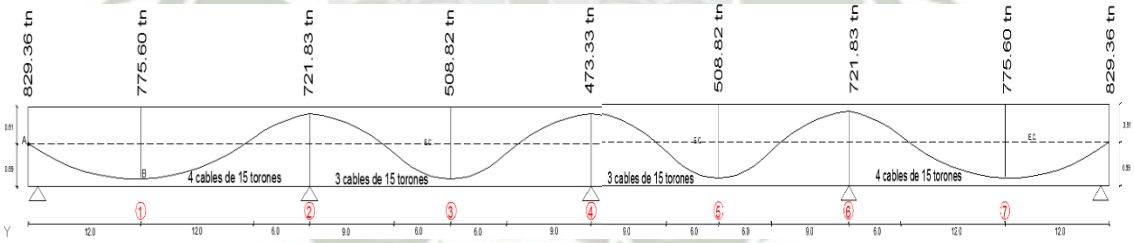


Tabla IV - 22 Esfuerzos en compresión según análisis en secciones establecidas

Sección	P (tn)	M_D (tn-m)	M_P (tn-m)	σ_i (tn/m^2)	σ_s (tn/m^2)	Condición σi y σs < 0.55fci
0	829.36					
1	809.09	253.79	420.11	-949.23	-269.95	cumple
2	425.22	390.37	401.06	-524.71	-568.37	cumple
3	462.74	133.26	190.54	-510.37	-276.43	cumple
4	360.81	262.73	185.19	-527.35	-210.66	cumple
5	369.86	133.14	153.08	-429.43	-347.99	cumple
6	280.99	390.82	323.35	-694.14	-418.58	cumple
7	593.07	253.76	298.03	-684.65	-503.85	cumple
8	472.97					
8	829.36					

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a.1) Esfuerzo del concreto en servicio

Llamado también esfuerzos después de las pérdidas de fuerza de pre-esfuerzo, el máximo esfuerzo a compresión admisible es: 0.45 f'c=0.45·3500=1575.0 tn/m^2 Aquí se pone a prueba que los esfuerzos producidos en fibras inferiores como superiores de las secciones solicitadas no superen a las admisibles.

De las ecuaciones: $\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{M_p \cdot Y_i}{I} + \frac{M_s \cdot Y_i}{I}$ y $\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{M_p \cdot Y_s}{I} - \frac{M_s \cdot Y_s}{I}$

Sección 1

Fuerza efectiva total de pre-esfuerzo P= 736.51 tn

Momento debido al pre-esfuerzo: Mp=377.50 tn-m, pérdida total de fuerza de pre-esfuerzo de 40.57%.

Momento por el estado de servicio Ms= 547.95 tn-m

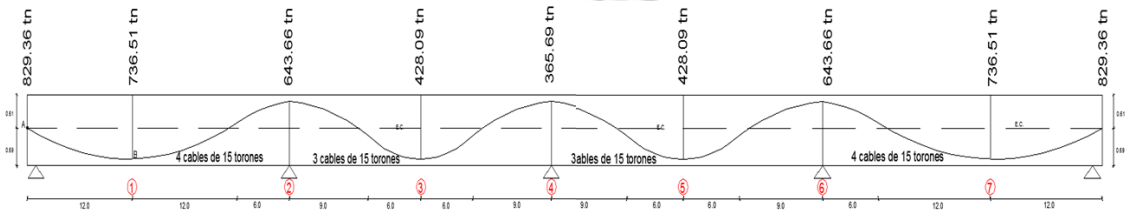
$$\sigma_i = -\frac{736.51}{1.3175} - \frac{377.50 \cdot 0.69}{0.318} + \frac{547.95 \cdot 0.69}{0.318} = -189.53 \text{ tn-m}^2 < -1575.0 \text{ tn-m}^2$$

$$\sigma_s = -\frac{736.51}{1.3175} + \frac{377.50 \cdot 0.61}{0.318} - \frac{547.95 \cdot 0.61}{0.318} = -885.67 \text{tn-m}^2 < -1575.0 \text{ tn-m}^2$$

Tabla IV - 23 Fuerzas y momentos en análisis – Vigas interiores en servicio

Sección	x (m)	ΔX	P1	P2	ΣP	Mp	Ms
1	15	15	552.90	183.61	736.51	377.50	547.95
2	30	15	490.49	153.17	643.66	319.71	748.06
3	45	15	428.09	0.00	428.09	132.57	328.02
4	60	15	365.69	0.00	365.69	110.06	541.93
5	75	15	428.09	0.00	428.09	132.57	327.85
6	90	15	490.49	153.17	643.66	319.71	750.09
7	105	15	552.90	183.61	736.51	377.50	548.09

Figura IV - 63Representación de la fuerza de preesfuerzo– Vigas interiores - servicio



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 24 Esfuerzos en compresión según análisis en secciones establecidas

Sección	P (tn)	M_s (tn-m)	M_P (tn-m)	σ_i (tn/m²)	σ_s (tn/m²)	Condición σi y σs < 0.55fci
1	736.51	547.95	377.50	-189.53	-885.67	cumple
2	643.66	748.06	319.71	-1417.11	332.36	cumple
3	428.09	328.02	132.57	98.77	-699.50	cumple
4	365.69	541.93	110.06	-1213.75	550.08	cumple
5	428.09	327.85	132.57	98.40	-699.17	cumple
6	643.66	750.09	319.71	-1421.51	336.25	cumple
7	736.51	548.09	377.50	-189.23	-885.94	cumple

b) Verificación de esfuerzosen tracción

b.1) Esfuerzo del concretodurante la transferencia

Según norma el esfuerzo maximo admisible en tension durante la transferencia de la fuerza de pre-esfuerzo es: 0.25f'c = 0.25·3500=875.0 tn/m^2 que a su ves es menor a 1.38 tn/m^2 como se estipula.

Sección 1: Todos los cables que existen en la sección formaran a la fuerza de pre-esfuerzo incluyendo las pérdidas que durante la transferencia se producen.

De las ecuaciones: $\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{M_p \cdot Y_i}{I} + \frac{M_D \cdot Y_i}{I}$ y $\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{M_p \cdot Y_s}{I} - \frac{M_D \cdot Y_s}{I}$

Los signos mostrados en cada ecuacion se usan cuando se halla el esfuerzo en el centro de la luz, en un apoyo los signos del σ_i se convierten en los del σ_s.

Esfuerzo fibras inferiores: Fuerza efectiva total de pre-esfuerzo: P= 775.60 tn, A=1.3175 m^2, Y_i=0.69m, I=0.318m^4, M_D=253.79tn-m, Mp=420.11 tn-m

$$\sigma_i = -\frac{775.60}{1.3175} - \frac{420.11 \cdot 0.69}{0.318} + \frac{253.79 \cdot 0.69}{0.318} = -949.23 \text{ tn-m}^2 < -1540.0 \text{tn-m}^2$$

Esfuerzo en fibras superiores: Fuerza efectiva P=775.60 tn,Ys=0.61 m.

$$\sigma_s = -\frac{775.60}{1.3175} + \frac{420.11 \cdot 0.61}{0.318} - \frac{253.79 \cdot 0.61}{0.318} = -269.95 \text{ tn-m}^2 < -1540.0 \text{ tn-m}^2$$

Como se cumple la condición en ambos puntos, el diseño es satisfactorio y no existirán problemas por la compresión en el concreto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

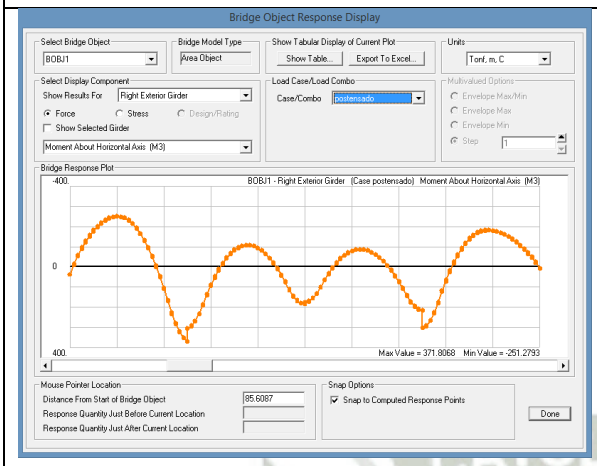
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

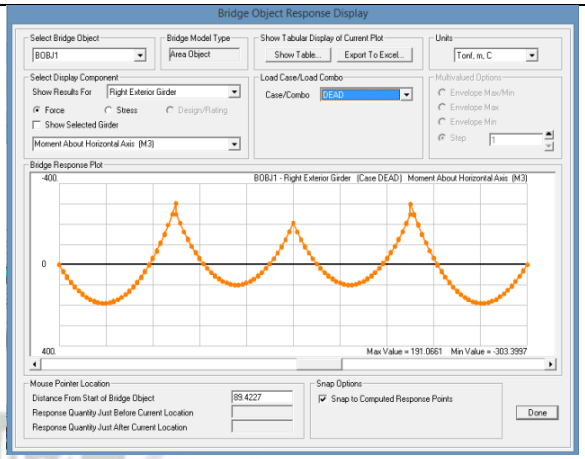
4.1.20.3.2 Esfuerzos en vigas exteriores

Figura IV - 64 Momentos resultantes del análisis vigas exteriores

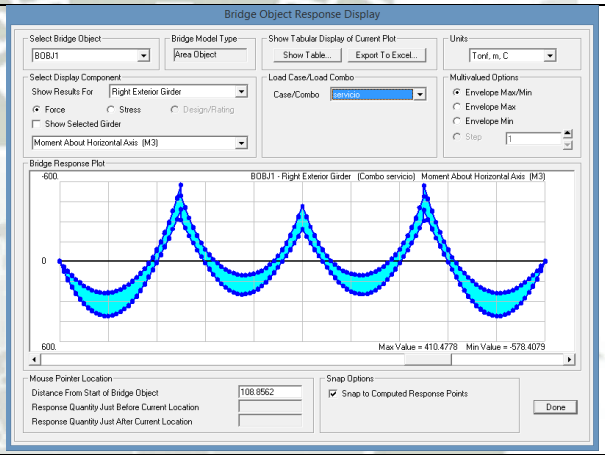
Momento en estado de pre-esfuerzo Mp



Momentos en estado de carga muerta M_D



Momento en estado de combinación –Servicio Ms



El compilado de los momentos resultantesse mostraran en el *anexo digital*.

a) Esfuerzo del concreto durante la transferencia

El esfuerzo maximo admisible a compresion durante la transferencia de la fuerza de pre-esfuerzo es: -0.55f'ci =-0.55·2800=-1540.0 tn/m^2

Sección 1: Para la evaluación se usara la fuerza total de pre-esfuerzo que involucra a todos los cables que existen en la sección, incluyendo las pérdidas en la transferencia, nos dara una fuerza de pre-esfuerzo efectiva P.

De las ecuaciones: $\sigma_i = -\frac{P}{A} \mp \frac{M_p \cdot Y_i}{I} \pm \frac{M_D \cdot Y_i}{I}$ y $\sigma_s = -\frac{P}{A} \pm \frac{M_p \cdot Y_s}{I} \mp \frac{M_D \cdot Y_s}{I}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Esfuerzo fibras inferiores: La fuerza de postensado genera compresion en fibras inferiores y las cargas de servicio generan traccion en fibras inferiores.

Fuerza efectiva total de pre-esfuerzo: P= 731.33 tn, A=1.134 m^2, Y_i=0.79m, I=0.192m^4, M_D=190.50tn-m, Mp=251.28 tn-m

$$\sigma_i = -\frac{731.33}{1.134} - \frac{251.28 \cdot 0.79}{0.192} + \frac{190.50 \cdot 0.79}{0.192} = -895.55 \text{ tn-m}^2 < -1540.0 \text{tn-m}^2$$

Esfuerzo en fibras superiores: Fuerza efectiva P=775.60 tn,Ys=0.61 m.

$$\sigma_s = -\frac{731.33}{1.134} + \frac{251.09 \cdot 0.51}{0.192} - \frac{190.5 \cdot 0.51}{0.192} = -483.38 \text{ tn-m}^2 < -1540.0 \text{ tn-m}^2$$

Como se cumple la condición en ambos puntos, el diseño es satisfactorio Como en las vigas interiores los siguientes cuadros resumen el proceso de análisis hallando fuerzas de pre-esfuerzo, momentos, hasta los esfuerzos que se ejerce en cada sección.

Tabla IV - 25 Fuerzas y momentos en análisis – Vigas exteriores

Sección	x (m)	ΔX (m)	P1 (tn)	P2 (tn)	∑P (tn)	M_D (tn-m)	M_p (tn-m)
1	15	15	461.93	269.40	731.33	190.50	251.28
2	30	15	434.37	267.56	701.93	303.40	371.81
3	45	15	406.82	0.00	406.82	99.70	109.37
4	60	15	379.26	0.00	379.26	205.07	182.73
5	75	15	406.82	0.00	406.82	99.57	87.00
6	90	15	434.37	267.56	701.93	300.42	303.43
7	105	15	461.93	269.40	731.33	191.07	183.27

Figura IV - 65Representaciónde la fuerza de preesfuerzo – Vigas exteriores

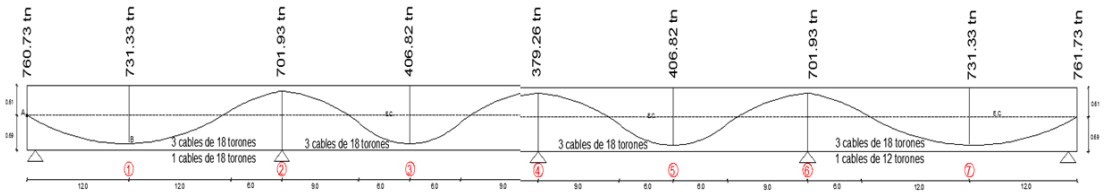


Tabla IV - 26 Esfuerzos en compresión según análisis en secciones establecidas

Sección	P (tn)	M_D (tn-m)	M_P (tn-m)	σ_i (tn/m²)	σ_s (tn/m²)	σi y σs < 0.55fci
1	731.33	190.50	251.28	-895.55	-483.38	cumple
2	701.93	303.40	371.81	-901.06	-437.16	cumple
3	406.82	99.70	109.37	-398.68	-333.12	cumple
4	379.26	205.07	182.73	-242.49	-393.96	cumple
5	406.82	99.57	87.00	-307.03	-392.29	cumple
6	701.93	300.42	303.43	-631.56	-611.14	cumple
7	731.33	191.07	183.27	-612.96	-665.82	cumple

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Como para cada punto se cumple con la condición el diseño es satisfactorio

b) Esfuerzo del concreto en servicio

El máximo esfuerzo a compresión admisible: 0.45 f'c=0.45·3500=1575.0 tn/m^{2}Aquí se pone a prueba que los esfuerzos producidos en fibras inferiores como superiores de las secciones solicitadas no superen a las admisibles.

De las ecuaciones: $\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{M_p \cdot Y_i}{I} + \frac{M_s \cdot Y_i}{I}$ y $\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{M_p \cdot Y_s}{I} - \frac{M_s \cdot Y_s}{I}$

Sección 1

Fuerza efectiva total de pre-esfuerzo P= 662.45 tn

Momento debido al pre-esfuerzo: Mp=223.34 tn-m, recordemos que existe una pérdida total de fuerza de pre-esfuerzo de 44.47%.

Momento por el estado de servicio Ms= 409.32 tn-m

$$\sigma_i = -\frac{662.45}{1.134} - \frac{223.34 \cdot 0.79}{0.192} + \frac{409.32 \cdot 0.79}{0.192} = 182.11 \text{ tn-m}^2 < -1575.0 \text{ tn-m}^2$$

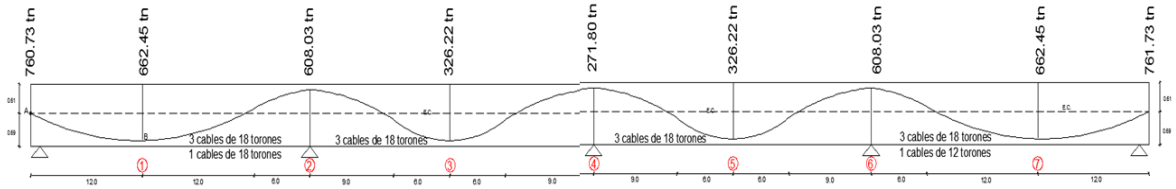
$$\sigma_s = -\frac{662.45}{1.134} + \frac{223.34 \cdot 0.51}{0.192} - \frac{409.32 \cdot 0.51}{0.192} = -1079.11 \text{ tn-m}^2 < -1575.0 \text{ tn-m}^2$$

Tanto el esfuerzo de las fibras superiores como inferiores son menores que el admisible lo que significa que el diseño es satisfactorio.

Tabla IV - 27 Fuerzas y momentos en análisis – Vigas interiores en servicio

Sección	x (m)	ΔX	P1	P2	∑ P	Mp	Ms
1	15	15	435.06	227.39	662.45	223.34	409.32
2	30	15	380.64	227.39	608.03	289.13	578.41
3	45	15	326.22	0.00	326.22	72.89	246.25
4	60	15	271.80	0.00	271.80	101.47	417.85
5	75	15	326.22	0.00	326.22	72.89	246.00
6	90	15	380.64	227.39	608.03	289.13	572.16
7	105	15	435.06	227.39	662.45	223.34	396.52

Figura IV - 66 Representaciónde la fuerza de preesfuerzo– Vigasinteriores



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 28 Esfuerzos en compresión según análisis en secciones establecidas

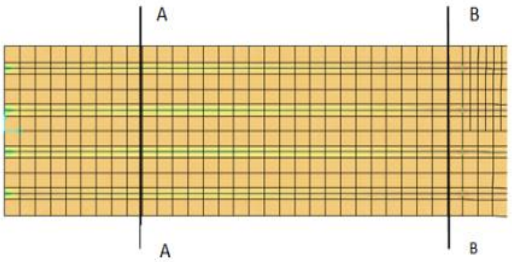
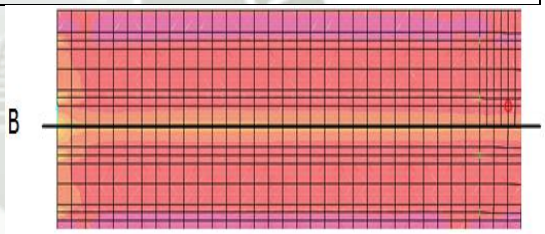
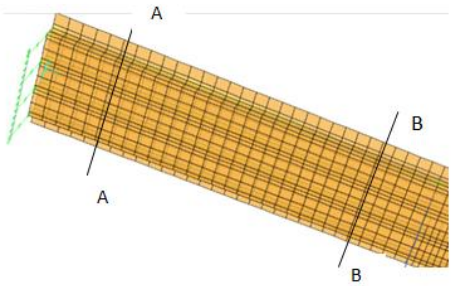
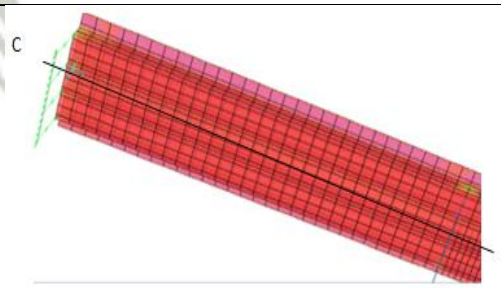
Sección	P (tn)	M_S (tn-m)	M_P (tn-m)	σ_i (tn/m^2)	σ_s (tn/m^2)	σi y σs < 0.55fci
1	662.45	409.32	223.34	182.11	-1079.11	cumple
2	608.03	578.41	289.13	655.78	-1305.91	cumple
3	326.22	246.25	72.89	426.65	-748.95	cumple
4	271.80	417.85	101.47	1064.04	-1081.44	cumple
5	326.22	246.00	72.89	425.62	-748.28	cumple
6	608.03	572.16	289.13	630.05	-1289.30	cumple
7	662.45	396.52	223.34	129.34	-1045.05	cumple

4.1.20.4 Análisis de la losa superior e inferior del puente

Los resultados del análisis se presentan a partir de las combinaciones enunciadas, a diferencia del análisis del puente simplemente reforzado la estructura está siendo afectada por una fuerza de pre-esfuerzo modificando el comportamiento, se verifica lo supuesto en la combinación de envolventes.

Tramo 1 (entre estribo izquierdo y pilar extremo 1)

Figura IV - 67 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 1

Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
LosaSuperior del Puente	
	 $M_c(+)$=5.76 tn-m
Losa Inferior del Puente	
	 Mc(+)=0.707 tn-m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

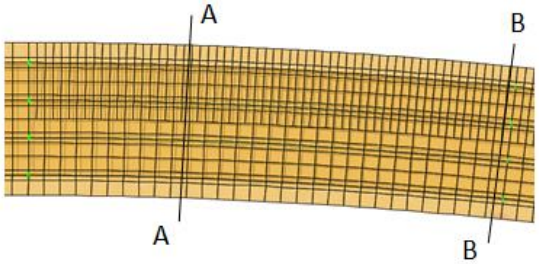
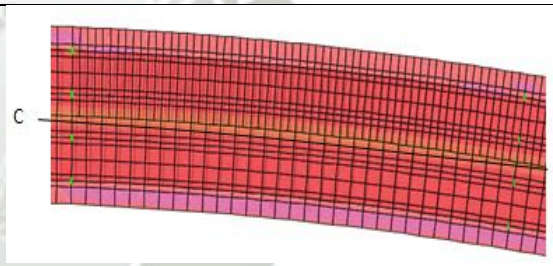
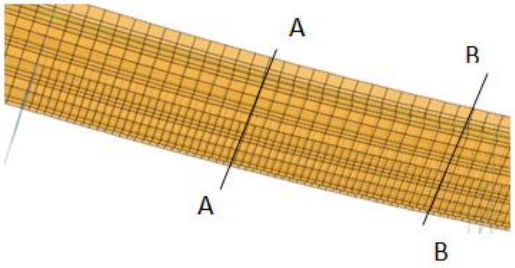
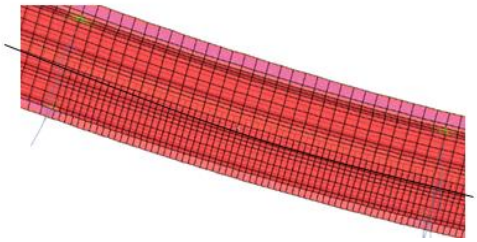
Tabla IV - 29 Momentos a lo largo de la Seccion Transversal – Tramo 1

MOMENTOS A LO LARGO DE LA SECCION TRANSVERSAL – TRAMO 1									
LOSA SUPERIOR SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	**Extremo Izquierdo**	**Sobre Viga Exterior Izquierda**	**Luz Izq.**	**Sobre viga Int 1**	**Luz central**	**Sobre viga Interior 2**	**Luz der.**	**Sobre Viga Ext derecha**	**Extremo Derecho**
A-A	1.507	9.673	2.30	13.66	4.498	12.98	2.26	11.50	1.459
B-B	-2.134	-4.464	1.521	-4.953	3.486	-3.197	1.362	-3.527	-1.964
LOSA INFERIOR SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	**Sobre Viga Ext Izquierda**	**Luz Izquierda**	**Sobre viga Interior 1**		**Luz central**	**Sobre viga Interior 2**	**Luz derecha**	**Sobre Viga Ext der**	
A-A	2.253	0.609	2.847		0.597	2.778	0.602	2.694	
B-B	-0.716	-0.02	0.08		0.511	-0.268	-0.085	1.759	

Fuente: Elaboración propia

Tramo 2 (entre pilar extremo 1 y pilar central)

Figura IV - 68 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 2

Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
LosaSuperior del Puente	
	 En el corte B-B:Mmax (+) = 5.502 tn-m
Losa Inferior del Puente	
	 En el corte C-C: Mmax(+)= 0.377 tn-m

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 30 Momentos a lo largo de la seccion transversal – Tramo 2

MOMENTOS A LO LARGO DE LA SECCION TRANSVERSAL – TRAMO 2									
LOSA SUPERIOR SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Ext Izquierda	Luz Izquierda	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Int 2	Luz derecha	Sobre Viga Ext derecha	Extremo Derecho
A-A	0.911	4.604	2.522	6.910	4.298	6.744	2.160	4.684	0.973
B-B	-1.995	-5.016	1.673	-6.067	3.251	-4.492	1.250	-3.799	-1.627
LOSA INFERIOR SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Sobre Viga Ext Izq	Luz Izquierda	Sobre viga Interior 1		Luz central	Sobre viga Int 2	Luz derecha	Sobre Viga Ext der	
A-A	1.292	0.359	1.691		0.349	1.645	0.252	1.257	
B-B	0.221	-0.147	1.439		1.082	0.580	0.025	2.178	

Tramo 3 (entre pilar central y pilar extremo 2)

Figura IV - 69 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 3

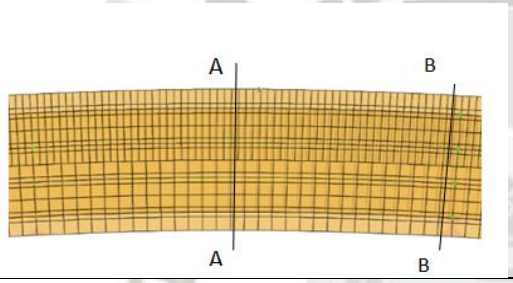
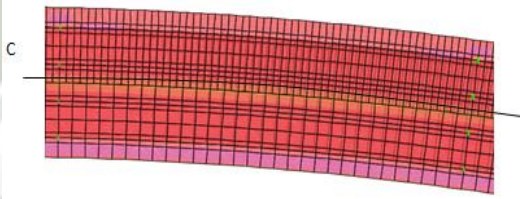
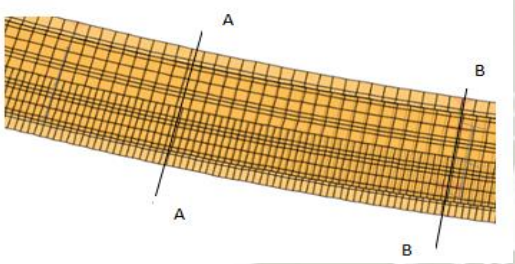
Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
LosaSuperior del Puente	
	 En el corte B-B Mmax (+) = 5.608 tn-m
Losa Inferior del Puente	
	En el corte C- C Mmax(+)= 0.147 tn-m

Tabla IV - 31 Momentos a lo largo de la sección transversal – tramo 3

MOMENTOS A LO LARGO DE LA SECCION TRANSVERSAL – TRAMO 3									
LOSA SUPERIOR SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Exterior Iz	Luz Izquierda	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Interior 2	Luz derecha	Sobre Viga Exterior derecha	Extremo Derecho
A-A	0.987	6.727	2.600	6.913	4.376	6.710	2.236	6.403	0.776
B-B	-2.252	-4.629	1.529	-5.005	3.196	-4.181	1.159	-4.344	-1.941
LOSA INFERIOR SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Sobre Viga Ext Izquierda	Luz Izquierda	Sobre viga Interior 1		Luz central	Sobre viga Interior 2		Luz derecha	Sobre Viga Exterior derecha
A-A	1.303	0.359	1.719		0.350	1.656		0.352	1.389
B-B	3.393	-0.217	1.227		0.372	-0.296		-0.149	1.907

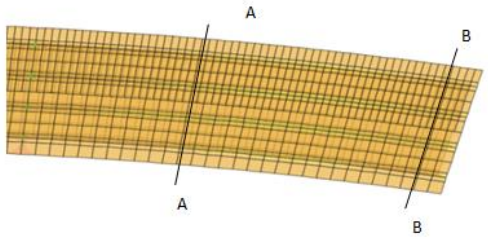
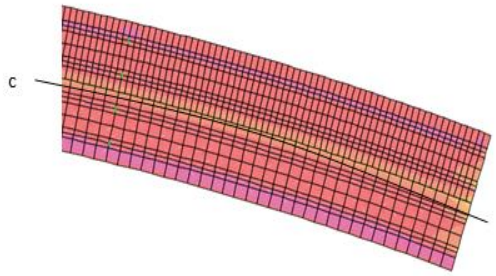
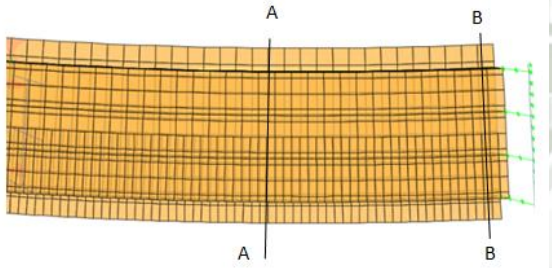
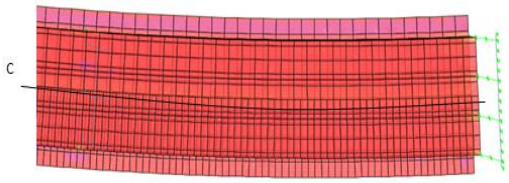
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tramo 4 (entre pilar extremo 2 y el estribo derecho)

Figura IV - 70 Momentos en direcciones principales de la losa – Tramo 4

Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
Losa Superior del Puente	
	 En el corte B-B Max (+) = 5.107 tn-m
Losa Inferior del Puente	
	 **Em el corte C- C Max(+)= 0.1717 tn-m**

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV - 32 Momentos a lo largo de la sección transversal – Tramo 4

MOMENTOS A LO LARGO DE LA SECCION TRANSVERSAL – TRAMO 4									
LOSA SUPERIOR SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Extremo Izquierdo	Sobre Viga Exterior Izquierda	Luz Izquierda	Sobre viga Interior 1	Luz central	Sobre viga Interior 2	Luz derecha	Sobre Viga Exterior derecha	Extremo Derecho
A-A	1.519	9.561	2.870	12.904	4.678	10.949	2.522	8.332	1.396
B-B	-0.475	-5.376	1.743	-5.859	1.780	-5.790	1.528	-7.715	-0.744
LOSA INFERIOR SENTIDO PERPENDICULAR AL TRAFICO									
tn-m	Sobre Viga Exterior Izquierda	Luz Izquierda	Sobre viga Interior 1		Luz central	Sobre viga Interior 2		Luz derecha	Sobre Viga Exterior derecha
A-A	2.146	0.618	2.86		0.606	2.804		0.609	2.205
B-B	0.498	0.492	-0.391		0.359	2.243		0.318	3.509

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.20.5 Análisis de las vigas interiores y exteriores del puente

4.1.20.5.1 Análisis del estado de carga postensado

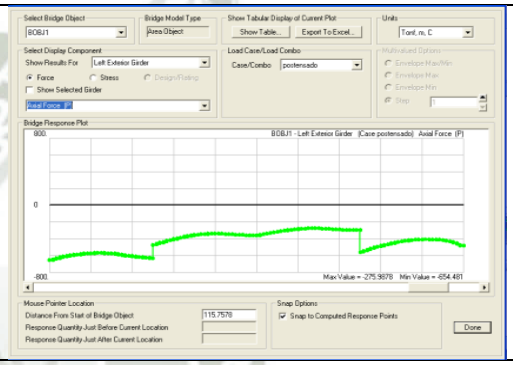
Se tienen los efectos de la colocación de cables de pre-esfuerzo teniendo momentos positivos y negativos en fibras inferiores y superiores, asi como las fuerzas cortantes máximas, y los momentos de torsión provocados, se divide en tramos de aproximadamente 8 m lo que nos da ventajas para distribuir varillas de acero de tamaño comercial para el refuerzo pasivo.

Tabla IV - 33 Estado de carga postensado – Viga exteriorizquierda

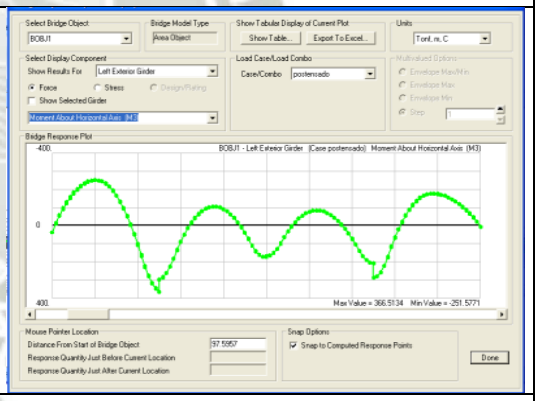
VIGA EXTERIOR IZQUIERDA					
Posición	M3		P	$V2_P$	T_P
Inicio0m	Máximo	Mínimo	Tonf	Tonf	Tonf-m
0	37.906	37.906	-654.481	52.20	29.70
5	-151.655	-157.413	-606.657	34.92	13.75
10	-241.621	-243.839	-579.075	12.55	3.49
22	-1.805	-6.973	-595.794	57.67	18.19
27	281.168	276.297	-621.401	56.33	17.11
30	366.513	299.070	-473.092	19.15	13.83
33	228.371	228.362	-437.227	41.37	9.34
39	-14.777	-16.649	-377.589	32.83	9.57
44	-100.458	-101.500	-346.894	9.15	2.57
52	-17.387	-18.389	-345.675	28.18	8.60
57	142.659	141.438	-357.514	30.14	7.71
60	173.752	167.560	-361.534	1.61	7.95
63	129.701	129.410	-336.166	33.57	7.67
68	-17.772	-19.078	-302.811	25.03	7.24
75	-82.615	-82.801	-276.643	3.67	1.81
81	-4.974	-6.020	-281.937	24.67	7.93
87	170.317	169.365	-296.504	24.53	6.19
90	287.779	210.576	-296.906	2.49	11.42
93	223.603	222.476	-517.699	47.62	14.43
98	-18.269	-21.032	-465.128	44.75	14.08
110	-164.635	-164.654	-407.082	7.90	3.34
115	-101.574	-103.153	-422.521	20.47	9.13
120	6.269	6.269	-484.050	30.58	22.63

DIAGRAMAS

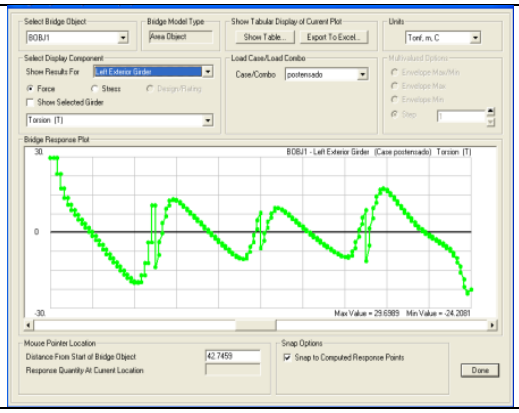
Fuerza



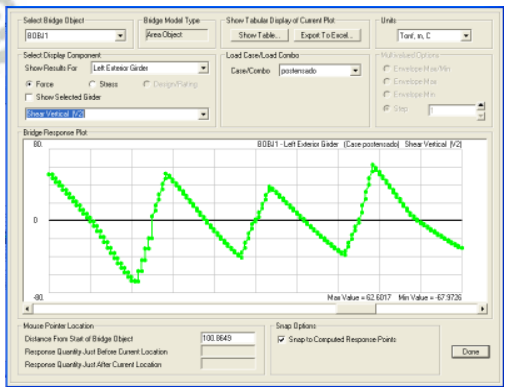
Momento



Torsion



Cortante



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

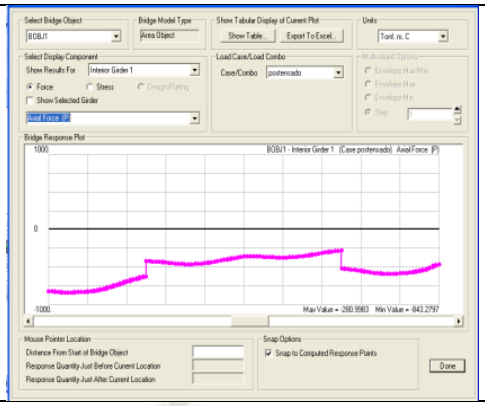
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 34 Estado de carga postensado – Viga interior izquierda

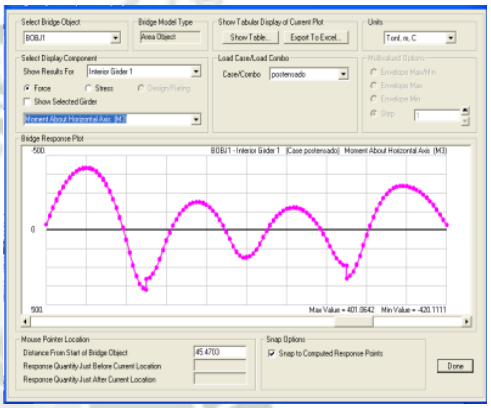
VIGA INTERIOR IZQUIERDA					
Posición	M3		P	$V2_P$	T_P
Inicio0m	Máximo	Mínimo	Tonf	Tonf	Tonf-m
0	-38.130	-38.130	-826.873	56.37	6.52
5	-287.795	-291.473	-842.632	36.37	7.41
10	-407.434	-408.526	-837.701	13.64	1.88
22	-83.142	-89.955	-720.713	65.18	7.86
27	309.825	307.707	-655.205	68.29	6.13
30	401.064	328.183	-425.218	13.67	6.81
33	254.254	250.642	-430.308	47.70	2.28
39	-71.305	-73.909	-455.775	37.28	4.46
44	-185.494	-185.589	-464.657	9.66	1.67
52	-68.175	-71.318	-421.869	33.12	3.44
57	147.649	146.059	-382.549	34.41	2.10
60	185.194	177.972	-360.816	0.72	2.67
63	132.746	129.913	-361.309	37.29	2.45
68	-64.293	-66.411	-370.175	28.86	3.00
75	-150.023	-151.052	-369.854	3.82	1.27
81	-42.967	-45.887	-336.655	27.83	3.72
87	191.195	189.643	-295.646	28.60	1.55
90	323.354	238.006	-280.998	10.35	5.74
93	235.920	231.638	-536.545	50.58	5.45
98	-84.239	-88.841	-567.761	49.62	7.01
110	-280.645	-282.067	-580.639	8.49	2.19
115	-192.792	-196.007	-542.181	21.37	6.16
120	-34.932	-34.932	-469.249	32.84	10.35

DIAGRAMAS

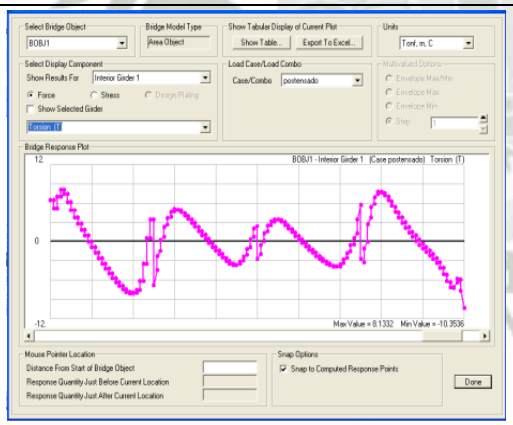
Fuerza



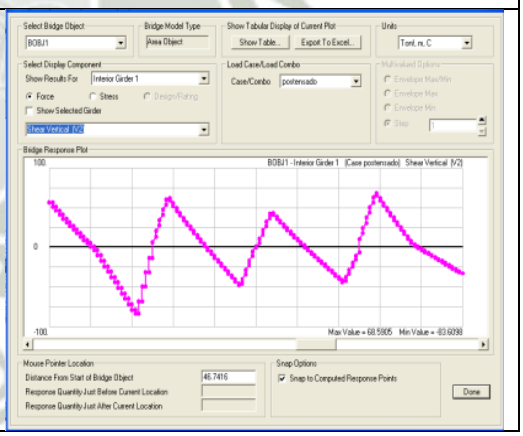
Momento



Torsion



Cortante



Fuente: Elaboracion Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

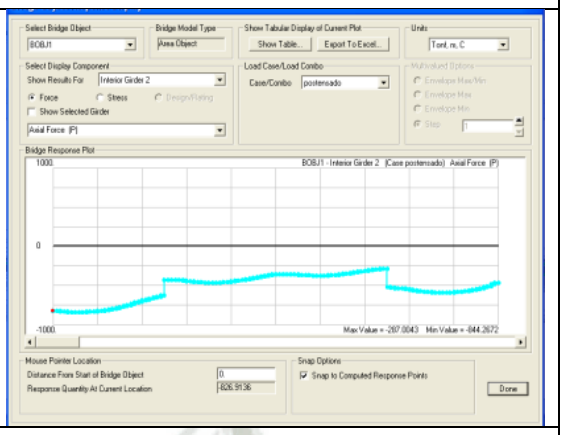
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 35 Estado de carga postensado – Viga interior derecha

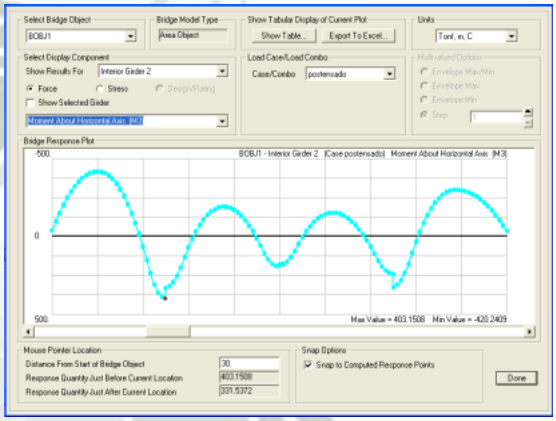
VIGA INTERIOR DERECHA					
Posición	M3		P	$V2_P$	T_P
Inicio0m	Máximo	Mínimo	Tonf	Tonf	Tonf-m
0	37.821	37.821	-654.644	52.22	29.39
5	-151.915	-157.601	-608.613	34.77	13.65
10	-241.503	-243.644	-582.772	12.40	3.40
22	-0.981	-6.165	-603.392	57.86	18.17
27	283.744	279.119	-630.757	56.74	16.89
30	371.807	307.324	-480.401	19.76	11.40
33	234.206	232.861	-441.996	47.95	11.46
39	-14.871	-19.053	-380.652	36.24	10.97
44	-103.724	-105.715	-349.328	10.79	3.20
52	-18.085	-20.840	-346.730	31.48	10.24
57	147.323	144.073	-358.050	35.89	10.45
60	182.734	175.430	-360.402	3.78	4.89
63	133.673	132.472	-334.090	33.89	9.03
68	-18.100	-21.363	-300.941	28.06	8.82
75	-85.806	-86.442	-276.183	4.58	1.51
81	-5.781	-8.174	-281.794	27.15	8.88
87	175.356	172.481	-298.232	25.15	9.00
90	303.432	217.063	-296.897	8.99	8.09
93	231.031	228.154	-515.627	55.40	16.07
98	-18.093	-24.093	-464.178	48.90	15.79
110	-170.469	-170.729	-407.952	9.28	3.24
115	-104.819	-108.445	-421.460	22.58	9.97
120	7.703	7.703	-481.404	32.23	25.11

DIAGRAMAS

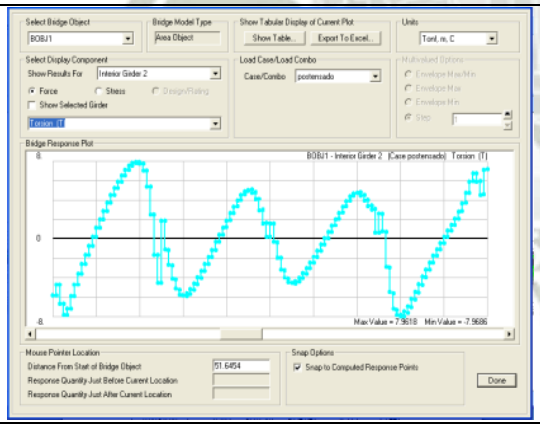
Fuerza



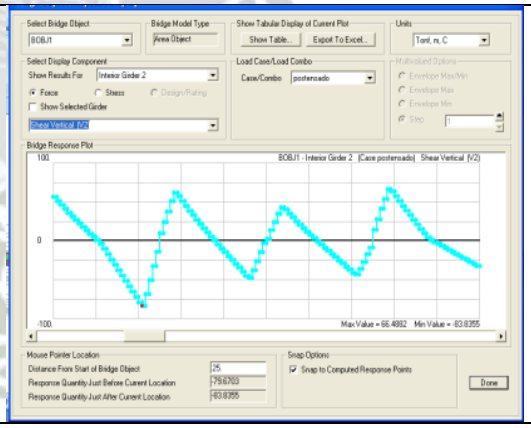
Momento



Torsion



Cortante



Fuente: Elaboracion Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

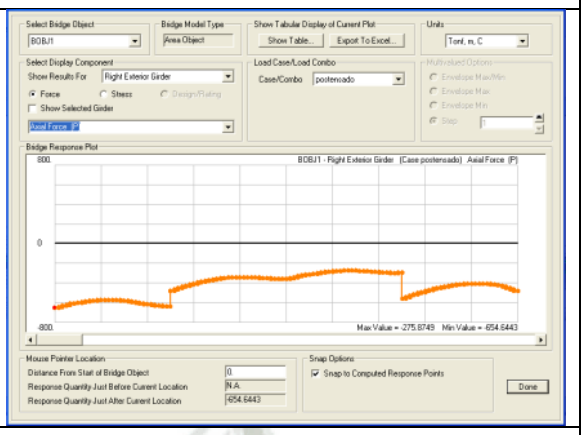
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 36 Estado de carga postensado – Viga exterior derecha

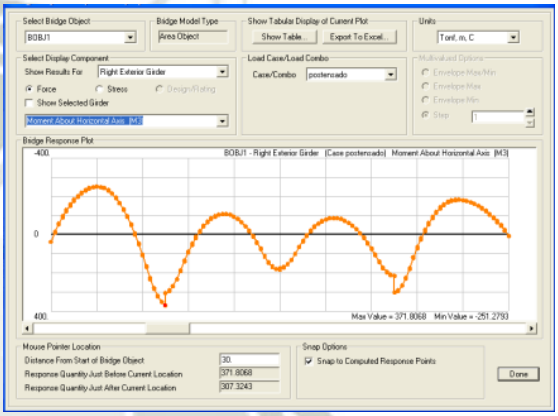
VIGA EXTERIOR DERECHA					
Posición	M3		P	$V2_P$	T_P
Inicio0m	Máximo	Mínimo	Tonf	Tonf	Tonf-m
0	-38.145	-38.145	-826.914	56.39	5.85
5	-287.987	-291.667	-843.320	36.38	7.18
10	-407.585	-408.671	-839.234	13.63	1.64
22	-83.168	-89.949	-723.788	65.31	7.88
27	310.977	308.751	-658.493	68.55	5.39
30	403.151	331.537	-429.502	13.94	4.56
33	256.973	252.614	-432.768	51.27	4.10
39	-72.319	-75.069	-456.727	38.84	5.24
44	-187.385	-187.981	-466.054	10.91	1.87
52	-68.751	-72.674	-420.542	34.61	4.53
57	149.800	148.465	-380.966	37.76	4.14
60	189.528	181.135	-360.889	2.81	1.57
63	135.396	131.619	-361.108	35.15	3.19
68	-64.945	-67.178	-369.346	30.25	4.41
75	-151.431	-153.134	-369.332	4.89	0.60
81	-43.393	-47.230	-335.105	28.97	3.90
87	193.293	192.015	-293.860	26.61	4.02
90	326.713	243.934	-287.004	14.28	2.63
93	240.171	234.690	-536.163	54.36	5.50
98	-84.575	-90.258	-566.314	51.51	7.61
110	-283.149	-285.331	-580.848	9.15	1.43
115	-193.870	-198.816	-540.305	22.06	5.92
120	-35.467	-35.467	-470.644	32.36	7.21

DIAGRAMAS

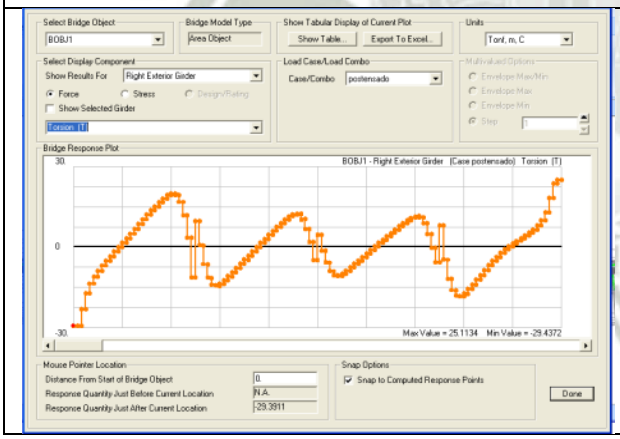
Fuerza



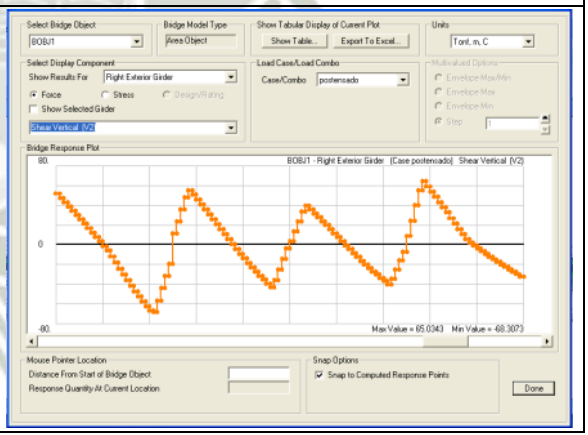
Momento



Torsion



Cortante



Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.1.20.5.2 Análisis de la combinación de envolventes en vigas exteriores e interiores de la sección tipo cajón.

La combinación de envolventes entre los estados de carga nos pone en conocimiento de los máximos momentos que pueden darse en la estructura de acuerdo a su configuración y a las solicitaciones indicadas y que en condiciones sin pre-esfuerzo son necesarios para encontrar los esfuerzos de tracción y compresión que actúan en cada punto a lo largo de la superestructura para así también realizar el posterior diseño del refuerzo pasivo con acero en las zonas de tracción que lo necesiten.

Tabla IV - 37Combinación envolvente de estados – Vigas exteriores e interiores

VIGA EXTERIOR IZQUIERDA				
Posición	M3		V2	T
Inicio 0.0 m	Máximo	Mínimo	Tonf	Tonf-m
0	-0.723	-6.378	123.53	37.08
5	397.475	61.738	76.81	35.14
10	539.682	63.629	34.33	18.01
22	198.450	-78.125	106.92	45.22
27	-87.252	-402.875	145.04	51.81
30	-155.887	-793.480	166.00	40.08
33	-4.359	-367.978	123.79	45.59
39	213.971	-80.203	74.81	33.32
44	323.420	10.932	32.77	15.06
52	171.739	-11.673	77.73	35.03
57	-4.539	-267.301	118.87	43.68
60	-108.306	-589.101	143.24	40.99
63	-6.500	-266.434	118.86	44.42
68	171.915	-7.611	77.70	34.60
75	328.285	21.710	25.24	12.41
81	214.291	-81.395	74.85	33.61
87	-2.953	-372.359	123.96	44.47
90	-153.204	-802.434	170.89	47.64
93	-92.819	-400.787	147.82	56.77
98	194.123	-75.440	109.94	50.21
110	538.425	66.263	33.44	19.28
115	402.110	65.016	77.42	38.89
120	-0.202	-1.622	132.86	35.99

VIGA INTERIOR IZQUIERDA				
Posición	M3		V2	T
Inicio 0.0 m	Máximo	Mínimo	Tonf	Tonf-m
0	5.870	0.763	117.48	24.84
5	498.702	76.126	76.52	45.71
10	703.966	80.737	36.63	28.24
22	256.712	-106.879	109.72	51.15
27	-114.297	-535.971	155.53	51.65
30	-169.616	-972.175	179.58	44.25
33	2.765	-505.674	132.60	48.01
39	282.640	-110.372	77.03	42.81
44	423.202	14.160	35.62	23.99
52	219.460	-13.864	79.74	45.09
57	-3.506	-366.681	125.94	47.13
60	-119.779	-706.349	151.69	35.91
63	-3.332	-366.366	125.90	48.06
68	219.566	-14.431	79.71	44.55
75	429.388	27.701	27.54	21.74
81	281.676	-110.619	77.11	43.33
87	2.127	-508.086	132.83	46.21
90	-170.924	-974.879	180.82	51.48
93	-121.309	-540.303	155.97	62.05
98	254.318	-106.426	109.57	63.66
110	704.939	84.665	35.27	32.23
115	501.903	79.396	75.69	55.46
120	2.961	0.398	120.04	25.23

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

VIGA INTERIOR DERECHA				
Posición	M3		V2	T
Desde el inicio 0.0 m	Máximo	Mínimo	Tonf	Tonf-m
0	5.553	0.624	114.44	20.85
5	489.484	70.579	75.29	29.31
10	697.596	77.252	36.59	20.30
22	254.379	-108.742	108.03	33.11
27	-110.865	-528.438	151.70	34.83
30	-150.912	-952.350	174.56	53.50
33	7.806	-501.456	128.87	35.73
39	279.864	-113.278	76.46	24.52
44	419.936	11.928	36.32	18.09
52	217.457	-17.289	78.89	26.38
57	0.857	-360.220	122.23	33.26
60	-101.841	-684.797	144.83	44.26
63	0.629	-359.377	122.20	34.24
68	217.484	-15.983	78.85	25.91
75	426.093	25.945	28.54	18.29
81	279.158	-113.626	76.45	24.93
87	6.730	-500.626	128.77	33.53
90	-152.597	-950.633	173.62	49.68
93	-116.022	-529.589	150.92	42.88
98	253.497	-109.303	107.63	37.13
110	697.455	81.486	36.60	24.39
115	486.750	73.076	75.18	32.58
120	4.663	0.427	114.55	17.89

VIGA EXTERIOR DERECHA				
Posición	M3		V2	T
Desde el inicio 0.0 m	Máximo	Mínimo	Tonf	Tonf-m
0	-0.131	-5.007	106.23	32.67
5	371.175	52.518	70.11	26.71
10	524.573	58.186	31.54	13.73
22	187.022	-76.659	97.02	35.21
27	-85.179	-386.768	130.82	41.37
30	-126.321	-749.629	145.66	46.63
33	2.934	-369.383	108.01	31.01
39	208.181	-88.252	66.81	22.78
44	316.673	5.868	30.35	12.84
52	161.895	-11.674	68.17	22.65
57	-4.303	-257.972	102.54	30.44
60	-88.686	-542.683	121.00	38.15
63	-2.321	-259.445	102.50	29.70
68	161.781	-15.396	68.13	22.98
75	321.930	15.703	23.66	10.68
81	206.588	-87.507	66.83	22.57
87	0.418	-366.241	107.85	32.27
90	-130.060	-741.612	141.69	48.49
93	-90.859	-387.209	124.33	34.06
98	183.454	-78.201	93.15	28.71
110	523.825	61.564	31.39	11.65
115	361.039	53.656	67.73	21.71
120	0.370	-4.109	99.48	30.29

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 71 Diagramas de envolvente de momentos, cortantes y torsión– VEI y VII

VIGA EXTERIOR IZQUIERDA	VIGA INTERIOR IZQUIERDA
Diagrama de Momento M3	**Diagrama de Momento M3**

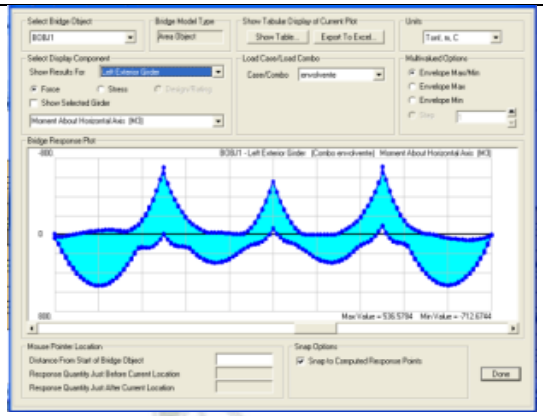
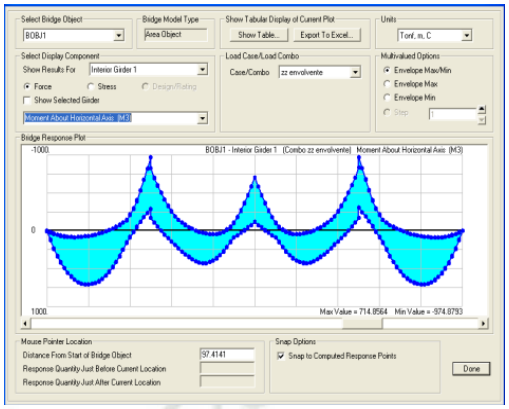

	

Diagrama de Torsion T	**Diagrama de Torsion T**

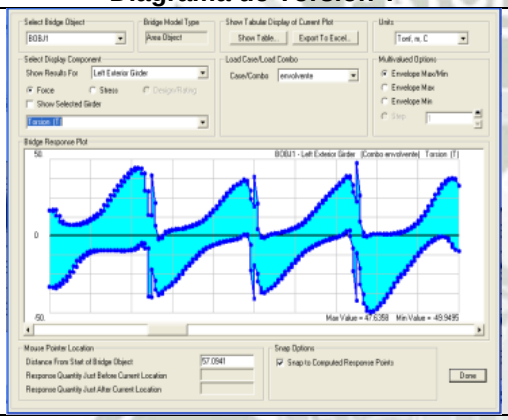
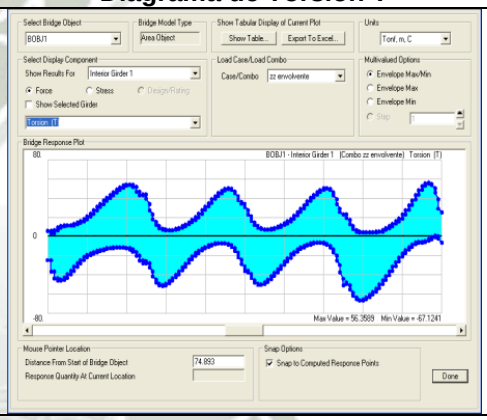
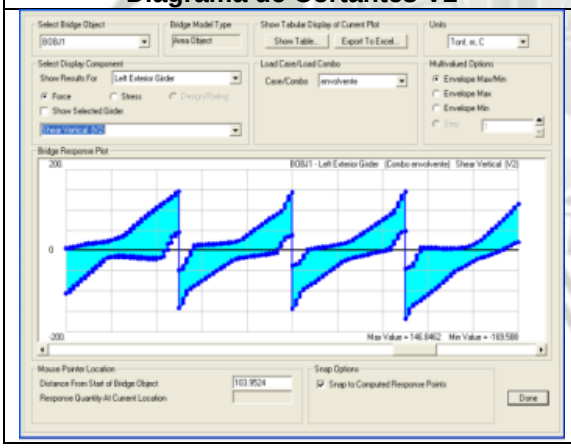
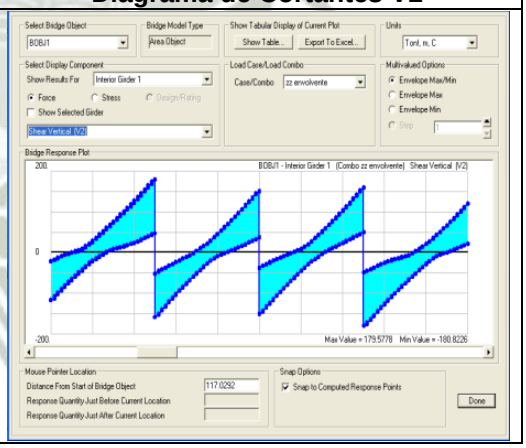

	

Diagrama de Cortantes V2	**Diagrama de Cortantes V2**
	

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 72 Diagramas de envolvente momentos cortante y torsión VID y VED

VIGA INTERIOR DERECHA	VIGA EXTERIOR DERECHA
Diagrama de Momento M3	**Diagrama de Momento M3**

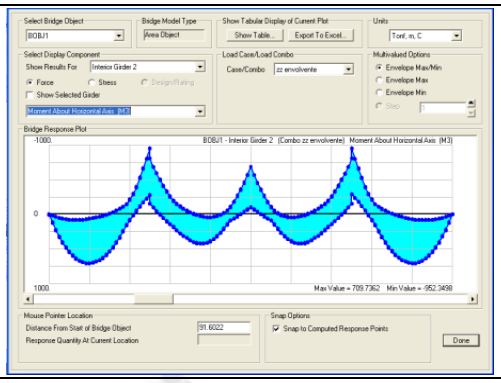
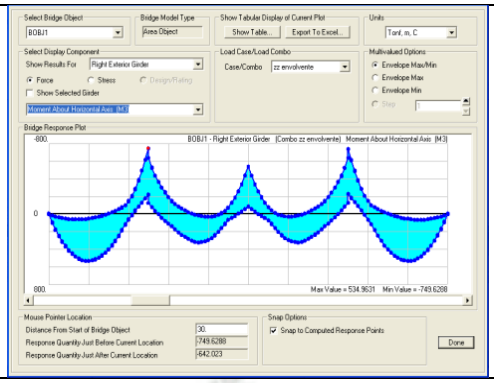

	

Diagrama de Torsion T	**Diagrama de Torsion T**

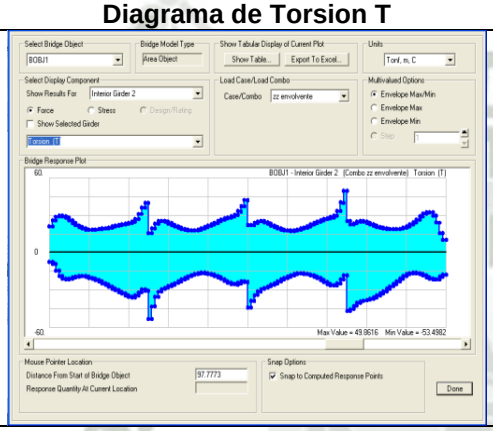
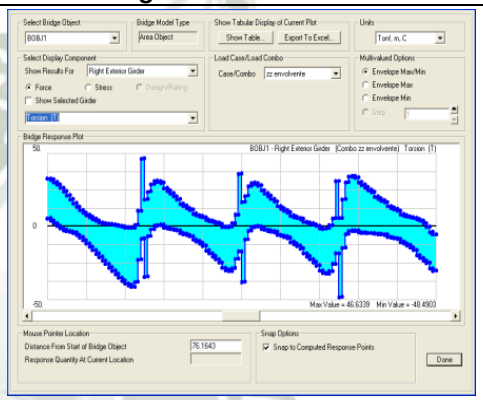
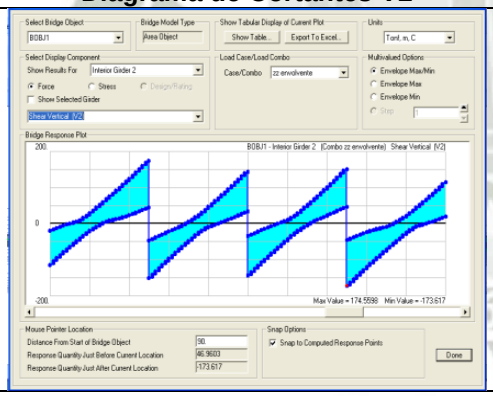
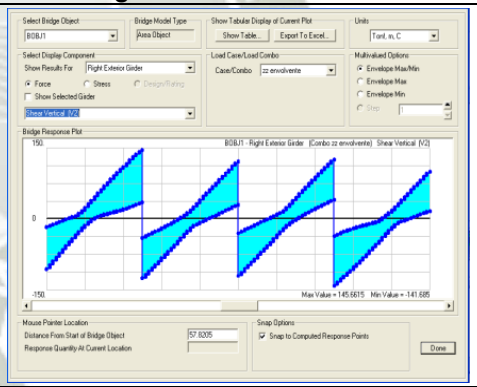

	

Diagrama de Cortantes V2	**Diagrama de Cortantes V2**
	

Fuente: Elaboración propia

Observación: Los esfuerzos no superan a lo permitido y fueron hallados con los momentos resultantes en estado de carga en servicio verificandose la condición en los puntos más críticos a lo largo de la losa, mientras que los esfuerzos encontrados a través de los momentos en la combinación de envolventes son necesarios para encontrar el refuerzo pasivo para controlar los efectos de los esfuerzos de tracción.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.21 Proceso de análisis estructural – Subestructura

4.1.21.1 Estribos

Se elege el estribo tipo voladizo por la altura acubrir, por su efectividad estructural frente a los efectos que se aplicaran tanto vertical como horizontalmente.

4.1.21.1.1 Análisis estructural de los estribos

4.1.21.2 Datos obtenidos en los estudios básicos

Las condiciones para ambos estribos serán las mismas y de los estudios básicos que se describieron en el capítulo 2 se ha llegado a obtener los siguientes datos que nos servirán para el análisis.

- La altura de relleno que será sostenido por los estribos es H= 11.10 m,
- Cohesión del terreno de cimentación:0.02 kgf/cm2 = muy poco cohesivo
- Peso específico del terreno de cimentación : γ= 2.11 gr/cm^3
- Capacidad portante del terreno a nivel de fundación: q_{ultimo}= 322.74 tn/m^2
- Angulo de fricción interno Φ= 35.970º
- Coeficiente de aceleración horizontal : A= 0.4
- Coeficiente de sitio : S=1.0

a) Pre dimensionamiento

Ancho de la zapata: $B=\frac{2}{3}H=\frac{2}{3}(11.10)=7.4$ m

Adoptamos B=7.5m

Altura de la zapata: D=0.1H=0.1(11.1)=1.11m

Adoptamos D=1.70 m Longitud de punta de zapata:

$L_{punta}=\frac{1}{3}(B)=\frac{1}{3}(7.50)=2.50$ mAdoptamos L_{punta}=2.70 m

Grosor mínimo de la pantalla (t_{sup}): $t_{sup}=\frac{H}{24}=\frac{11.1}{24}=0.46$ m

Adoptamos t_{sup} = 0.70 m por seguridad

Grosor máximo de la pantalla (t_{inf}):T_{inf}= 0.1H= t_{inf}=0.1*11.1= 1.11m

Adoptamos 1.60 m

Ancho de la cajuela para losa: $N=(200+0.0017L+0.0067H)\ (1+0.000125S^2)$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

L= suma de las longitudes a ambos lados de la articulación en la luz del puente (mm) L= $l_{tramo\ 1} + l_{tramo\ 2} + l_{tramo\ 3} + l_{tramo\ 4} = 120.00$ m

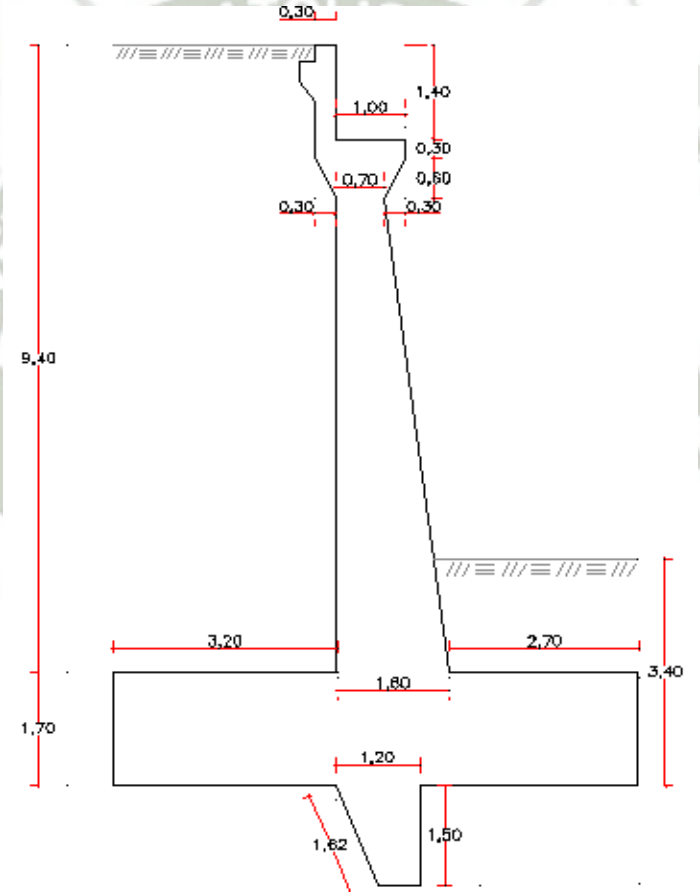
Pilar 1: 7.70 m Pilar 2: 10.90 m Pilar3:7.70 m , Promedio 8.77 m

Donde:$h_{parap} = h_{superestructura} + e_{neopreno} = 1.3 + 0.10 = 1.40\ m$

$S^o = Atan\frac{(t_{imf}-t_{sup})}{(H-D-h_{parap}-0.8)} = Atan\frac{(1.60-0.70)}{(8.77-1.90-1.40-0.8)} = 7.33^o$

Resolviendo N resulta: 46.59 cm siendo el mínimo a considerar según el manual del MTC, no obstante, decidimos emplear un valor de 1.00 m.

Figura IV - 73 Pre dimensionamiento de estribo derecho e izquierdo



b) Cargas, estados y factores de carga, combinaciones utilizadas

Del total de cargas y combinaciones se usaran los siguientes:

Carga muerta superestructura (DC), Carga asfáltica (DW), Carga móvil vehicular HL-93 (LL), Carga de impacto por movimiento (IM), Presión

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

horizontal de tierra (EH), Presión vertical de tierra (EV), Carga viva superficial (LS), Fuerza de frenado vehicular (BR), Fuerza Sísmica (EQ).

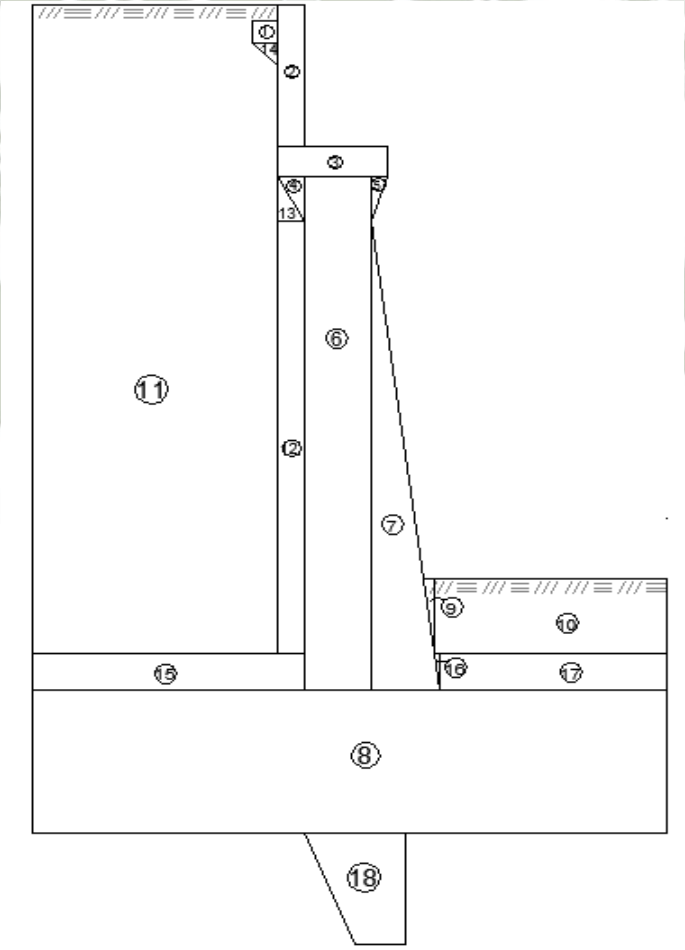
Estados Límite utilizados serán: Resistencia 1, Evento extremo 1 y Servicio 1

Tabla IV - 38 Cargas, estados limite, factores y combinaciones a usarse

Estado limite	DC	DW	LL+IM	LS	EH	EQ	EV	BR
Resistencia 1a	1.25	1.50	1.75	1.75	1.5	0.0	1.35	1.75
Resistencia 1b	0.90	0.65	1.75	1.75	0.9	0.0	1.0	1.75
E. extremo 1a	1.25	1.50	0.50	0.5	1.5	1.0	1.35	0.5
E. extremo 1b	0.90	0.65	0.50	0.5	0.90	1.0	1.0	0.5
Servicio	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0

c) Cálculo de las cargas verticales (franjas de 1.0 m de estribo)

Figura IV - 74 Despiece para el cálculo del peso



Carga muerta de componentes estructurales originado por el peso propio del estribo (DC)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 39 Carga muerta DC en un estribo

Elemento	Volumen (m3)	DC (ton)	Xo (m)	Yo (m)	XDC (tn-m)	YDC (tn-m)
1	0.09	0.22	4.75	10.70	1.03	2.31
2	0.42	1.01	4.45	10.40	4.49	10.48
3	0.39	0.94	3.95	9.55	3.70	8.94
4	0.09	0.22	4.40	9.00	0.95	1.94
5	0.09	0.22	3.50	9.00	0.76	1.94
6	4.97	11.93	3.95	5.25	47.13	62.63
7	3.26	7.82	3.29	4.07	25.76	31.83
8	12.74	30.57	3.75	0.85	114.62	25.98
14	0.03	0.07	4.40	10.45	0.32	0.75
18	1.35	3.24	3.45	0.67	11.19	2.17

Xo= 3.73
Yo= 2.65 DC= 56.22 Ton/m

Peso propio superestructura P_{DC} Ancho de la vía = 8.20 m → 211.04/8.20

P_{DC}=25.74 tn/m, Xc = 3.95 m

Carga superficies de rodadura sobre superestructura (DW) Ancho de la vía = 8.20 m → 18.60/8.20 DW=2.27 ton/m, Xc= 3.95m

Carga de presión vertical de tierra (EV)

Tabla IV - 40Cálculo carga del peso del terreno

Elemento	Volumen (m3)	Peso específico (tn/m3)	EV (ton)	Xo (m)	Yo (m)	Xo·EV (ton-m)	Yo·EV (ton-m)
9	0.06	2.012	0.13	2.81	3.07	0.37	0.399
10	2.77	2.012	5.58	1.39	2.90	7.75	16.179
11	25.23	2.012	50.76	6.05	6.75	307.11	342.649
12	1.92	2.012	3.86	4.45	5.60	17.19	21.633
13	0.09	2.012	0.18	4.50	8.40	0.81	1.521
15	2.25	2.080	1.85	5.90	2.05	10.92	3.793
16	0.03	2.080	0.07	2.71	2.17	0.18	0.143
17	0.80	2.080	1.67	1.34	2.05	2.24	3.431

Xo= 5.41 m
Yo= 6.08 m P_{EV}= 64.11 Tn/m

Carga viva vehicular más carga de impacto (LL+ IM)

Reacción máxima por sobrecarga provocada por la carga HL-93:

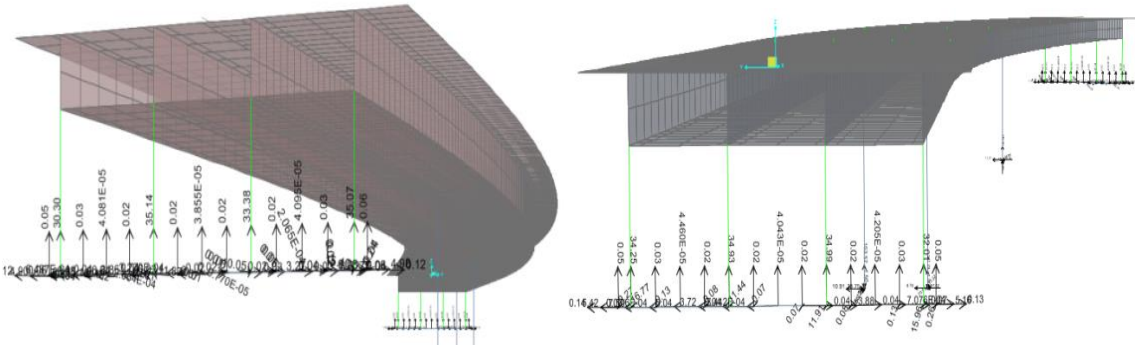
La reacción máxima calculada y elegida entre el mayor efecto causado por el camión de diseño y el tamden es de 25.36 tn, con lo que $Rmax_{(LL+IM)}$ para una vía con sobrecarga vehicular es: $Rmax_{(LL+IM)}$ = 25.36*1.33+14.40= 48.13 tn y para ambas vías $Rmax_{(LL+IM)}$= 2*48.13= 96.26 tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 75 Reacciones por la carga vehicular Rmax(LL+IM) CSI Bridge



Estribo1 Estribo 2

La sumatoria de las reacciones en estribos debido a la sobrecarga vehicular "ML" es de 123.20 tn en uno y en el otro estribo alcanza un valor de 125.77 tn, la diferencia entre ambas es debido a la irregularidad del puente.

Debido a la mayor precisión del programa tomamos el mayor valor $R_{max(LL+IM)}$= 125.77 tn

Carga hallada por metro de longitud de la via: (LL+IM)=127.45/8.2 = 15.33 tn/m
Xc = 3.95 m (Posición respecto a la punta del estribo)

Sobrecarga por carga viva vehicular en el terreno (LSy)

La altura equivalente por carga vehicular sobre estribos es 0.6 m; la altura del estribo es de 11.1 m**,** siendo LS= 0.6* 2.90*2.012 = 3.501 Ton/m Xc = 6.05 m

Tabla IV - 41Resumen de las cargas verticales

Carga	Tipo	V	Xo	Mv
DC	DC	56.22	3.73	209.92
PDC	DC	25.74	3.95	101.67
PDW	DW	2.27	3.95	8.97
EV	EV	64.11	5.41	346.58
PLL+IM	LL+IM	15.33	3.95	60.55
LSy	LS	3.50	6.05	21.18
Sumatoria		167.17		748.87

d) Calculo de cargas horizontales (franjas de 1 m de long de estribo)

- **Coeficiente de empuje lateral de tierra - Ranquine**

  Para suelos sin inclinación el coeficiente de empuje lateral Activo es:

  Para un angulo de friccion ϕ=35.97º el valor de Ka= 0.26

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Carga LSx**

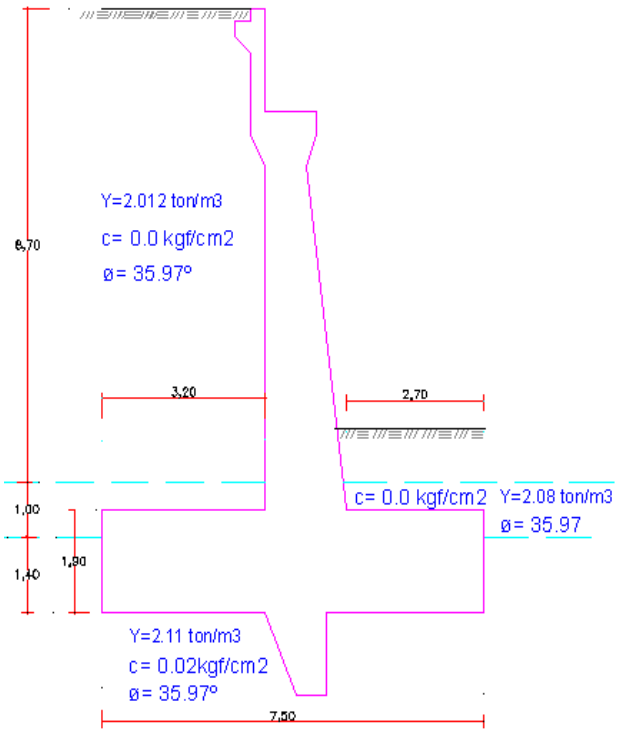
  Esfuerzo horizontal $P'' = ka \cdot h'' \cdot \gamma = 0.260 \cdot 0.6 \cdot 2.012$ =0.314ton/m^2

  Carga horizontal LSx = H(P'') = 11.1 * 0.314 = 3.483 Ton/m

  Yo = 5.55 m

- **Carga EH debido a Presión lateral de tierra**

  Según los estudios de suelos se han encontrado tres estratos sin encontrar nivel freático por lo que el agua no incide. El esfuerzo se calcula a cada nivel:$\sigma_v = \gamma hka - 2c\sqrt{ka}$



h1=	8.7	Zo=	0.000
		Z1=	4.549
h2=	1.0	Z12=	4.549
		Z2=	5.090
h3=	1.4	Z23=	4.886
		Z3=	5.654
Eha=		31.90	Tn/m
Xo=		3.72	m

- **Carga EQ por acción sísmica**

  Acción sísmica sobre el terreno (EQ$_{terr}$) Como calculamos anteriormente paraA=0.4, k_h =0.20 y k_v = 0.0

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = \arctan\left(\frac{0.2}{1-0}\right) = 11.31°$$

Coeficiente de empuje lateral sísmico dado por Mononoke Okabe

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$K_{AE}=\frac{\cos^2(\phi-\alpha-\theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\delta+\alpha+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi+\delta)\operatorname{sen}(\phi-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\alpha+\theta)\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$K_{AE}=\frac{\cos^2(36.97-0.0-11.31)}{\cos 11.31\cos^2 0.0\cos(0.0+0.0+11.31)^2\left[1+\sqrt{\frac{\operatorname{sen}(36.97+0.0)\operatorname{sen}(36.97-0.0-11.31)}{\cos(0.0+0.0+11.31)\cos(0.0-0.0)}}\right]^2}=0.362$$

Carga sísmica sobre el terreno $\mathrm{EQ}_{\mathrm{terr}}=\frac{1}{2}(K_{AE}-K_{a)}H^2\gamma$,

reemplazando: EQ_{terr}= 15.87 ton.m Y_{EQ}= 5.55 m

- **Carga sísmica por subestructura (P_{EQ})**

  Del análisis sísmico A=0.4,

  $S=1.0P_{EQ}=P_{DC+DW}\cdot A\cdot S \Rightarrow P_{EQ}=28.01\cdot 0.4\cdot 1.0=$ 111.204 tn

  Y_{DC+DW} = 10.40 m

- **Fuerza inercial del estribo ($EQ_{estribo}$)**

  $EQ_{estribo}=k_h\cdot W$

  W= Peso estribo+peso de terreno tributario ⇒W= 112.88 tn

  $EQ_{estribo}$ = 22.576 ton

  Centro de gravedad del muro con el terreno $Y_O = 4.477\ m$

- **Carga de frenado (BR)**

  BR=0.77 ton/m (para un ancho de vía de 8.20 m)

  Yo= 12.90 m (1.8m sobre la superficie de la calzada

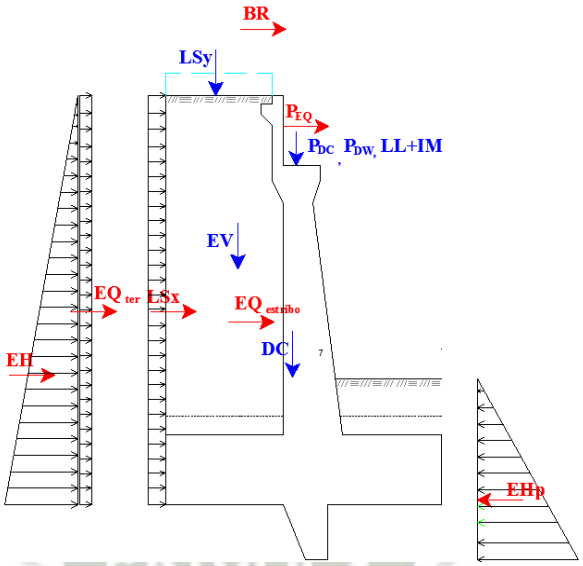
Tabla IV - 42 Resumen de las cargas horizontales (actuantes)

Carga	Tipo	H (tn)	Yo (m)	MH (tn-m)
LSx	LS	3.48	5.55	19.33
EH	EH	31.90	3.72	118.67
Eqterr	EQ	15.87	5.55	88.09
PEQ	EQ	11.20	10.40	116.52
Eqestribo	EQ	22.58	4.48	101.08
BR	BR	0.77	12.90	9.93
sumatoria		85.81		453.62

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura IV - 76 Representación gráfica de las fuerzas actuantes y resistentes



e) Calculo de las fuerzas y momentos según el estado limite requerido

Tabla IV - 43 Cargas Verticales Últimas Vu (resistente)

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	∑
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	LL+IM	LSy	Vu
V (ton)	56.22	25.74	2.27	64.11	15.33	3.50	167.17
R1a	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
	70.28	32.18	3.41	86.54	26.83	6.13	225.36
R1b	0.90	0.90	0.65	1.00	1.75	1.75	
	50.60	23.17	1.48	64.11	26.83	6.13	172.30
Ev Extrem 1a	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	
	70.28	32.18	3.41	86.54	7.67	1.75	201.82
Ev Extrem 1b	0.90	0.90	0.65	1.00	0.50	0.50	
	50.60	23.17	1.48	64.11	7.67	1.75	148.77
SERVICIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	56.22	25.74	2.27	64.11	15.33	3.50	167.17

Tabla IV - 44 Cargas Horizontales Ultimas Hu (actuantes).

TIPO	LS	EH	EQ			BR	∑
CARGA	LSx	EH	EQ_{terr}	P_{EQ}	$EQ_{estribo}$	BR	Hu
H (ton)	3.48	31.90	15.87	11.20	22.58	0.77	85.80
R1a	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
	6.09	47.85	0.00	0.00	0.00	1.35	55.29
R1b	1.75	0.90	0.00	0.00	0.00	1.75	
	6.09	28.71	0.00	0.00	0.00	1.35	36.15
Ev Extrem 1a	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	
	1.74	47.85	15.87	11.20	22.58	0.39	99.63
Ev Extrem 1b	0.50	0.90	1.00	1.00	1.00	0.50	
	1.74	28.71	15.87	11.20	22.58	0.39	80.49
SERVICIO	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
	3.48	31.90	0.00	0.00	0.00	0.77	36.15

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 45 Momento Estabilizador por cargas verticales Mu

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	∑
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	LL+IM	LSy	Muv
Mv (ton/m)	209.92	101.67	8.97	346.58	60.55	21.18	748.87
R1a	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
	262.40	127.09	13.45	467.88	105.97	37.07	1013.86
R1b	0.90	0.90	0.65	1.00	1.75	1.75	
	188.93	91.51	5.83	346.58	105.97	37.07	775.8
Ev Extrem 1a	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	
	338.50	127.09	13.45	467.88	30.28	10.59	987.79
Ev Extrem 1b	0.90	0.90	0.65	1.00	0.50	0.50	
	188.93	91.51	5.83	346.58	30.28	10.59	673.71
SERVICIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	209.92	101.67	8.97	346.58	60.55	21.18	748.87

Fuente: Elaboración Propia

Para γ_{eq} se usa la cantidad de 0.0 y 0.5 como máx.recomendado por AASHTO.

Tabla IV - 46 Momentos de vuelco por cargas Horiz. Mu (Actuantes)

TIPO	LS	EH	EQ			BR	∑
CARGA	LSx	EH	EQ_{terr}	P_{EQ}	$EQ_{estribo}$	BR	MuH
Mu(ton-m)	19.33	118.67	77.99	136.13	117.35	10.04	479.50
R1a	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
	33.83	178.00	0.00	0.00	0.00	17.56	229.39
R1b	1.75	0.90	0.00	0.00	0.00	1.75	
	33.83	106.80	0.00	0.00	0.00	17.56	158.19
Ev Extrem 1a	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	
	9.66	178.00	77.99	136.13	117.35	5.02	524.15
Ev Extrem 1b	0.50	0.90	1.00	1.00	1.00	0.00	
	9.66	106.80	77.99	136.13	117.35	0.00	447.93
SERVICIO	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
	19.33	118.67	0.00	0.00	0.00	10.04	148.03

Observación: La carga final sometida a prueba será de $Q = n\sum \gamma_i * q_i$, requiriéndose un valor de n (modificador de carga) para la cual AASHTO recomienda n>= 0.95, por lo que tomaremos n=1.05 por ser una estructura de carácter dúctil.

f) Chequeo de estabilidad y esfuerzos

Chequeo por volteo $FSV = \frac{\sum MR + Ehp(Brazo)}{\sum MA} n$

La estructura será estable si FSV > 2.0, n= Factor de modificación de carga, que relaciona la ductilidad e importancia operativa.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Presión lateral resistente pasiva del terreno (debido a dentellón)

h1=	1.0	zo=	0.000
		Z1=	7.740
h2=	1.0	Z12=	7.740
		Z2=	15.742
h3=	2.9	Z23=	15.820
		Z3=	40.057
	E_{hp}=	97.64	ton/m
	Yo=	0.12	m (brazo)
Momento resistente		11.72	(debido al dentellón)

$$\sigma_h = \gamma \cdot h \cdot kp + 2c\sqrt{kp}$$

$$k_p = tan\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)^2 \rightarrow \ k_p = \ 3.847$$

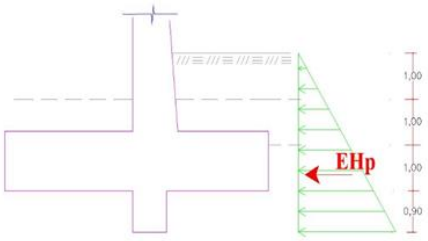


Tabla IV - 47 Chequeo de estabilidad del estribo

Estado Limite	∑ MR	∑ MA	FSV	Chequeo
R1a	1025.58	229.21	4.474	**correcto**
R1b	787.59	158.01	4.984	**correcto**
Ev Extremo 1a	999.51	498.32	2.006	**correcto**
Ev Extremo 1b	685.43	422.15	2.000	**correcto**
SERVICIO	760.59	147.93	5.142	**correcto**

Fuente: Elaboracion propia

g) Chequeo por deslizamiento

FSD=$\frac{\sum FR}{\sum FA}$Donde debe verificarse **FSD >1.5**

Resistencia contra la falla por deslizamiento $Q_R = \phi Qn = \phi_t Q_t + \phi_{ep} E_{hp} = \sum FR$, donde Qt $= Vtan\delta + cB$, allí c es la cohesión, y $\delta = 2/3\phi$, Ehp la resistencia pasiva y de acuerdo a [1], los valores $\phi_t y \phi_{ep}$son 1.0

$\Rightarrow tan\ (\delta) = tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35.97\right) = 0.45,$ B=7.50m, c=0.02kgf/cm2, E_{hp}=97.64 ton

Tabla IV - 48 Chequeo por deslizamiento del estribo

Estado	Vu	X=Vutanø+CB	∑FR=X+Ehp	∑FA=Hu	FSD	Chequeo
R1a	225.36	101.78	199.42	55.29	3.61	**correcto**
R1b	172.30	78.18	175.82	36.15	4.86	**correcto**
E1 Extrem 1a	201.82	91.31	188.95	99.63	1.90	**correcto**
E1 Extrem 1b	148.77	67.70	165.34	80.49	2.05	**correcto**
Servicio	167.17	75.89	173.53	36.15	4.80	**correcto**

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

h) Chequeo por capacidad de carga

FS= $\frac{q_u}{q_{max}}$**,** donde debe verificarse **FS > 3.0**

Será la comparación entre la capacidad portante máxima (q_{max}) según las cargas aplicadas al terreno con la capacidad última (q_u) que verdaderamente posee el suelo sobre el cual se emplazara la estructura, esta ultima usando un factor de seguridad FS= 4 esq_u= 322.74 tn/m^2

Tabla IV - 49 Chequeo por capacidad de carga

Estado	Vu	M_{vu}	M_{HU}	$X = \frac{M_{VU}-M_{HU}}{Vu}$	$e = \left(\frac{B}{2} - X\right)$	q_{max}	q_{min}	Chequeo $q_{max}<q_U$
R1a	225.36	1013.86	229.21	3.48	0.27	36.49	23.60	**correcto**
R1b	172.30	775.88	158.01	3.59	0.16	25.99	19.96	**correcto**
Ev Extr 1a	201.82	987.79	498.32	2.43	1.32	55.43	0.00	**correcto**
Ev Extr 1b	148.77	673.71	422.15	1.69	2.06	52.51	12.84	**correcto**
Servicio	167.17	748.87	147.93	3.59	0.155	25.06	19.52	**correcto**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla IV - 50 Chequeo por excentricidad estribo

Estado limite	emax	(1/3) B	Chequeo
Ria	0.27	1.88	correcto
Rib	0.16	1.88	correcto
Ev Extrem 1a	1.32	3.00	correcto
Ev Extrem 1b	2.06	3.00	correcto
Servicio	0.16	3.00	correcto

Fuente: Elaboración Propia

Verificamos la posición de la resultante para los casos de combinaciones, cumpla con lo que [1] indica que deberá mantenerse en los 2/3 centrales del cimiento con un máximo de $e_{max} \leq \frac{1}{3}B$

Conclusión: Dadas las verificaciones propuestas por AASHTO se cumple con lo solicitado en cada estado limite pudiendo concluir que las dimensiones son adecuadas y tendrán una buena funcionalidad en el uso.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.21.3 Pilares

Se determino que como pilar usaríamos el tipo de columnas con viga diafragma como cabezal, se mantendrá este tipo para poder realizar la comparación entre el método simplemente reforzado y el método pre-esforzado, postensado.

Recordando las ventajas del tipo de pilares elegidos tenemos que:

- La viga diafragma ira integrada a toda la superestructura generándose así mayor rigidez y obteniéndose una unión fija entre la súper y sub estructura.
- El mejor tipo de pilar que distribuye mejor los efectos gravitatorios y sísmicos son estos pues las columnas que reducen los momentos actuantes considerablemente, haciendo una estructura más liviana.

.

4.1.21.3.1 Proceso de análisis estructural de los pilares

Se plantea 3 pilares para sostener los 120 metros de luz total con ahora 1.30 m de peralte en la superestructura, además una viga cabezal diafragma que unirá a las columnas, así mismo a la mitad de la altura existirá una viga intermedia que también servirá de diafragma cuya existencia servirá para reducir los grandes momentos que se generan en las columnas; a pie de las columnas existirá una zapata combinada que les dará sostenibilidad conjunta.

a) Datos de los estudios básicos

De los estudios básicos que se describieron en el capítulo 2 se tiene:

Las condiciones para los pilares extremos serán las mismas pues según el análisis de suelos y los datos geológicos el material sobre los cuales se fundaran sus cimentaciones son los mismos.

Pilares extremos

a) Cohesión del terreno de cimentación : 0.02 kgf/cm2 = muy poco cohesivo
b) Peso específico del terreno de cimentación : γ= 2.11 gr/cm^3
c) Capacidad portante del terreno a nivel de fundación: q_{ultimo} = 322.74 tn/m^2
d) Angulo de fricción interno Φ= 35.97º
e) Coeficiente de aceleración horizontal : A= 0.4 (para todos)
f) Coeficiente de sitio : S=1.0 (para todos)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Pilar central

a) Cohesión del terreno de cimentación: 0.185 kgf/cm2 = poco cohesivo

b) Peso específico del terreno de cimentación : γ= 1.59 gr/cm^3

c) Capacidad portante del terreno a nivel de fundación: q_{ultimo} =395.48 tn/m^2

d) Angulo de fricción interno Φ= 38.30º

b) Predimensionamiento de los pilares

Columnas

Altura

Pilares extremosH=7.70 m. Pilar intermedio H= 10.90 m

Sección de las columnas:

Actuara una carga Pu sobre la cada columna, habiendo analizado la superestructura del puente se puede tomar su peso como dicha carga axial

CARGA	PDC	PDW	vereda	LL+IM	barandas	PL	Pre-esfuerzo	Vu
V (ton)	209.81	29.82	22.83	65.85	10.61	9.17	12.891	360.98
R1	**1.25**	**1.50**	**1.25**	**1.75**	**1.25**	**1.75**	**1.0**	
	535.98	70.08	39.24	328.76	29.54	42.68	12.891	492.97

Para el estado límite de resistencia la columna de diseño tendrá una fuerza axial total de **Pu= 492.97 tn.** Con una cuantía ρ=0.02 verificamos en [6] que para f'c=280 kg/cm^2, Pu/Ag=178 kg/cm^2 por lo que Ag= 492970/178=2769.49 que hace que: b=37.21, y h=74.42 cm, comenzando con estos valores las pruebas de secciones de las columnas.

Viga diafragma (cabezal)

Como se trata de una viga integrada a la superestructura tendrá las mismas dimensiones que la sección transversal de la superestructura proyectada, h= 1.30 m, b= 7.90 m, y el ancho se igualara al de las columnas.

Zapata

Se usara una zapata combinada como se hizo en el tercer capitulo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Altura de la zapata (Pilares Extremos)

Anteriormete esta altura fue H=1.00 m, probaremos continuar con esa mismo

Ancho de la zapata (Pilares Extremos e Intermedio)

El ancho seria a= 6.0 m. Las cargas y estados límite que según las normas lo solicitan, son: Carga muerta de cada pilar añadiendo, barreras y barandas (DC), Carga asfáltica (DW), Carga móvil vehicular HL-93 (LL), Carga de impacto por movimiento (IM), Fuerza Sísmica (EQ), Postensado (P)

No se incluyen los efectos de viento WS y WL ya que al hallarlas sus valores son muy inferiores a los demás por lo que no afecta el resultado. Estados límite: Resistencia 1, Evento extremo 1 y Servicio, Envolvente total

Tabla IV - 51 Cargas y combinaciones a usarse en pilares

Estado Limite	DC	DW	LL+IM	EQ	P
Resistencia 1a	1.25	1.50	1.75	0.0	1.0
Resistencia 1b	0.90	0.65	1.75	0.0	1.0
Ev Extremo 1a	1.25	1.50	0.50	1.0	0.0
Ev Extremo 1b	0.90	0.65	0.50	1.0	0.0
Servicio	1.00	1.00	1.30	0.0	1.0
Envolvente	R1	Ev Ext 1	P.		

Tabla IV - 52 Fuerzas momentos sentido Transversa y longitudinal – Pilar 1

Sentido transversal del puente pilar 1 01									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
TIPO	∑Fv*n			∑Fh*n			∑M*n		
CARGA	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	457.61	399.45	409.70	3.08	4.66	4.94	10.88	12.36	11.13
R1b	352.30	303.62	328.32	4.26	4.10	4.32	9.28	15.38	14.08
Ev Extr 1a	685.60	360.39	634.40	104.88	133.75	106.22	300.89	337.96	302.43
Ev Extr 1b	580.28	264.55	553.04	104.64	133.19	105.60	300.28	336.96	301.38
Servicio 1	352.01	304.37	318.81	3.76	5.51	4.88	11.61	13.59	12.50

Sentido Longitudinal del puente pilar 01									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
TIPO	∑Fv*n			∑Fh*n			∑M*n		
CARGA	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	457.61	399.45	409.70	52.64	51.48	50.40	142.81	142.58	135.65
R1b	352.30	303.62	328.32	45.00	44.72	44.48	121.66	123.82	118.28
Ev Extr 1a	476.45	373.23	419.59	149.45	151.59	148.85	603.88	612.99	598.88
Ev Extr 1b	371.13	277.39	338.21	142.36	144.41	141.93	585.73	593.23	581.48
Servicio 1	352.01	304.37	318.81	34.18	34.09	30.21	92.15	94.41	89.14

Fuente: Elaboracion Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 53 Fuerzas momentos sentido Transversal y longitudinal – Pilar 2

Sentido transversal del puente pilar 202									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
TIPO	∑Fv*n			∑Fh*n			∑M*n		
CARGA	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	432.96	391.44	392.01	3.26	5.38	4.3	13.35	16.47	15.1
R1b	348.15	303.72	315.35	3.22	4.16	3.99	11.85	14.45	13.17
Ev Extr 1a	678.19	328.94	625.68	93.84	107.18	94.71	315.89	347.96	302.43
Ev Extr 1b	580.50	241.21	549.02	83.41	103.33	84.04	300.51	336.93	301.35
Servicio 1	347.14	304.26	308.02	2.95	4.42	3.88	7.62	9.11	8.03
Sentido Longitudinal del puente 02									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Verticales (tn)			Fuerzas Verticales (tn)		
TIPO	∑Fv*n			∑Fh*n			∑M*n		
CARGA	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	432.96	391.44	392.01	25.34	31.72	30.84	103.19	112.03	110.1
R1b	348.15	303.72	315.35	25.37	24.65	24.88	103	101.83	105.57
Ev Extr 1a	451.72	321.37	403.43	87.24	99.91	89.44	520.24	538.96	520.02
Ev Extr 1b	354.03	233.64	326.77	81.21	82.95	81.4	520.05	518.76	509.81
Servicio 1	347.14	304.26	308.02	19.06	16.78	18.69	80.7	79.88	78.93

Tabla IV - 54 Fuerzas momentos sentido Transversal y longitudinal – Pilar 3

Sentido transversal del puente pilar 03									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Horizontales (tn)			Momentos (tn - m)		
TIPO	∑Fv*n			∑Fh*n			∑M*n		
CARGA	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	470.41	401.36	400.78	3.55	4.55	4.92	10.28	12.14	11.70
R1b	363.36	328.52	324.01	2.73	4.16	3.85	9.17	10.76	10.25
Ev Extr 1a	686.50	361.86	628.90	105.58	134.66	106.95	302.64	339.93	304.18
Ev Extr 1b	589.44	265.86	549.13	105.46	134.18	106.38	302.26	339.19	303.35
Servicio 1	363.39	310.21	311.39	2.86	4.45	4.11	6.61	7.91	7.72
Sentido Longitudinal del puente pilar 03									
Fuerzas Verticales (tn)				Fuerzas Verticales (tn)			Fuerzas Verticales (tn)		
TIPO	∑Fv*n			∑Fh*n			∑M*n		
CARGA	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col. 1	Col. 2	Col.3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	470.41	401.36	400.78	52.79	52.15	50.63	129.06	142.05	133.02
R1b	363.36	328.52	324.01	45.53	44.92	43.79	122.74	123.46	116.22
Ev Extr 1a	479.97	373.02	423.36	150.52	149.87	144.30	606.51	607.52	586.50
Ev Extr 1b	372.91	277.02	343.59	143.26	142.64	137.46	588.19	588.90	569.65
Servicio 1	363.39	310.21	311.39	35.10	34.73	33.52	93.12	93.85	87.53

OBSERVACIONES

- La fuerza sísmica actúra asi: EQ=(1.0EQ xx +0.3 EQ yy) y que en el sentido transversal del puente (eje y) la fuerza sísmica: EQ=(0.3 EQ xx +1.0 EQ yy)
- Como en la alternativa anterior los momentos longitudinales son mayores a los momentos transversales, lo que significa que los efectos gravitatorios mas los efectos sísmicos en el sentido longitudinal son mayores que los efectos sísmicos mas los efectos gravitatorios en el sentido transversal del puente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

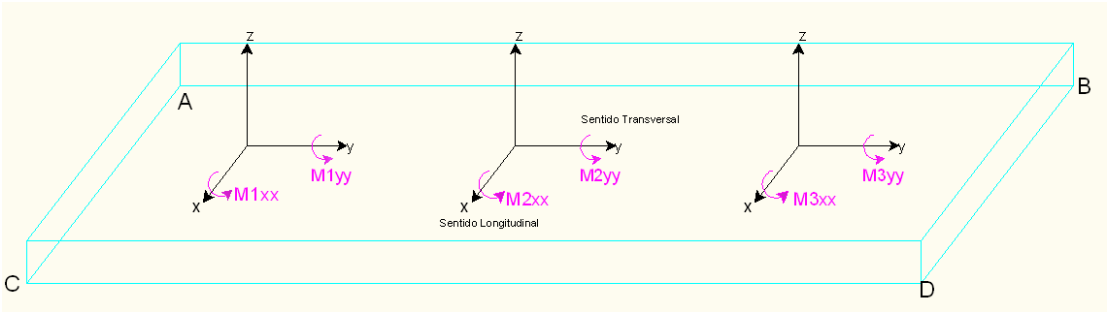
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- No se ha considerado las fuerzas horizontales de frenado (BR), fricción (FR), viento (WS), contracción de fragua y variación de temperatura (CR+SH+TU) pues sus efectos son mucho menores a la fuerzas horizontales sísmicas.

4.1.21.3.2 Verificación de los esfuerzos sobre el terreno

Figura IV - 77 Fuerzas actuantes de columnas sobre zapata combinada



$$q = \frac{R_Z}{A} \pm \frac{M_X \cdot Y}{I_{XX}} \pm \frac{M_Y \cdot X}{I_{YY}}$$

Probaremos las mismas L=9.0m Y a=6.0m largo y ancho respectivamente. Para hallar los esfuerzos resultantes se hará una adaptación a la ecuación para hallar "q" teniendo en cuenta que es una zapata combinada.

Tabla IV - 55Fuerzas y Momentos resultantes – Pilar 1 2 y 3

FUERZAS Y MOMENTOS RESULTANTES									
PILAR 1									
Tipo	Fuerzas Axiales			Momentos Mxx			Momentos Myy		
Estado Limite	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	457.61	399.45	409.70	10.88	12.36	11.13	142.81	142.58	135.65
R1b	352.30	303.62	328.32	9.28	15.38	14.08	121.66	123.82	118.28
Ev Extr 1a	476.45	373.23	419.59	300.89	337.96	302.43	603.88	612.99	598.88
Ev Extr1b	371.13	277.39	338.21	300.28	336.96	301.38	585.73	593.23	581.48
Servicio	352.01	304.37	318.81	11.61	13.59	12.50	92.15	94.41	89.14
PILAR 2									
R1a	432.96	391.44	392.01	13.35	16.47	15.1	142.81	142.58	135.65
R1b	348.15	303.72	315.35	11.85	14.45	13.17	121.66	123.82	118.28
Ev Extr 1a	678.19	328.94	625.68	315.89	347.96	302.43	603.88	612.99	598.88
Ev Extr1b	580.50	241.21	549.02	300.51	336.93	301.35	585.73	593.23	581.48
Servicio	347.14	304.26	308.02	7.62	9.11	8.03	92.15	94.41	89.14
PILAR 3									
R1a	470.41	401.36	400.78	10.28	12.14	11.70	129.06	142.05	133.02
R1b	363.36	328.52	324.01	9.17	10.76	10.25	122.74	123.46	116.22
Ev Extr 1a	686.50	361.86	628.90	302.64	339.93	304.18	606.51	607.52	586.50
Ev Extr1b	589.44	265.86	549.13	302.26	339.19	303.35	588.19	588.90	569.65
Servicio	363.39	310.21	311.39	6.61	7.91	7.72	93.12	93.85	87.53

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 56Calculo de los esfuerzos, interacción zapata combinada-terreno Pilar 1 2 y 3

CALCULO DE LOS ESFUERZOS – INTERACCION ZAPATA COMBINADA - TERRENO									
PILAR 1									
Estado limite	Reacción total de terreno(tn)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	q1 (ton/m^2)	q2 (ton/m^2)	q3 (ton/m^2)	q4 (ton/m^2)
R1a	1426.20	417.89	36.24	364.50	162.00	32.24	30.90	21.92	20.58
R1b	1143.68	363.62	32.02	364.50	162.00	26.26	25.08	17.28	16.10
Ev Extr 1a	1810.00	1814.10	944.85	364.50	162.00	73.41	38.42	28.62	-6.38
Ev Extr1b	1527.47	1759.83	940.63	364.50	162.00	67.43	32.59	23.98	10.86
Servicio	1070.90	275.56	23.79	364.50	162.00	23.67	22.79	16.87	15.99
PILAR 2									
R1a	1335.52	314.96	38.42	364.50	162.00	29.33	27.91	21.55	20.13
R1b	1073.44	314.35	32.97	364.50	162.00	24.37	23.15	16.61	15.39
Ev Extr 1a	1762.41	1226.59	983.47	364.50	162.00	65.99	29.57	35.71	-0.72
Ev Extr1b	1500.33	1225.98	978.01	364.50	162.00	61.03	24.81	30.76	5.46
Servicio	1006.72	180.22	25.65	364.50	162.00	21.34	20.39	16.89	15.94
PILAR 3									
R1a	1426.38	416.31	34.12	364.50	162.00	32.19	30.92	21.91	20.64
R1b	1143.55	362.51	30.19	364.50	162.00	26.21	25.09	17.26	16.14
Ev Extr 1a	1816.86	1800.53	951.26	364.50	162.00	73.49	38.26	29.03	-6.20
Ev Extr1b	1534.03	1746.73	947.33	364.50	162.00	67.52	32.43	24.39	10.70
Servicio	1071.12	274.51	22.25	364.50	162.00	23.64	22.81	16.86	16.03

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos en servicio – base de las zapatas		
Pilar 1	**Pilar 2**	**Pilar 3**
Esfuerzo máximo q max= 54.44 tn/m^2	Esfuerzo máximo q max= 52.25 tn/m^2	Esfuerzo máximo q max= 52.82 tn/m^2
Esfuerzo mínimo q min= 5.20 tn/m^2	Esfuerzo mínimo q min= 5.18 tn/m2	Esfuerzo mínimo q min= 5.41 tn/m2

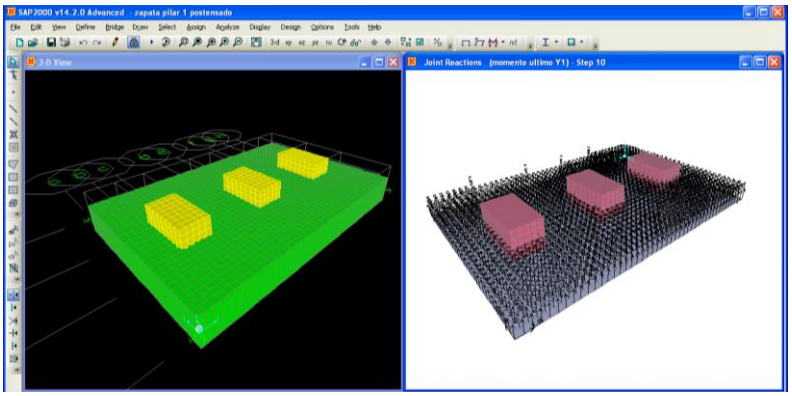
Al comparar con los esfuerzos q1,q2,q3,q4 hallados manualmente que pertenecen al estado en servicio con estos últimos valores de esfuerzos máximos y mínimos se observa que lo hallado está dentro del rango obtenido con el software, y además no existe ningún esfuerzo negativo (tracción) y solo existen esfuerzos en compresión.Según el análisis manual para élestálímite de evento extremo 1a, para el pilar 1 tenemos un esfuerzo q=-6.38 tn/m2 lo que significaría tracción, sin embargo mediante el análisis con SAP del cual detallamos sus ventajas encontramos que qmin=-2.66 tn/m2 lo cual en comparación al qmax=111.90 tn/m2 también del mismo análisis computarizado tenemos que el esfuerzo es mucho menor al de compresión no siendo suficiente para crear algún tipo de inestabilidad, en la figura puede apreciarse en donde se ubican esos pocos esfuerzos en tracción.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

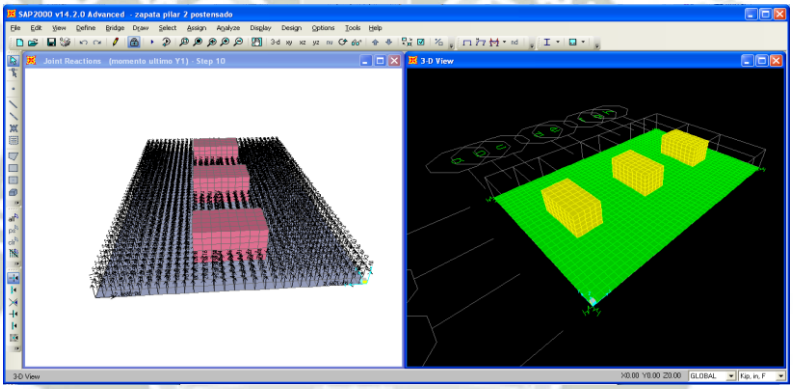
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 78 Esfuerzos en la base de la zapata Pilar 1



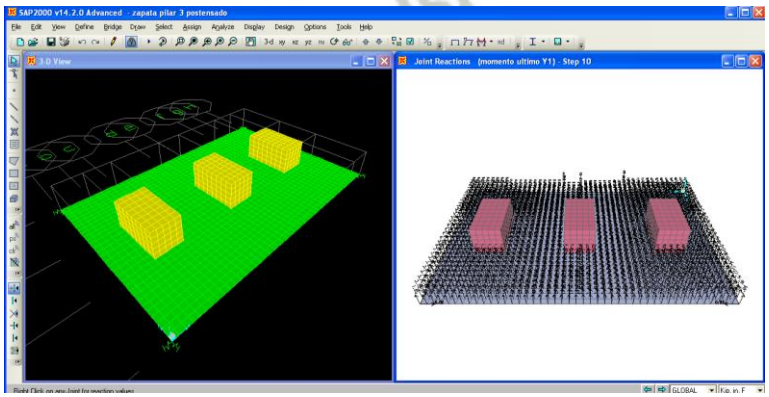
Para el pilar 2 el esfuerzo negativo máximo encontrado manualmente es -0.72 tn/m^2, sin embargo, según el análisis con software es 3.65 tn/m^2, lo que indica que nos asegura que no hay esfuerzos de tracción, tal como se ve en la figura.

Figura IV - 79 Esfuerzos en la base de la zapata Pilar 2



Para pilar 3 el máximo esfuerzo negativo es -6.20tn/m^2; según el análisis con software es -2.42 tn/m^2, y el esfuerzo máximo es 113.41 tn/m^2, haciendo que el esfuerzo negativo que son pocos no sea razón para cambiar el diseño.

Figura IV - 80 Esfuerzos en la base de la zapata Pilar 3

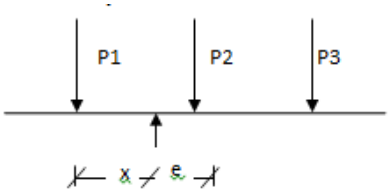


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.1.21.3.3 Chequeo de excentricidad de fuerzas resultantes



Para estado límite de **resistencia 1**se verificara que la posición dela resultanteeste dentro de la mitad central del cimiento con un máximo de:$e_{max} \leq \frac{1}{4}B$, mientras que para el estado de **evento extremo 1** deberá estar dentro de los 8/10 centrales máximo:$e_{max} \leq \frac{2}{5}B$, en ambos casos no sera más de$e = \left(\frac{B}{2} - X\right)$

Tabla IV - 57Chequeo de excentricidad de fuerza resultante Pilar 1 2 y 3

PILAR 1						
Estado limite	Separación	Resultante total columnas	X	$e = \left(\frac{B}{2} - X\right)$	e max	chequeo
Ria	3	1296.60	2.88	1.62	2.25	correcto
Rib	3	1014.08	2.92	1.58	2.25	correcto
Ev Extr 1a	3	1680.40	2.91	1.59	3.60	correcto
Ev Extr 1b	3	1397.87	2.94	1.56	3.60	correcto
Servicio	3	941.30	2.89	1.61	3.00	correcto
PILAR 2						
Ria	3	1205.92	2.87	1.63	2.25	correcto
Rib	3	943.84	2.90	1.60	2.25	correcto
Ev Extr 1a	3	1632.81	2.90	1.60	3.60	correcto
Ev Extr 1b	3	1370.73	2.93	1.57	3.60	correcto
Servicio	3	877.12	2.88	1.62	3.00	correcto
PILAR 3						
Ria	3	1296.78	2.85	1.65	2.25	correcto
Rib	3	1013.95	2.70	1.80	2.25	correcto
Ev Extr 1a	3	1687.26	2.81	1.69	3.60	correcto
Ev Extr 1b	3	1404.43	2.86	1.64	3.60	correcto
Servicio	3	941.52	2.68	1.82	3.00	correcto

4.1.21.3.4 Evaluación de la capacidad portante del terreno

La capacidad admisible del terreno para el pilar 1 y 3 es 80.69 tn/m^2, y para el pilar 2 es 98.87 tn/m^2. Del análisis estructural para la combinación de envolvente encontramos un máximo esfuerzo sobre el terreno para cada pilar, con lo pasaremos a comprobar que el terreno es capaz de soportar dicho esfuerzo probando que $q_{max}<q_u$, donde para un factor FS=4 tenemos q_u=322.74 tn/m^2 y q_u=395.48 tn/m^2 para pilares extremos y central.

PILAR	Dirección en análisis c/r al puente	Cap. ultima del suelo (qu)	Qmaxtn/m2	Chequeoqmax<qu
Extremo 1	Longitudinal	322.74	111.9	correcto
	Transversal	322.74	106.62	correcto
Central	Longitudinal	395.48	105.46	correcto
	Transversal	395.48	106.06	correcto
Extremo 2	Longitudinal	322.74	113.41	correcto
	Transversal	322.74	105.75	correcto

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Esfuerzos en la base de la zapata debido a la máxima combinación de cargas (envolvente de combinaciones SAP 2000)

Pilar extremo 1	
Sentido longitudinal de la zapata	**Sentido transversal de la zapata**
Esfuerzo máx. q max= 106.62 tn/m^2	Esfuerzo máx. q max= 111.90 tn/m^2
Esfuerzo mín. q min=10.01 tn/m^2	Esfuerzo mín. q min= 0.00 tn/m^2
Pilar central 2	
Sentido longitudinal de la zapata	**Sentido transversal de la zapata**
Esfuerzo máx. q max= 106.06 tn/m^2	Esfuerzo máx. q max= 105.46 tn/m^2
Esfuerzo mín. q min=9.77 tn/m^2	Esfuerzo mín. q min= 3.65 tn/m^2
Pilar extremo 3	
Sentido longitudinal de la zapata	**Sentido transversal de la zapata**
Esfuerzo máx. q max= 105.73 tn/m^2	Esfuerzo máx. q max= 113.41 tn/m^2
Esfuerzo mín. q min=10.27 tn/m^2	Esfuerzo mín. q min= 0.00 tn/m^2

4.2 Diseño para Puente Pre-Esforzado (Postensado)

4.2.1 Generalidades

El total diseño de los elementos que componen al puente han sido modelados y analizados con el programa CSi Bridge y en esta sección serán diseñados conforme a lo que se menciona en los reglamentos competentes.

4.2.1.1 Procedimiento:

Las dimensiones dela estructura han variado y se hará la colocación de cables de pre-esfuerzo.

4.2.2 Proceso de diseño de la Superestructura

4.2.2.1 Losa superior del puente

Se calculara el refuerzo en una sección transversal típica, en donde varían los valores de los momentos y fuerzas generando el uso de mayor o menor cantidad de acero para luego realizar las revisiones corrspondientes de diseño.

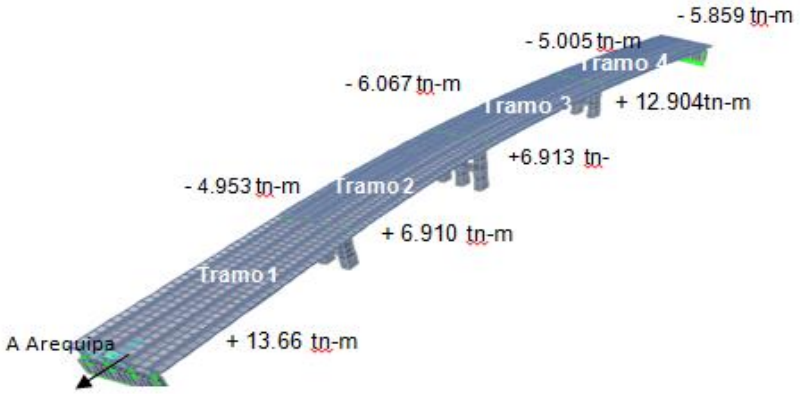
4.2.2.1.1 Refuerzo perpendicular al tráfico.

Del análisis estructural se representan los momentos de diseño en la siguiente figura donde se recopilan los mayores valores tanto positivos como negativos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



a) Acero Negativo (Perpendicular al tráfico)

Presente en las zonas cerca a los apoyos y su valor es menor en relación al positivo., se procederá a calcular detalladamente el acero negativo para el tramo 1 y luego se sintetizara el mismo análisis en cuadros.

Tramo 1

$Mu_{max}(-)$= - 4.953 tn-m (Momento de diseño)

Utilizando acero Ø=3/4" (A=2.85 cm^2) y un recubrimiento r=5.0 cm

$$Z= 5+\frac{1.905}{2} = 5.95 \text{ cm, d= 20-5.95=14.05cm}$$

$$As(-)=\frac{4.953*10^5}{0.9*4200\left(14.05-\frac{a}{2}\right)} \text{ y } a=\frac{4200*As}{0.85*350*100} \text{ con lo que As= 9.807 } cm^2\text{, a=1.385 cm}$$

$$\text{Con lo que } S=\frac{2.85}{9.807}=0.30 \text{ m por seguridad elegimos S= 20 cm}$$

Revisiones

As Máximo: Una sección no sobrereforzada cumple con c/d ≤ 0.42

c=a/β=1.385/0.85= 1.629 y c/d=0.116<0.42…ok!

As Mínimo: El acero colocado sera capaz de resistir el menor valor de 1.2Mcr y 1.33Mu

a) $1.2Mcr=1.2(fr*S)=1.2(2.01\sqrt{f'c})*\frac{bh^2}{6}= 1.2(2.01\sqrt{350})*\frac{100\cdot 20^2}{6}$ = 3.00 tn-m

b) 1.33Mu= 6.584 tn-m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El menor valor es 3.00 tn-m, el valor de momento resistido M=4.954 tn-m es mayor que el mínimo, la cantidad de acero es suficiente… ok! Revisión por fisuracion: Se debe de comprobar que el esfuerzo bajo cargas de servicio es menor que el esfuerzo resistente del acero

Sea el momento de diseño en este tramo Mu= - 4.953 tn-m

Para un ancho de 20 cm Mu= - 0.74 tn-m

n= Es/Ec, donde Es=2039400 kg/cm2 Ec =15344$\sqrt{350}$= 287059.95 ⇒Es/Ec=7

Ast= 7*2.85= 20.25 cm^2

Momento respecto al eje neutro 15Y(Y/2)=20.25(14.05-Y) → Y= 4.95 cm

De c+Y= 14.05 → c= 9.09 cm

Inercia respecto al eje neutro de la sección transformada

$I = Ast \cdot c^2 + \frac{bY^3}{3}$ → I = 20.25· 9.09^2+ $\frac{15 \cdot 4.95^3}{3}$= 2282.36 cm^4

Esfuerzo actuante fs= $\frac{Ms \cdot c}{I} \cdot n = \frac{4.953 * 10^5 \cdot 9.09}{2282.36} \cdot 7$=2071.06 kg/$cm^2$

Esfuerzo máx del acero: fsa= $\frac{z}{(dc \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6 \cdot fy$ dc = recub + $\frac{\emptyset}{2}$= 5+ $\frac{1.905}{2} = 5.95$

$A = \frac{(2dc)b}{n_v} = \frac{(2 \cdot 5.95)15}{1} = 178.58\ cm^2$

Z= 30591 kg/cm2 (condición de exposición moderada)

fsa= $\frac{30591}{(5.95 \cdot 178.58)^{1/3}}$ =2997.46 kg/cm2 a su vez 0.6f'y=0.4200=2520 kg/cm2

2997.46≤ 2500 … NO! Por lo tanto se queda en fsa=2500 kg/cm^2

Como el esfuerzo de resistencia del acero fsa=2500 kg/cm^2es mayor al esfuerzoactuante fs=2071.06 kg/cm^2 no existirá fisuramiento y el diseño es satisfactorio.

Tabla IV - 58 Diseño del acero negativo de la losa superior

Tramo	Momentos de diseño Tn-m	As cm^2	a cm	Ø	Separación (m)	Acero Máximo		Acero Mínimo			Diseño final nª de barras y Ø
						c/d	si c/d<0.42..0 k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu …ok!	
1	4.951	9.81	1.39	3/4	0.15	0.116	OK!	3.01	6.58	acero es suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
2	6.067	12.17	1.72	3/4	0.15	0.144	OK!	3.01	8.07	acero es suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
3	5.005	9.92	1.40	3/4	0.15	0.117	OK!	3.01	6.66	acero es suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
4	5.859	11.73	1.66	3/4	0.15	0.139	OK!	3.01	7.79	acero es suficiente	Ø 3/4"@ 0.20

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Teniéndose en cuenta que para todos se usara el mismo diámetro de barra se tendrá para todos los tramos que dc=5.95 cm, n=7 y Z= 30591 kg/cm^2 y la revisión por fisuramiento es la siguiente:

Tabla IV - 59 Revision por fisuramiento – losa superior

Revisión por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	Ast (cm^2)	dc (cm)	I (cm^4)	fs kg/cm^2	fsa kg/cm^2	Comprobación fsa > fs
9.09	0.74	20.25	5.95	2282.36	2071.07	2520.00	cumple
9.09	0.91	20.25	5.95	2282.36	2537.90	2520.00	muy cercano, cumple
9.09	0.75	20.25	5.95	2282.36	2093.65	2520.00	cumple
9.09	0.88	20.25	5.95	2282.36	2450.89	2520.00	cumple

Considerándose satisfactorio el diseño tendremos que:

Colocar Ø=3/4” cada 20 cm (parte superior) en todos los tramos

b) Acero Positivo (Perpendicular al tráfico)

Al igual que en el acero negativo se debe realizar el diseño de este acero, la característica de estos es que se presentan con mayor requerimiento de refuerzo en las zonas centrales de cada luz del puente.A continuación los cuadros que resumen el cálculo del diseño y revisiones.

Tabla IV - 60 Diseño del acero positivo losa superior – perpendicular al tráfico

Tramo	Momentos de diseño Tn-m	As cm^2	a cm	Ø	Separación (m)	Acero Máximo		Acero Mínimo			Diseño final nª de barras y Ø
						c/d	si c/d<0.42..Ok!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu …ok!	
1	13.660	31.38	4.43	1	0.10	0.380	OK!	3.01	18.17	acero suficiente	Ø 1"@ 0.15
2	6.910	14.00	1.98	3/4	0.13	0.165	OK!	3.01	9.19	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
3	6.913	14.06	1.98	3/4	0.13	0.166	OK!	3.01	9.19	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
4	12.904	29.27	4.13	1	0.10	0.354	OK!	3.01	17.16	acero suficiente	Ø 1"@ 0.15

Tabla IV - 61 Revision por fisurasion acero positivo losa superior perpendicular al trafico

Revisión por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobación fsa>fs
6.76	1.37	6.27	36.00	2773.75	2328.93	2520.00	cumple
8.81	0.90	5.95	20.25	2194.25	2524.40	2520.00	muy cercano, cumple
8.81	0.90	5.95	20.25	2194.25	2525.50	2520.00	muy cercano, cumple
6.76	1.29	6.27	36.00	2773.75	2200.04	2520.00	cumple

Con Las revisiones hechas el diseño es satisfactorio y deberemos de:

Colocar: Ø=1” cada 15 cm (parte inferior) tramos 1 y 4

Ø=3/4” cada 20cm (parte inferior) tramos 2 y 3

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.2.1.2 Refuerzo paralelo al tráfico.

Acero de temperatura: Colocado en la dirección del tráfico en la parte superior como un porcentaje de la sección de la losa

$As_{temperatura}=0.0018*Ag \rightarrow As_{temp}=0.0018*20*100=360cm^2$

Ya que el espesor de la losa es de mas de 15 cm colocamos dos capas del acero hallado, $3.60/2=1.80cm^2$/capa, y si colocamos acero de Ø=3/8" la separación será S=0.71/1.80=0.39 m.

Además $S_{max} \leq 3*h=3*20 = 60$ cm o $S_{max} \leq 45$ cm, por lo que 0.39 es correcto

Colocamos | Ø=3/8" cada 35 cm (parte superior) |

Acero de distribución

Colocada en la dirección del tráfico y en la parte inferior de la losa equivalente a un porcentaje del acero positivo. $\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$, donde S es la distancia entre caras de vigas,

S= 2.08 m celdas exteriores $3840/\sqrt{2080}$ =84.20% >67% , elegimos 67%

S= 2.08 m celda interior $3840/\sqrt{2150}$ =82.81% >67% , elegimos 67%

$As_{distribución}$ - tramo 1 =0.67*31.38 = 21.03 cm^2, Si Ø=3/4" ⇒ S= 15.0 cm

$As_{distribucion}$ - tramo 2 =0.67*14.00 = 9.38 cm^2, Si Ø=5/8" ⇒ S= 20.0 cm

$As_{distribucion}$ - tramo 3 =0.67*14.06 = 9.42 cm^2,Si Ø=5/8" ⇒ S= 20.0 cm

$As_{distribucion}$- tramo 4 =0.67*29.27 = 19.62 cm^2, Si Ø=3/4"⇒ S= 15.0 cm

Acero en la dirección del tráfico con CSIBridge: Ya que el programa nos muestra también los momentos generados longitudinalmente compararemos

Tabla IV - 62 Diseño del acero positivo losa superior – paralelo al trafico

Tramo	Momentos de diseño Tn-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Separación (m)	Acero Máximo		Acero Mínimo			Diseño final nª de barras y Ø
						c/d	si c/d<0.42..0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu …ok!	
1	5.76	11.51	1.63	3/4	0.15	0.136	OK!	3.01	7.66	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
2	5.502	10.97	1.55	3/4	0.15	0.130	OK!	3.01	7.32	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
3	5.608	11.69	1.58	3/4	0.15	0.132	OK!	3.01	7.46	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
4	5.511	10.99	1.55	3/4	0.15	0.130	OK!	3.01	7.33	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 63 Revision por fisuramiento acero positivo losa superior paralelo al trafico

Revisión por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobación fsa>fs
9.63	0.86	5.95	20.25	2309.01	2522.74	2520.00	muy cercano, cumple
9.63	0.83	5.95	20.25	2309.01	2409.74	2520.00	cumple
9.63	0.84	5.95	20.25	2309.01	2456.17	2520.00	cumple
9.63	0.83	5.95	20.25	2309.01	2413.68	2520.00	cumple

Colocar Ø=3/4" cada 20cm (parte inferior)

4.2.2.2 Diseño de los volados en la losa superior

Los momentos negativos de cada volado fueron hallados en el análisis en donde se tomara como valor máximo el que se encuentre a la cara de la viga exterior, y son utilizados para el diseño respectivo.

Figura IV - 81 Maximos momentos negativos en volados

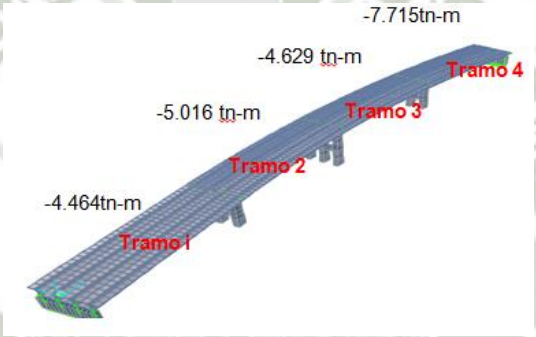


Tabla IV - 64 Diseño de acero negativo – volados – perpendicular a trafico

Tramo	Momentos de diseño Tn-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Separación (m)	Acero Máximo		Acero Mínimo			Diseño final nª de barras y Ø
						c/d	si c/d<0.42..0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu …ok!	
1	4.46	8.80	1.24	3/4	0.20	0.104	OK!	3.01	5.94	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
2	5.016	9.94	1.40	3/4	0.20	0.118	OK!	3.01	6.67	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
3	4.629	9.14	1.29	3/4	0.20	0.108	OK!	3.01	6.16	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.20
4	7.715	15.78	2.23	3/4	0.10	0.187	OK!	3.01	10.26	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.15

Tabla IV - 65 Revision por fisurasion acero negativo – volados – perpendicular al tráfico

Revisión por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobación fsa>fs
9.63	0.86	5.95	20.25	2309.01	2522.74	2520.00	muy cercano, cumple
9.63	0.83	5.95	20.25	2309.01	2409.74	2520.00	cumple
9.63	0.84	5.95	20.25	2309.01	2456.17	2520.00	cumple
9.63	0.83	5.95	20.25	2309.01	2413.68	2520.00	cumple

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.2.3 Diseño de la losa inferior del puente

4.2.2.3.1 Refuerzo perpendicular y en la dirección del tráfico (teórico)

Acero perpendicular a la dirección del tráfico

Se propone por lo menos el 0.5% de la sección transversal de la losa inferior, este refuerzo debe repartirse en las dos caras de la placa.

$As_{min}=0.005*A_{LI}$ … (**)

A_{LI}= 15*790=11850 $cm^2 \Rightarrow$ As_{min}= 0.005*11850=59.25 cm^2

Si usamos Ø=1/2”, el número de barras es 59.25/1.27 = 47 barras y su distribución en toda la losa tendrá una separación de S=790/47= 15 cm, se colocaran en dos capas alternadas, Usar Ø=1/2” cada 30 cm.

Acero en la dirección del tráfico

Se propone como el área de acero, lo que resulta de:

$As_{min}=0.004*A_{LI}$ … (*) Art 8.17.2.3.1 AASHTO

Donde A_{LI}= Área transversal total de la losa inferior

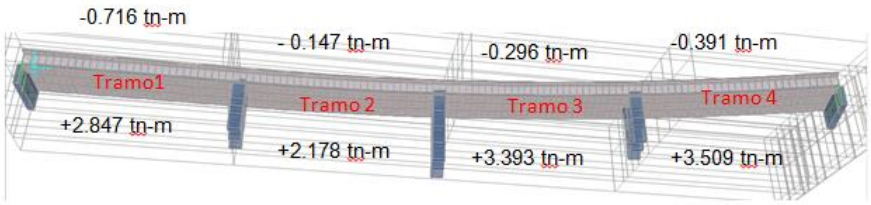
A_{LI}= 15*790=11850 $cm^2 \Rightarrow$ As_{min}= 0.004*11850=47.40 cm^2

Si usamos Ø=1/2, el número de barras es 63.7/1.27=38 barras y su distribución en toda la losa tendrá una separación de S=790/47.40= 20 cm arriba y abajo, se colocaran en dos capas alternadas, Usar Ø=1/2” cada 40 cm

4.2.2.3.2 Refuerzo perpendicular y paralelo al tráfico de acuerdo a los resultados CSi Bridge

Acero perpendicular al tráfico: Momentos envolventes de diseño Mu

Figura IV - 82Máximos momentos perpendiculares al trafico



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Se puede concluir que la presencia del máximo momento es más frecuente en la viga interior 1. Y los momentos negativos máximos entre las luces de las vigas interiores.

Utilizando barras Ø=5/8", Z= 5+$\frac{1.59}{2}$ = 5.79 cm, d= 15-5.79=9.21cm, y utilizando barras Ø=3/4", Z= 5+$\frac{1.91}{2}$ = 5.95 cm, d= 15-5.95=9.05cm

Tabla IV - 66 Acero positivo perpendiculares al trafico en losa inferior

Tramo	Mu (+) Tn-m	As cm^2	a cm	refuerzo Ø	Separación (m)	Acero Máximo		Acero Mínimo			Diseño **final nª de barras y Ø**
						c/d	si c/d<0.42..0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu …ok!	
1	2.85	8.77	1.24	5/8	0.15	0.158	OK!	1.69	3.79	acero suficiente	Ø 5/8"@ 0.15
2	2.178	6.59	0.93	5/8	0.20	0.119	OK!	1.69	2.90	acero suficiente	Ø 5/8"@ 0.20
3	3.393	10.84	1.53	3/4	0.15	0.199	OK!	1.69	4.51	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.15
4	3.509	11.25	1.59	3/4	0.15	0.206	OK!	1.69	4.67	acero suficiente	Ø 3/4"@ 0.15

Tabla IV - 67Revisión por fisurasión acero positivo losa inferior perpendicular al trafico

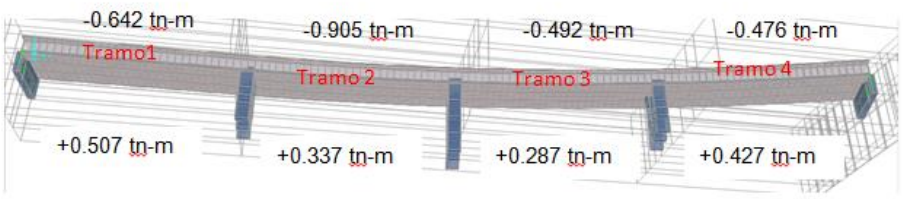
Revisión por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobación fsa>fs
6.24	0.37	5.79	14.06	660.84	2447.64	2520.00	cumple
6.24	0.39	5.79	14.06	704.19	2433.04	2520.00	cumple
5.66	0.51	5.95	20.25	843.15	2392.25	2520.00	cumple
5.66	0.53	5.95	20.25	843.15	2474.04	2520.00	cumple

Colocar:

Ø=5/8" cada 30 cm (arriba y abajo)	tramo 1
Ø=5/8" cada 40 cm (arriba y abajo)	tramos 2
Ø=3/4" cada 35 cm (arriba y abajo)	tramos 3 y 4

Acero paralelo al tráfico: Máximos momentos de diseño Mu

Figura IV - 83 Momentos envolventes paralelos al tráfico Mu losa inferior



Se realiza el diseño a partir de los momentos máximos de diseño de la anterior grafica para luego compararlo con eldiseño realizado solo por teoría. Utilizando

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

barras Ø=5/8", $Z= 5+\frac{1.59}{2}$ = 5.79 cm, d= 15-5.79=9.21cm, y utilizando barras Ø=3/4", $Z= 5+\frac{1.91}{2}$ = 5.95 cm, d= 15-5.95=9.05cm

Tabla IV - 68 Acero negativo paralelo al tráfico en losa inferior

Tramo	Momentos de diseño Tn-m	As cm2	a cm	diámetro de refuerzo Ø	Separación (m)	Acero Máximo		Acero Mínimo				Diseño final nª de barras y Ø
						c/d	si c/d<0.42..0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu …ok!	Solución	
1	0.64	1.84	0.26	1/2	0.20	0.033	OK!	1.69	0.85	se necesita mas acero	colocar acero mínimo 1.69	Ø 1/2"@ 0.15
2	0.905	2.61	0.37	1/2	0.20	0.046	OK!	1.69	1.20	se necesita mas acero	colocar acero mínimo 1.69	Ø 1/2"@ 0.15
3	0.492	1.41	0.20	1/2	0.20	0.025	OK!	1.69	0.65	se necesita mas acero	colocar acero mínimo 1.69	Ø 1/2"@0.15
4	0.476	1.33	0.19	1/2	0.20	0.024	OK!	1.69	0.63	se necesita mas acero	colocar acero mínimo 1.69	Ø 1/2"@0.15

Tabla IV - 69 Revision por fisurasion acero negativo – losa inferior – paralelo al trafico

Revisión por fisuracion							
c (cm)	Ms (tn-m)	dc (cm)	Ast (cm2)	I (cm4)	fs kg/cm2	fsa kg/cm2	Comprobación fsa>fs
6.88	0.25	5.64	9.00	502.63	2427.92	2520.00	cumple
6.88	0.25	5.64	9.00	502.63	2427.92	2520.00	cumple
6.88	0.25	5.64	9.00	502.63	2427.92	2520.00	cumple
6.88	0.25	5.64	9.00	502.63	2427.92	2520.00	cumple

Para el diseño del acero positivo, se tomara como satisfactoria la que resulta del diseño del acero negativo ya que son mayores que los positivos. Colocar **Ø=1/2" cada 30 cm (superior e inferior) todos los tramos**

Nota: En caso de que en determinado punto haya superposición de acero, para no sobre reforzar la sección se realizara una diferencia y se colocara solo el área del acero faltante.

4.2.2.4 Diseño con inclusión del estado de carga postensado en vigas exteriores e interiores de la sección tipo cajón.

Se tienen los efectos de la colocación de cables de pre-esfuerzo a lo largo de la luz del puente teniendo en cada viga tanto momentos positivos y negativos en fibras inferiores y superiores según corresponda, así como las fuerzas cortantes máximas, y los momentos de torsión.

- **Refuerzo superficial**

Colocado en las caras laterales de vigas por tener una altura mayor a 90 cm.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Ask=0.1(de-76) separación máxima ⇒ S_{max} =d/6

de=h-r, con r= distancia de la fibra inferior de la losa inferior hasta e centroide aproximado del refuerzo pasivo = 1.30-0.15=1.15 m

Ask=0.1(115.0-76)= 7.40 cm^2 , si colocamos barras Ø5/8" (A=1.98 cm^2)

Nº de barras= 7.4/1.98=4.29 = 4 barras, separación: S=0.65/4=0.16 m < 1.15/6=0.19 m | 1 Ø 5/8"c/ 15 cm en ambas caras |

Nota: La presencia del acero superficial coincide con el espaciamiento del acero de temperatura por lo que en lugar de colocar acero de 1" se tomara en conjunto el acero de 5/8" superficial y uno de 5/8" que en conjunto cubren los 3.6 cm^2 solicitados.

- **Armadura de contracción y temperatura en las caras laterales**

En el alma de la viga T As_{temp}=0.0018*b*h

As_{temp}=0.0018*40*110= 7.92 cm^2 , como el ancho es mayor que 15 cm lo dividiremos en 2 capas donde por capa tocara 3.96 cm^2/capa, al usar barras de Ø=5/8" (A=2.0cm^2) la separación S= 2/3.96= 0.50 m, la separación máxima es el menor entre S=3t=3*0.4=1.20 m o S=45 cm, como el menor valor es 45.

Nota: La fuerza horizontal que generan los cables durante el tensado hacen necesario de estribos especiales que eviten la fractura del concreto y del acero.

4.2.2.5 Esfuerzo necesario a ser cubierto con el refuerzo pasivo

Enconctrado los esfuerzos en tracción y compresión producidos a lo largo de las vigas del puente, los esfuerzos de tracción por el refuerzo mediante acero llamado pasivo es que se prcedera a calcular las cantidades necesarias.

- **Armadura en Vigas principales interiores**

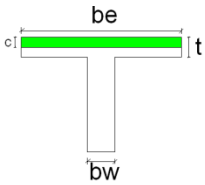
Es posible modelar como vigas I que pueden trabajar como vigas T para momentos positivo y negativo lo que generaría dos vigas T unidas por el alma

La ventaja es la capacidad de distribuir el acero resultante en el ancho efectivo be que se comprende también lo largo de las alas de la sección I

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Definimos como ancho efectivo al menor valor entreL/4= 30/4= 7.5 m , 12t+bw= 12*0.2+0.40=2.80, S=2.55m. Por lo que el tributario en cada viga interior S es el menor valor = be=2.55 m. El peralte efectivo al usar Ø=1", es d=130-6.27= 123.73 cm

Con ello podemos definir un acero mínimo: As=$b * d * \left(\frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2mku}{fy}}\right]\right)$

donde m=$\frac{fy}{0.85fc}=\frac{4200}{0.85*350}=14.12$ y Ku=$\frac{\text{Mu*100}}{\phi\cdot b\cdot d^2}$

Del análisis estructural elegimos el momento envolvente más crítico es decir el mayor ya que deseamos tener una sección constante y que resista los máximos efectos. Mu= 703.49 tn-m correspondiente a la viga interior 2

ku=$\frac{708420*100}{0.9\cdot 255\cdot 123.73^2}$ =20.02 , $As_{min}= 255 * 123.73 \cdot \left(\frac{1}{14.12}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*14.121*20.02}{4200}}\right]\right)$

s_{min}=156.86 cm^2, Si usamos Ø=1" deberemos colocar mínimo 28 barras que para el ancho de 40 cm del alma podrían distribuirse hasta en 3 capas

Definiremos si es que deberemos diseñar como viga rectangular viga "T" con la siguiente comprobación: Si c < t →se diseña como viga rectangular, si c>t → se diseña como viga T

Suponiendo en un estado limite que c=t , a=0.85c=0.85t=0.85*20=17cmAdemás con las 3 capas se tiene que d=130-18.97= 111.03 cm Hallemos la cuantia p con $As=\frac{Mu}{0.9\cdot fy\cdot\left(d-\frac{a}{2}\right)}$

As=182.79 cm2 → p=182.79/(255*111.03) p= 0.006

Hallemos c, $c=\frac{1.18\rho\cdot fy\cdot d}{0.85\cdot fc}$ = 11.10 < 20cm, diseñar como viga rectangular a lo largo de toda la longitud del puente con seguridad.

Procedemos a diseñar tanto el acero superior como inferior con las dos formulas principales:

$As=\frac{Mu}{0.9\cdot fy\cdot\left(d-\frac{a}{2}\right)}$ … (1) $a=\frac{As\cdot fy}{0.85\cdot fc\cdot b}$… (2)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

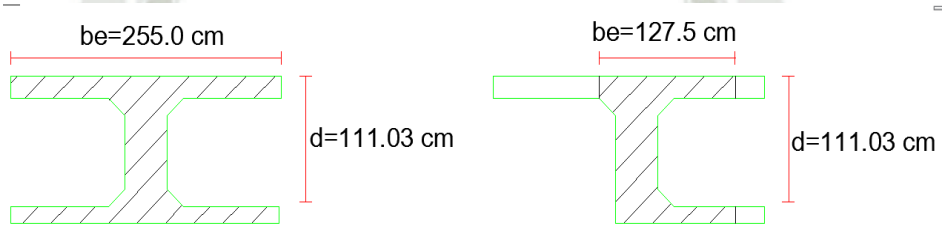
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- **Armadura en Vigas principales exteriores**

Para las vigas exteriores se sigue el mismo procedimiento, por lo que definimos como ancho efectivo al tributario en cada viga exterior al menor valor entre: b=bw+12t=0.40+12*0.20=2.80cm, b=s/2=2.55/2=1.257m y b=0.40+30/12=2.90, tomando el menor valor be=1.275 m. El peralte efectivo al usar Ø=1”, es d=111.03 al igual que en las vigas interiores

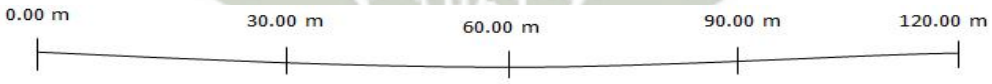
Figura IV - 84 Seccion efectiva de análisis viga exterior (izquierda) e interior (derecha)

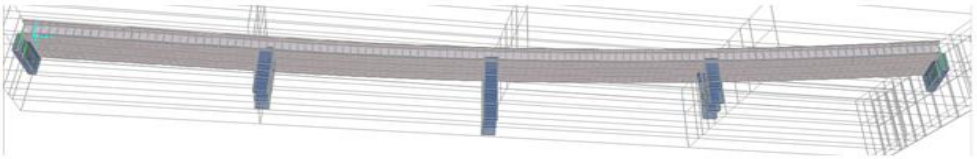


4.2.2.5.1 Diseño y verificaciones de las vigas del puente

A continuación se presentan los siguientes cuadros sistematizados que nos dan a conocer el acero que se colocara a lo largo del puente en lo que respecta a vigas, se ha dividido en 15 tramos de acero de 8 metros. Una vez mostrada la cantidad de acero se colocara el mayor por cada tramo de 30.0m.

Figura IV - 85 Vista en elevación del puente, 4 tramos de 30 m cada uno





Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 70 Diseño del refuerzo pasivo viga exterior izquierda

	posiciones en estudio	Mmax (tracción) fibra inferior	Mmax (tracción) fibra superior	zona en tracción (m)	Fuerza en tracción (tn)	As (cm^2)	selección del nº de barras	
Tramo 0 - 30	0-8	665.01	-1283.06	0.444	80.99	32.14	7	8Ø 1"
	8-15	719.16	-1302.37	0.462	96.92	38.46	8	
	16-22	606.35	-1220.96	0.431	66.08	26.22	6	
	23-30	-2451.48	896.09	0.433	129.14	51.24	11	11Ø 1"
Tramo 30 - 60	31-38	-1514.58	478.81	0.312	27.92	11.08	3	
	39-46	618.29	-898.15	0.530	84.35	33.47	7	7Ø 1"
	47-52	603.74	-883.87	0.528	80.13	31.80	7	
	53-60	-2053.28	800.90	0.448	112.12	44.49	9	9Ø 1"
Tramo 60 - 90	61-67	-1553.86	489.89	0.312	29.59	11.74	3	
	68-75	766.88	-896.51	0.599	139.91	55.52	11	11Ø 1"
	76-81	766.67	-895.45	0.600	139.92	55.52	11	
	82-90	-2697.07	1310.30	0.368	69.61	27.62	6	6Ø 1"
Tramo 90 - 120	91-97	-803.92	501.69	0.500	50.38	19.99	4	
	98-105	999.88	-1247.48	0.578	202.40	80.32	16	21Ø 1"
	106-113	1179.01	-1351.86	0.606	266.17	105.62	21	
	114-120	974.91	-1318.23	0.553	186.51	74.01	0.553	

Tabla IV - 71 Diseño del refuerzo pasivo viga interior izquierda

	posiciones en estudio	Mmax (tracción) fibra inferior	Mmax (tracción) fibra superior	zona en tracción	Fuerza en tracción	As (cm^2)	selección del nº de barras	
Tramo 0 - 30	0-8	0.00	-1167.56	0.000	0.00	0.00	0	3 Ø 1"
	8-15	16.55	-1207.86	0.018	0.15	0.06	1	
	16-22	0.00	-1125.49	0.000	0.00	0.00	0	
	23-30	-1720.09	912.58	0.451	138.02	54.77	11	11Ø 1"
Tramo 30 - 60	31-38	-1150.21	201.53	0.194	19.53	7.75	2	
	39-46	171.38	-810.98	0.227	19.43	7.71	2	3 Ø 1"
	47-52	165.76	-798.04	0.224	18.53	7.35	2	
	53-60	-1420.34	739.69	0.445	97.87	38.84	8	8Ø 1"
Tramo 60 - 90	61-67	-1162.00	511.68	0.397	42.07	16.69	4	
	68-75	325.44	-816.61	0.370	4.71	1.87	1	3 Ø 1"
	76-81	329.26	-814.78	0.374	5.47	2.17	1	
	82-90	-1812.16	1200.22	0.357	68.92	27.35	6	8Ø 1"
Tramo 90 - 120	91-97	-685.05	596.79	0.605	89.81	35.64	8	
	98-105	364.70	-1170.53	0.309	9.99	3.96	1	3Ø 1"
	106-113	479.93	-1260.31	0.359	32.25	12.80	3	
	114-120	333.41	-1085.64	0.305	5.10	2.02	1	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 72 Diseño del refuerzo pasivo viga interior derecha

	posiciones en estudio	Mmax (tracción) fibra inferior	Mmax (tracción) fibra superior	zona en tracción	Fuerza en tracción	As (cm²)	selección del nº de barras	
Tramo 0 - 30	0-8	478.51	-1268.65	0.356	31.78	12.61	3	4Ø 1"
	8-15	559.53	-1323.68	0.386	50.12	19.89	4	
	16-22	476.64	-1246.64	0.360	31.76	12.60	3	
	23-30	-1764.21	872.68	0.430	123.19	48.89	10	10Ø 1"
Tramo 30 - 60	31-38	-1211.89	142.13	0.136	9.70	3.85	1	
	39-46	428.18	-873.54	0.428	27.41	10.88	3	3 Ø 1"
	47-52	415.11	-857.34	0.424	24.41	9.69	2	
	53-60	-1378.78	703.54	0.439	88.62	35.17	7	7Ø 1"
Tramo 60 - 90	61-67	-1126.26	492.12	0.395	37.97	15.07	3	
	68-75	528.73	-862.38	0.494	56.51	22.42	5	5Ø 1"
	76-81	525.08	-858.71	0.493	55.52	22.03	5	
	82-90	-1817.06	1181.81	0.512	225.88	89.64	18	18Ø 1"
Tramo 90 - 120	91-97	-633.19	568.97	0.615	82.74	32.83	7	
	98-105	744.99	-1252.15	0.485	107.90	42.82	9	11Ø 1"
	106-113	844.75	-1330.19	0.505	137.53	54.57	11	
	114-120	612.39	-1136.57	0.455	71.10	28.21	6	

Tabla IV - 73 Diseño del refuerzo pasivo viga exterior derecha

	posiciones en estudio	Mmax (tracción) fibra inferior	Mmax (tracción) fibra superior	zona en tracción	Fuerza en tracción	As (cm²)	selección del nº de barras	
Tramo 0 - 30	0-8	-295.93	-1032.27	0.000	0.00	0.00	0	3 Ø 1"
	8-15	-252.81	-1050.81	0.000	0.00	0.00	0	
	16-22	-210.95	-985.25	0.000	0.00	0.00	0	
	23-30	-2099.02	731.81	0.424	128.21	50.88	11	11Ø 1"
Tramo 30 - 60	31-38	-1246.35	686.71	0.462	125.01	49.61	10	
	39-46	156.26	-763.64	0.221	24.15	9.58	2	3 Ø 1"
	47-52	125.89	-742.81	0.188	16.60	6.59	2	
	53-60	-1805.86	642.12	0.341	81.66	32.41	7	7Ø 1"
Tramo 60 - 90	61-67	-1399.33	379.67	0.277	15.47	6.14	2	
	68-75	375.84	-778.58	0.423	22.47	8.92	2	3 Ø 1"
	76-81	385.17	-779.04	0.430	25.64	10.18	3	
	82-90	-2300.83	1068.87	0.345	55.16	21.89	5	5Ø 1"
Tramo 90 - 120	91-97	-869.41	353.68	0.376	14.13	5.61	2	
	98-105	305.09	-1059.44	0.291	1.03	0.41	1	5Ø 1"
	106-113	479.80	-1159.14	0.381	47.90	19.01	4	
	114-120	299.51	-993.90	0.301	63.11	25.04	5	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En donde no exista necesidad de colocar acero de refuerzo pasivo se colocan una cantidad mínima por seguridad

4.2.2.6 Diseño por corte

En los extremos de las vigas, en el apoyo se generan fallas que ocurren en planos inclinadosque pueden estar presentes en toda la longitud la cual se debe reforzar con estribos, estas zonas de falla serán cubiertas con estribos en una sección de diseño localizadaa 0.5dvcot(μ) o dv desde la cara interior del apoyo

Calculo de dv: Este valor debe ser no menor al mayor de :

a. 0.90 de, donde de= 111.03 cm →dv=0.9*111.03 =93.93 cm.
b. 0.72h, 0.72*130=93.60 cm
c. dv=de-a/2

   A partir de los esfuerzos obtuvimos As y a partir d este hallamos “a”.

   a =2.86 cm Viga interior 1: dv=111.03 -2.86/2=109.06 cm b=4.69 cmViga interior 2 dv=111.03 -4.69/2=103.68 cm

Tomando el mayor valor dv=110 cm para todas las vigas, es pues esta la longitud de confinamiento que se deberá realizar a partir de la cara de vigas.

Procedimiento de cálculo también indicado en [1] art. 5.8.2-1

Se debe diseñar teniendo en cuenta que se debe de llegar a obtener una resistencia a corte mayorada Vr, donde Vr = Ø Vn
Vn será el menor entre Vn=Vs+Vc+Vp y Vn =0.25f’c·bv·dv+Vp
Donde Vc es la resistencia al corte del concreto, Vs=resistencia al corte del acero y Vp es la resistencia a corte por el pre-esfuerzo.
Por lo que Vc=0.53$\sqrt{f'c}$ ·bv·dv, Vs =$\frac{Av \cdot fy \cdot dv}{S}$ y Vp= resultado del estado de pre-esfuerzo. Una vez calculado la resistencia mayorada Vr debe de comprobarse que sea mayor al esfuerzo de corte actuante Vu (Vr>Vu)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Separación máxima de la armadura transversal

Si Vu < 0.125f'c $S_{máx}$= 0.8dv o 60 cm (Art. 5.8.2.7-1 AASHTO)Si Vu> 0.125f'c $S_{máx}$= 0.4dv o 30 cm (Art. 5.8.2.7-2 AASHTO)

Dada la situación S_{max}=0.4*110=44 y S_{max}=30cm con lo que se elige S=30cm.

4.2.2.6.1 Diseño por corte en las vigas interiores y exteriores

Viga Exterior Izquierda

Se proponen barras de Ø= ½" a 10 cm en la zona de confinamiento y Ø= ½" a 30 cm en el resto de espacio, en caso de no cumplir con la verificación se cambia de Ø= ½" a 20 cm o también Ø= 5/8" a 20 cm en la zona que lo requiera.

Tabla IV - 74 Diseño por corte viga exterior izquierda

Posición (m)	Máxima Fuerza Cortante (tn)	Vc (tn)	Vp (tn)	Ø 2 ramas	S (cm)	Vs (tn)	Vr=0.9* Vn (tn)	Verificación Si Vr>Vu, el diseño es satisfactorio	Como Vu > 0.125f'c Smáx= 0.4dv o 30 cm 0.4dv44 cm
0.00 - 8.00	106.12	43.63	52.20	1/2	30.00	39.02	121.36	el refuerzo es suficiente	OK
8.00 - 16.00	43.73	43.63	24.05	1/2	30.00	39.02	96.03	el refuerzo es suficiente	OK
16.00 - 24.00	106.54	43.63	66.96	1/2	30.00	39.02	134.64	el refuerzo es suficiente	OK
24.00 - 32.00	146.85	43.63	67.97	1/2	20.00	58.52	153.11	el refuerzo es suficiente	OK
32.00 - 40.00	95.29	43.63	44.23	1/2	30.00	39.02	114.19	el refuerzo es suficiente	OK
40.00 - 48.00	45.01	43.63	52.59	1/2	30.00	39.02	121.71	el refuerzo es suficiente	OK
48.00 - 56.00	90.90	43.63	41.02	1/2	30.00	39.02	111.30	el refuerzo es suficiente	OK
56.00 - 64.00	144.84	43.63	38.31	5/8	20.00	91.44	156.05	el refuerzo es suficiente	OK
64.00 - 72.00	84.70	43.63	36.16	1/2	30.00	39.02	106.92	el refuerzo es suficiente	OK
72.00 - 80.00	51.39	43.63	21.41	1/2	30.00	39.02	93.65	el refuerzo es suficiente	OK
80.00 - 88.00	117.07	43.63	38.27	1/2	20.00	58.52	126.38	el refuerzo es suficiente	OK
88.00 - 96.00	145.38	43.63	62.60	1/2	20.00	58.52	148.28	el refuerzo es suficiente	OK
96.00 - 104.0	103.15	43.63	49.71	1/2	30.00	39.02	119.12	el refuerzo es suficiente	OK
104.0 - 112.0	43.16	43.63	13.09	1/2	30.00	39.02	86.16	el refuerzo es suficiente	OK
112.0 - 120.0	114.77	43.63	30.58	1/2	20.00	58.52	119.46	el refuerzo es suficiente	OK

Viga Interior 1 (Izquierda)

Se proponen Ø= ½" a 10 cm en zona de confinamiento, resto Ø= ½" a 30 cm donde lo requiera Ø= ½" a 20 cm o en todo caso Ø= 5/8" a 20 cm si se requiere.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 75 Diseño por corte viga interior 1 izquierda

Posición (m)	Máxima Fuerza Cortante (tn)	Vc (tn)	Vp (tn)	Ø 2 ramas	S (cm)	Vs (tn)	Vr=0.9*Vn (tn)	Verificación Si Vr>Vu, el diseño es satisfactorio	Como Vu > 0.125f'c Smáx= 0.4dv o 30 cm 0.4dv= 62.8 cm
0.00 - 8.00	99.95	43.63	56.37	1/2	30.00	39.02	125.12	el refuerzo es suficiente	OK
8.00 - 16.00	43.86	43.63	23.99	1/2	30.00	39.02	95.97	el refuerzo es suficiente	OK
16.00 - 24.00	111.32	43.63	79.48	1/2	30.00	39.02	145.91	el refuerzo es suficiente	OK
24.00 - 32.00	165.91	43.63	83.61	5/8	30.00	60.96	169.38	el refuerzo es suficiente	OK
32.00 - 40.00	103.31	43.63	60.70	1/2	30.00	39.02	129.01	el refuerzo es suficiente	OK
40.00 - 48.00	45.79	43.63	58.21	1/2	30.00	39.02	126.77	el refuerzo es suficiente	OK
48.00 - 56.00	97.35	43.63	48.07	1/2	30.00	39.02	117.65	el refuerzo es suficiente	OK
56.00 - 64.00	152.40	43.63	42.35	5/8	20.00	91.44	159.68	el refuerzo es suficiente	OK
64.00 - 72.00	89.62	43.63	43.62	1/2	30.00	39.02	113.64	el refuerzo es suficiente	OK
72.00 - 80.00	52.42	43.63	23.87	1/2	30.00	39.02	95.87	el refuerzo es suficiente	OK
80.00 - 88.00	123.57	43.63	43.72	1/2	20.00	58.52	131.28	el refuerzo es suficiente	OK
88.00 - 96.00	153.82	43.63	68.59	5/8	30.00	60.96	155.86	el refuerzo es suficiente	OK
96.00 - 104.00	102.31	43.63	55.85	1/2	30.00	39.02	124.64	el refuerzo es suficiente	OK
104.00 - 112.00	45.52	43.63	13.61	1/2	30.00	39.02	86.63	el refuerzo es suficiente	OK
112.00 - 120.00	101.10	43.63	32.84	1/2	30.00	39.02	103.94	el refuerzo es suficiente	OK

Viga Interior2 Derecha Se propone Ø=½" a 10 cm en zona de confinamiento, resto Ø= ½" a 30 cm donde lo requiera Ø= 1" a 20 y Ø= 5/8" a 20 cm.

Tabla IV - 76 Diseño por corte viga interior 2 derecha

Posición (m)	Máxima Fuerza Cortante (tn)	Vc (tn)	Vp (tn)	Ø 2 rama	S (cm)	Vs (tn)	Vr=0.9*Vn (tn)	Verificacion Si Vr>Vu, el diseño es satisfactorio	Como Vu > 0.125f'c Smáx= 0.4dv o 30 cm 0.4dv= 62.8 cm
0.00 - 8.00	96.90	43.63	52.22	1/2	30.00	39.02	121.38	el refuerzo es suficiente	OK
8.00 - 16.00	43.35	43.63	24.17	1/2	30.00	39.02	96.13	el refuerzo es suficiente	OK
16.00 - 24.00	108.89	43.63	67.23	1/2	30.00	39.02	134.89	el refuerzo es suficiente	OK
24.00 - 32.00	160.62	43.63	68.31	5/8	20.00	91.44	183.04	el refuerzo es suficiente	OK
32.00 - 40.00	99.65	43.63	55.51	1/2	30.00	39.02	124.34	el refuerzo es suficiente	OK
40.00 - 48.00	45.41	43.63	52.75	1/2	30.00	39.02	121.86	el refuerzo es suficiente	OK
48.00 - 56.00	93.95	43.63	43.12	1/2	30.00	39.02	113.19	el refuerzo es suficiente	OK
56.00 - 64.00	142.38	43.63	39.98	5/8	20.00	91.44	157.55	el refuerzo es suficiente	OK
64.00 - 72.00	86.59	43.63	35.95	1/2	30.00	39.02	106.73	el refuerzo es suficiente	OK
72.00 - 80.00	51.51	43.63	23.63	1/2	30.00	39.02	95.64	el refuerzo es suficiente	OK
80.00 - 88.00	120.45	43.63	40.21	1/2	20.00	58.52	128.12	el refuerzo es suficiente	OK
88.00 - 96.00	143.27	43.63	65.03	1/2	20.00	58.52	150.47	el refuerzo es suficiente	OK
96.00 - 104.00	99.53	43.63	54.21	1/2	30.00	39.02	123.17	el refuerzo es suficiente	OK
104.00 - 112.00	43.64	43.63	14.78	1/2	30.00	39.02	87.68	el refuerzo es suficiente	OK
112.00 - 120.00	96.32	43.63	32.23	1/2	30.00	39.02	103.39	el refuerzo es suficiente	OK

Viga Exterior Derecha Se proponen Ø= ½" a 10 cm en zona de confinamiento, resto Ø= ½" a 30 cm donde lo requiera Ø= 5/8" a 15 cm.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 77 Diseño por corte viga exterior derecha

Posición (m)	Máxima Fuerza Cortante (tn)	Vc (tn)	Vp (tn)	Ø 2 rama	S (cm)	Vs (tn)	Vr=0.9*Vn (tn)	Verificacion Si Vr>Vu, el diseño es satisfactorio	Como Vu > 0.125f'c Smáx= 0.4dv o 30 cm 0.4dv= 62.8 cm
0.00 - 8.00	91.01	43.63	56.39	1/2	30.00	39.02	125.13	el refuerzo es suficiente	OK
8.00 - 16.00	40.63	43.63	24.03	1/2	30.00	39.02	96.00	el refuerzo es suficiente	OK
16.00 - 24.00	96.73	43.63	79.67	1/2	30.00	39.02	146.08	el refuerzo es suficiente	OK
24.00 - 32.00	126.39	43.63	83.84	1/2	30.00	39.02	149.83	el refuerzo es suficiente	OK
32.00 - 40.00	81.22	43.63	61.82	1/2	30.00	39.02	130.02	el refuerzo es suficiente	OK
40.00 - 48.00	40.89	43.63	58.32	1/2	30.00	39.02	126.86	el refuerzo es suficiente	OK
48.00 - 56.00	77.67	43.63	47.66	1/2	30.00	39.02	117.27	el refuerzo es suficiente	OK
56.00 - 64.00	117.49	43.63	43.40	1/2	20.00	58.52	131.00	el refuerzo es suficiente	OK
64.00 - 72.00	72.71	43.63	40.18	1/2	30.00	39.02	110.54	el refuerzo es suficiente	OK
72.00 - 80.00	45.90	43.63	24.96	1/2	30.00	39.02	96.84	el refuerzo es suficiente	OK
80.00 - 88.00	99.42	43.63	43.43	1/2	30.00	39.02	113.46	el refuerzo es suficiente	OK
88.00 - 96.00	118.70	43.63	66.49	1/2	30.00	39.02	134.22	el refuerzo es suficiente	OK
96.00 - 104.0	84.89	43.63	57.85	1/2	30.00	39.02	126.45	el refuerzo es suficiente	OK
104.0 - 112.0	39.19	43.63	14.28	1/2	30.00	39.02	87.23	el refuerzo es suficiente	OK
112.0 - 120.0	82.87	43.63	32.36	1/2	30.00	39.02	103.50	el refuerzo es suficiente	OK

Refuerzo transversal mínimo Indicado por [1] en el art. 5.8.2.5-1,

$Avmin \geq 0.27\sqrt{280}\frac{bv \cdot S}{f'y}$ = 0.41 cm^2,As colocado= 2*1.27=2.54 cm..ok

Observación. La losa de transición, barandas, veredas muros de protección, apoyos, serán los mismos quepara el puente simplemente reforzado.

4.2.2.6.2 Verificación del límite de esfuerzos de fatiga

De acuerdo al Art. 5.5.3 de AASHTO [1] usaremos una sección fisurada cuando el esfuerzo$M_{fat}=1.5M_{LL+IM}+MD+M_{DW}$de por resultado una tensión de tracción $f_{fat}=M_{fat}/S$ mayor que el esfuerzo 0.80*$\sqrt{f`c}$ kg/cm^2.

El rango de tensión en las armaduras a fatiga:$f_{limite} \leq 1479 - 0.33f_{min} + 561\frac{r}{h}$

Efectos de fatiga= $M_{fat}=0.75*(M_{LL+IM})$, donde M_{LL+IM} es el máximo momento representativo a causa de la carga viva dispuesta y que considerando que esa viga esta cargada sera M_{LL+IM}/3.69.

	VIGA ext izq	VIGA int izq	VIGA int der	VIGA ext der
1.5 *MLL+IM (tn-m)	57.61	70.66	69.99	56.07
MD (tn-m)	307.87	390.82	390.14	303.40
DW (tn-m)	44.96	52.25	44.11	28.14
M`fat (tn-m)	410.45	513.73	504.24	387.61
Ffatiga (kg/cm2)	57.15	71.53	70.20	53.97
conclusión	uso sección fisurada	uso sección fisurada	uso sección fisurada	uso sección fisurada

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Verificación de esfuerzos

Esfuerzo en el refuerzo debido a carga viva

$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_S \cdot (jd)}$ (kg/cm^2) y $jd = d - \frac{Y}{3}$

	VIGA ext izq	VIGA int izq	VIGA int der	VIGA ext der
As max (cm2)	21 barras Ø 1" = 106.47	3 barras Ø 1" =15.21	11 barras Ø 1" = 55.77	5 barras Ø 1" =25.35
Y (cm)	24.1	4.48	8.45	5.75
jd (cm)	103.00	109.54	108.21	109.11
f_{LL} (kg/cm2)	525.36	4240.98	1159.79	2027.15

Rango máximo de esfuerzos El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por carga permanente.

$$f_{DL} = \frac{M_{DL}}{A_S \cdot (jd)}$$

Esfuerzo mínimo: Es simplemente f_{DL}

	VIGA ext izq	VIGA int izq	VIGA int der	VIGA ext der
MD (tn-m)	307.87	390.82	390.14	303.40
DW (tn-m)	44.96	52.25	44.11	28.14
MDL (tn-m)	352.84	443.07	434.25	331.54
Fdl (kg/cm2)	3217.52	26594.28	7195.46	11986.27
fmin (kg/cm2)	3217.52	26594.28	7195.46	11986.27
fmax (kg/cm2)	3742.88	30835.27	8355.25	14013.42
rango fmax-fmin	525.36	4240.98	1159.79	2027.15

El rango límite es: $f_{limite} \leq 1479 - 0.33 f_{min} + 561 \frac{r}{h}$

	VIGA ext izq	VIGA int izq	VIGA int der	VIGA ext der
flimite	585.52	7128.81	1727.20	2308.17
¿es flim>rango de f	correcto	correcto	correcto	correcto

El rango de tensiones por fatiga no es superada, no habiendo problemas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.3 Proceso de diseño de la Subestructura

4.2.3.1 Diseño de los estribos del puente

4.2.3.1.1 Pantalla del estribo

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)		Carga (Ton)		YP (m)	M (T-m)
LS	p"=ka*h"*γ=	0.314	LS=p"*h'=	2.949	4.70	13.862
EH	p'=ka*h'*γ (suma esfuerzos)		Area =Eha=	23.112	3.13	72.341
Eq_{terr}	EQterr=1/2 (KAE-Ka)) H^2 γ		H=9.2 Eq_{terr}=	11.220	4.70	52.735
P_{EQ}	-		11.204		8.15	91.313
$EQ_{estribo}$	-		16.463		5.98	98.522
BR	-		0.77		11.00	8.470

En estado de resistencia ultima 1: y con n=1.0

Mu= n (1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR}) = 147.59 tn-m

En estado de evento extreme 1:

Mu= n (0.50M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.0M_{EQ} +0.50M_{BR}) = 362.25 tn-m

Acero principal en pantalla

Ancho de la base de la pantalla: 160 cm

Para un recubrimiento r=7.5cm, z=8.77 y d= 151.23

Utilizando las fórmulas de diseño: a=11.63 cm, As= 65.903 cm^2

Con lo que si utilizamos barras de Ø=1" se tendrá n= 13 varillas con un espaciamiento S= 10 cm.

- **Verificación en el acero principal**
  - **As mínimo**:La cantidad de acero debe soportar el menor valor de 1.2 Mcr y 1.33 Mu (Art 5.7.3.3.2. AASHTO)

$$Mcr = fr \cdot Sfr = 2.01 \cdot \sqrt{f'c} \qquad S = \frac{bh^2}{6}$$

$$Mu > Menor\ valor\ entre\ 1.2Mcr\ y\ 1.33Mu$$

Calculando:fr=33.634 Kg/cm^2, S=426666.67 cm^3, Mcr=14350392.78 Kg.cm. de donde 1.2Mcr= 17220471.33 Kg-cm = 172.205 ton-m.

Además para 1.33 Mu: Mu=362.25tn-m ⇒ 1.33Mu=481.778 ton-m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Siendo el menor 172.205 ton-m. <362.25 tn-m … ok

- **As Máximo:** Una sección no sobrereforzada cumple con $\frac{c}{d} \leq 0.42$

  Entonces a=11.63 cm, β = 0.85, c=13.68 cm, con lo que c/d=0.090

  Por lo tanto **Utilizar 1 ø 1" @ 0.10 m (longitudinal pantalla)**

Acero por temperatura y contracción

$$As_{temp} = 0.0018 \cdot Ag$$

Por cada metro Ag= 16000, por lo que As temp = 28.80 cm^2

El ancho es mayor a 15cm colocaremos dos capas As_{temp}= 14.40 cm^2Si utilizamos varillas de 5/8" (A=1.98cm^2) la separación S=15 cm no esando fuera del máximo. **Utilizar 1 ø 5/8" @ 0.15 m (temperatura)**

Revisiones de diseño de pantalla

- **Revisión por fisuracion debido a la distribución de la armadura**

Con el objetivo de distribuir la armadura por tracción así limitar la fisuracion en las vigas se verificara:$fsa > fs$, $fsa = \frac{z}{(dc \cdot A)^{1/3}} \leq 0.60 f'y$con z= 30591 kg/cm, y$A = \frac{(2d_c)b}{n_v}$, dc= 8.77cm, b=10cm, siendo la revisión para cada varilla.Calculando A= 175.4 cm2, se obtiene fsa= 2650.03 kg/cm^2, obtandose por fsa= 2520.00 kg/cm^2

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

Ms= n (1.00M_{LS} + 1.00M_{EH} + 1.00M_{BR}) =94.672 tn-m Para un ancho tributario S=13cm tenemos Ms=9.467 tn-m. El área de acero transformado: Ast=As·n con As=5.067cm^2, n= 9.172, Ast=46.474 cm^2.Igualando momentos producidos tanto en compresión como en tracción respecto al eje neutro tenemosal brazo y= 33.13 cm, y c= 118.10 cm. Momento de inercia $I_{eje}=I_1+A \cdot d^2$ y para la sección:$I_{eje}=\frac{b \cdot y^3}{3}+Ast \cdot c^2$. Con b=10 cm, y=36.61cm, Ast=46.474 cm^2, c=118.10 cm, entonces:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

I_{eje}= 769413.74 cm^4, por lo tanto según la ecuación $fs = \frac{MsC}{I}$se tiene que fs =1332.80 kg/cm^2, se comprueba fsa= 2520.00 >fs=1332.80 correcto.

- **Revisión por corte**

Lafuerza cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de resistencia 1 con $n=n_D n_R n_1$= 1.0.

$Vu = n\,(1.75V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.75V_{BR})$ = 41.177 tn

Para el estado límite de Evento Extremo 1 también con $n=n_D n_R n_1$= 1.0

$Vu= n\,(0.5V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.00V_{EQ}+0.5V_{BR})$ = 75.415 tn

Siendo el crítico Vu=75.415 tn y la resistencia a corte mayorada: Vr=ØVn. Donde ø es el factor de resistencia al corte igual a 1.0, y Vn es la resistencia nominal al corte.

La Resistencia nominal deberá ser el menor de los dos siguientes valores: $Vn=Vc+Vs+Vp$ ..(a) y $Vn=0.25\cdot f'c\cdot bv\cdot dv+$ …(b)

Vs y Vp tomamos como cero, el pre-esfuerzo se da en la suprestrucutra

$Vc=0.53\cdot\sqrt{f'c}\cdot bv\cdot dv$, donde bv es el ancho de diseño de la pantalla y dv es la altura hasta el centroide del acero (mm).

Antes debemos verificar que dv no tiene que ser menor al mayor valor de entre: 0.9dc y 0.72h, siendo 136.107cm y 115.20 cm respectivamente menores a dv= 145.42 cm, cumpliendose con la condición.

Resolviendo: Vc=128.963 tn. Con lo que Vn=128.963 tn de (a) y Vn=1017.90 tnde (b), tomando el menor valor se halla que: Vr= 128.963 tnDebe cumplirse que la fuerza resistente calculada (Vr) debe ser mayor a la fuerza actuante ultima: $>Vu$.Como Vr= 128.963 tn es mayor que Vu=75.410 tn se acepta el diseño.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.3.1.2 Diseño de cimentación

Altura: h_{talon}=1.70 m, Longitud del talón= 3.20 m se tiene en total un peso de 13.06 tn/m en el talón del estribo.Respecto al encuentro talón y pantalla:

CARGAS ACTUANTES	Carga (Tn)	X (m)	M (Tn-m)
LS	3.501	1.75	6.127
EV (terreno tributario)	56.657	1.63	92.411
DC talón estribo	13.056	1.60	20.890

De acuerdo con los estados limites se encuentra que el momento más crítico es el obtenido en resistencia 1b con $n=n_D n_R n_1$= 1.0

$Mu=n(1.25M_{DC}+1.35M_{EV}+1.75M_{LS})$ = 161.59 tn -m

a. Acero principal en el talón de estribo

Utilizando barras Ø=1" y recubrimiento r=7.5 cm, z=8.77cm y d=161.23 cm.Con b=100cm f'c=280 kg/cm^2 y f'y=4200 kg/cm^2 se obtiene a=4.749 cm y As=26.910cm^2, separación S=20cm para barras de Ø=1" (A=5.1cm^2).

b. Acero de temperatura y por contracción

$$As_{temp} = 0.0018 * Ag$$

Ag= 17000 cm^2, por lo que As_{temp}= 30.60 cm^2, en dos capas As_{temp}=15.30 cm^2, Si utilizamos varillas de 5/8" (A=1.98cm^2) la separación sera S=15 cm.El valor S no supera los máximos permitidos, por lo que utilizamos:

Utilizar 1 ø 5/8" @ 0.15 m (temperatura)

4.2.3.1.3 Revisiones de diseño en talón

a. Verificación del acero a colocar en el talón

As mínimo: El acero debe soportar el menor valor entre 1.2Mcr y 1.33Mu. Donde $Mcr = fr \cdot S$, para lo cual $fr = 2.01 \cdot \sqrt{f'c}$ y $S = \frac{bh^2}{6}$.

Calculando: fr=33.63 Kg/cm^2, S=481666.67cm^3, 1.2Mcr= 194.40 ton-m.

De 1.33Mu=214.912tn-m, pero se verificara: Mu>Menor valor entre 1.2Mcr y 1,3Mu Siendo el menor 194.403 tn-m. <214.912tn-m … ok.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

As Máximo: Una sección no sobre-reforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq$ 0.42a=4.749 cm, β = 0.85, c=5.587 cm, con lo que c/d=0.035

Por lo tanto **Utilizar 1 ø 1" @ 0.15 m (talón-parte superior)**

- **Revisión por corte**

La fuerza cortante actuante en la cara de la zapata para el estado de resistencia 1 es: Vu= n (1.25V_{DC} + 1.35V_{EH} + 1.75V_{LS}) =98.933 tn. Siendo este el estado limite que gobierna el diseño

La resistencia a corte mayorada es: Vr=ØVn donde ø es 1.0,

La Resistencia nominal (Vn) deberá ser el menor de los dos siguientes valores: $Vn=Vc+Vs+Vp$ ..(a) y $Vn=0.25 \cdot f'c \cdot bv \cdot dv+$ …(b)

$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot bv \cdot dv$.Verificaremos que dv no sea menor que: 0.9 dc y 0.72 h, siendo 145.107cm y 122.40cm respectivamente menores que dv=158.86cm, cumpliendose la condición.

Resolviendo: Vc= 151.515 tn, además Vs= 0.00 tn y Vp = 0.00 tn, Con lo que Vn=151.515 tn de (a) y Vn=1111.989 tn (b). Tomando el menor valor se halla que: Vr= 151.515 tn. Debe cumplirse que la fuerza resistente (Vr) debe ser mayor a la fuerza actuante ultima: $Vr>Vu$ Como Vr=151.515 tn es mayor que Vu=98.93 tn, se acepta el diseño.

4.2.3.1.4 Acero en el fondo de la zapata

Delanálisis estructural en lo que corresponde a los esfuerzos que se generan en la base de la zapata, el máximo esfuerzo “qu” fue de 55.43 tn/m^2 y el Mu = 202.03 tn-m.Utilizando aceros de Ø=5/8” con un recubrimiento de r=7.5 cm siendo z=8.294cm se calcula que de=161.71cm.

Se desea tener simetría con el acero superior de la zapata (talon) por lo que se propone Ø=5/8” @ 0.15m, por lo que el acero total por metro de longitud seria: 33.78 cm^2/m.

Despejando de , a=5.961 cm, calculemos el momento Mu

$Mu=As \cdot \emptyset fs \cdot f'(de-a/2)$ = 225.197 tn-m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Se debe de cumplir con lo siguiente: Mu calculado >Mu solicitado, y como 176.61tn-m es el solicitante, este es menor que 225.197 tn-m que es el actuante, siendo el diseño aceptable.

4.2.3.1.5 Revisión de diseño en el fondo de la zapata

a. Verificación del acero a colocar en el fondo de la zapata

As mínimo: El acero debe soportar el menor valor entre 1.2Mcr y 1.33Mu. Calculando: fr=33.63 Kg/cm^2, S=481666.67cm^3, de donde 1.2Mcr=194.40 ton-m. De 1.33Mu=268.701 tn-m, Siendo el menor 194.403 tn-m <268.701 tn-m (propuesto), se cumple condición.

As Máximo: Una sección no sobre-reforzada cumple con: $\frac{c}{d} \leq 0.42$m.

Como a=5.961 cm, β = 0.85, c=7.013 cm, con lo que c/d=0.04

Por lo tanto **Utilizar 1 ø 1" @ 0.15 m (talón-parte superior)**

- **Revisión por corte**

Sea el peralte efectivo dv=158.73cm asignado así debido al acero que propusimos colocar, debemos de comprobar que no sea menor al mayor valor de entre las siguientes dos expresiones: 0.9dc y 0.72h, teniendo 145.536cm y 122.40cm respectivamente ambos menores que dv, se cumple la condición.La fuerza cortante ultima se tomara a una distancia dv de la cara de la pantalla.$Vu = q_u(L_{punto} - dv)$= 61.676 tn/m

La fuerza cortante resistente: Vr = ØVn con Ø=1.0 y Vn se hallara con:

Vn=Vc+Vs+Vp ..(a) y Vn=0.25$\cdot f'\,c \cdot bv \cdot$ …(b)

De la ecuación a con Vs= 0.00 tn y Vp = 0.00 tn y con Vc=0.53$\sqrt{f`c} \cdot bv \cdot dv$, para lo cual bv=100 cm se tiene que Vc=140.767 tn, asi se obtiene que Vn= 140.77 tn, para la ecuación b, Vn=1111.08 tn.Siendo el menor valor de ambos Vn=140.77 tn, Se tiene que Vr=140.77 tnAdemás comprobaremos que Vr>Vu Como Vn=140.77 tn > Vu=61.68 tn , el diseño es aceptable.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.2.3.2 Diseño de los pilares del puente

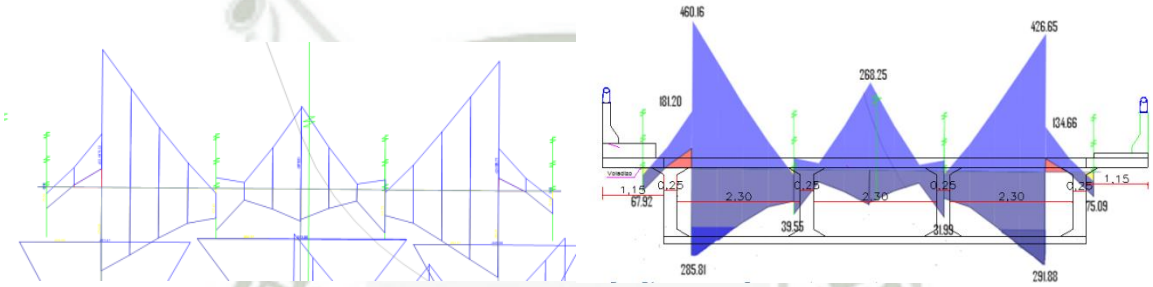
Los elementos a diseñar son: Cabezales, Columnas de los pilares y Zapatas.

4.2.3.2.1 Diseño de la viga diafragma (cabezal) para los tres pilares

a. Diseño por flexión

Del diagrama de envolvente de momentos se extraen los mayores para diseño

Figura IV - 86 Digramas de momentos envolventes de diseño



Dado que el recubrimiento es 5.0 cm, de acuerdo a la tabla 5.12.3-1 de [1].

El valor de $z = r + \phi_{est} + \frac{\phi}{2} \Rightarrow$ probando øest=1/2" y ø= 1"

$z = 5 + 1.27 + 2.54/2 = 7.54$cm

$d = b - z = 160 - 7.54 = 152.46$ cm

Armadura a flexión sobre los apoyos extremos

De acuerdo a la grafica se tiene Mu= -330.95 ton-m y Mu=194.85 ton-m

$$Cona = \frac{As \cdot f'y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad y \quad As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$ Según el art. 5.5.4.2. de [1] ø = 0.9,

Acero en la parte superior de la viga: Mu=-330.95 tn-m, en la sección de análisis h=130 cm b=160 cm $\Rightarrow$

a= 6.47 cm y As=58.67 cm2, Usando barras de 3/4" se tiene que usar Nº = 10 varillas de ø 3/4" la cual pondremos en una capa superior de 10 varillas y una capa inferior de 5 varillas ø 1" con S= 25 cm.

Utilizar	**1 ø 3/4" c/15cm**	**En dos capas – Arriba**
	1 ø 1" c/25cm	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Acero en la parte inferior de la vigaMu=194.85 ton-m,

⇒ a= 3.77 cm y As=34.23 cm2, Usando barras de 1" se tiene que

Nº = 7 varillas, espaciamiento S= 25 cm

Utilizar 1 ø 1" c/ 25 cm Abajo

Armadura sobre el apoyo central

El momento ultimo según el diagrama de envolventes M= -238.90 ton-m⇒ a= 4.64 cm y As=42.09 cm^2, Usando barras de 3/4" se tiene queNº = 15 varillas, espaciamiento S= 15.0 cm

Utilizar 1 ø 3/4 " c/ 15 cm Arriba

Armadura en las luces entre apoyos

Por existir un momento en la parte inferior menor a la que aparece en los extremos les daremos continuidad pues la longitud a cubrir es menor a 9.0m

Utilizar 1 ø 1" c/ 25 cm Abajo

Armadura superficial: Al poseer una altura mayor a 90cm habrá refuerzo superficial en ambas caras de la sección, con separación máxima 30 cm.

Ask=0.1(d-76) ⇒Ask=0.1(160 -76)=8.40mm^2 Utilizando varillas ø=1/2", se usaran Nº=7 barras, S= 15.00 cm < 30 cm

Utilizar 1 ø 1/2" @ 15 cm (ambas caras laterales)

4.2.3.2.2 Verificaciones de diseño

Revision de maxima y minima cantidad de acero

Acero maximo

Una seccion no sobrereforzada cumple con $\frac{c}{d} \leq 0.42$

Acero minimo: Según el art. 5.7.3.3.2 de [1], La cantidad de acero colocado debe ser capaz de soportar el menor valor de 1.2 Mcr y 1.33 Mu

Mcr = Momento de fisuracion que es determinada en base a la distribución elástica de tensiones (S) y módulo de rotura (fr):$Mcr = fr \cdot S$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Momentos de diseño Tn-m	As cm2	a cm	Ø	Separación (m)	Acero Maximo		Acero Minimo			Diseño final nª de barras y Ø
					c/d	si c/d<0.42. .0k!	1.2Mcr	1.33Mu	Si Mu>1.2Mcr y Mu>1.33Mu …ok!	
330.95	58.67	6.47	3/4	0.15	0.050	OK!	181.89	440.16	el acero es suficiente	Ø 3/4"@ 0.15
194.850	34.23	3.77	1	0.25	0.029	OK!	181.89	259.15	el acero es suficiente	Ø 1"@ 0.25
238.90	42.09	4.64	3/4	0.10	0.036	OK!	181.89	317.74	el acero es suficiente	Ø 3/4"@ 0.10

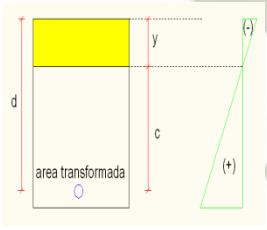
Revision de fisuracion por el refuerzo a flexion:

Deberemos distribuir la armadura por traccion asi limitar la fisuacion por flexion en las vigas, para ello tomaremos la zona con mayor area de acero (apoyos centrales parte inferior 15 varrillas ø=3/4")

Como en el diseño del pilar en el capitulo tres realizamos la revision: $fsa > fs$

El esfuerzo del acero fsa debe ser mayor al esfuerzo de servicio fs: fsa= $\frac{z}{(dc \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6f'y$ donde z= 30591 Kg/cm, A= $\frac{(2d_c)b}{n_v}$ Donde dc=7.22 cm, b=160 cm, n_v=15, ⇒ A= 154.03 cm^2, fsa= 2952.65 kg/cm2 , es menor a 0.6fy por lo que fsa =2520 kg/cm

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio: $fs = \frac{MsC}{I} n$ Ms=88.53 tn-m,



Equilibraremos los esfuerzos de tracción y de compresión mediante un área transformada Ast.

Ast=Aø*n, donde n=Es/Ey=9.0 ⇒Asø=42.09 cm^2,ø=3/4"

Momentos respecto al eje neutro: $160\frac{y^2}{2}$=9·42.09·(152.78 -y) ⇒ y= 24.63 cm, c= d-y=128.15 cm, $I_{eje} = \frac{b \cdot y^3}{3} + Ast \cdot c^2$, b= 160cm I_{eje}= 7017856.10 cm^4, fs= 1454.94 kg/cm^2, por lo que el esfuerzo del acero bajo carga de servicio es menor a esfuerzo máximo del acero fsa=2520 kg/cm^2 no habiendo asi problemas de fisuracion por la distribucion de acero.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Verificacion del limite de los esfuerzos de fatiga

El limite o rango entre los maximos y minimos esfuerzos de traccion es: f_{lim}≤1479-0.33f_{min}+561$\frac{r}{h}$, este debera ser mayor que la variacion de esfuerzos en el acero $fr \leq f_{lim}$ donde el primer termino se calcula con: fr = f_{max} - f_{min}, para el segundo termino nesecitamos hallar f_{max}= f_{DL}+ f_{LL} , f_{min}= f_{DL}

Ademas $f_{DL} = \frac{M_D}{As \cdot I \cdot d}$, de los datos anteriormentehallados As=15*2.85=42.75cm^2, jd=144.25 y M_D=Ppropio+P_{DW}+$P_{BARANDA}$+P_{VEREDA}=51.93 +8.44 +4.52+10.04=74.93 ton-m. ⇒ f_{min}= f_{DL}= 842.10 Kg/cm^2. $f_{LL} = \frac{M_L}{A_S \cdot J \cdot d}$, donde ML= 25.01 ton-m y con lo ya hallado f_{LL}= 405.57 Kg/cm^2 f_{max}=1247.67 Kg/cm^2, de esto tenemos: fr=1247.67-842.10 = 405.57 Kg/cm^2

Para la verificacion: f_{lim}=1479-(0.33*842.10)+561*(0.3)=1369.41Kg/cm^2. Siendo 405.57 <1369.41, el rango de esfuerzos es menor al del esfuerzo limite, por lo que se cumple es aceptable.

4.2.3.2.3 Diseño por cortante de la viga diafragma

Se deberá verificar que la fuerza resistente mayorada calculada (Vr) debe ser mayor a la fuerza actuante ultima Vu. → Vr>Vu

La fuerza cortante ultima para el diagrama de envolvente de momentos a una distancia d=152.46, de la cara de la columnas es; Vu= 255.70 tn.

La resistencia al corte es Vr=øVn, el valor de ø=0.90

La resistencia nominal Vn deberá ser el menor de los dos siguientes valores: Vn=Vc+Vs+Vp y Vn=0.25$\cdot f'c \cdot bv \cdot dv$+Vp

$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b_v \cdot d_v$, bv=160cm, dv=dc-a/2=152.46-6.47/2=149.22cm ⇒ Vc=211739.51 kg

Ademas Vs=Vnt-Vc, donde:

Vnt=($Vu \cdot bv \cdot dv$)/(0.85$\cdot b \cdot h$) , con b=160 cm y h=130cm, Vnt= 345299.13 kg ⇒ Vs=345299.13 - 211739.51 = 133559.62 kg

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

El pre-esfuerzoen el pilar es Vp=0.0 encontramos que: Vn=345299.13 kg.

Con bv=100 y dv= 149.22, Vn=1044540.0 kg (segunda fórmula).

El valor final de Vc menor entre los dos hallados enconcramos Vn= 345.30 tn por lo tanto Vr=0.9*345.30= 310.77 tn y Vu=255.70 tn por lo que Vr>Vu, ell diseño por corte es aceptable.

Estribos – Separación entre estribos

Se propone estribos ø= ½" en 07 ramas, además $Vs = \frac{Av \cdot fy \cdot dv}{S}$, recordemos que Vs= 133559.62, Av= 7*1.276 = 8.93cm^2⇒ S= 41.91 cm^2 Espaciamiento máximo: Como Vu>0.125f'c⇒Smax=0.4dv=67.56…S=45cm…ok!

Utilizar 1 ø 1/2" de 8 ramas @ 0.45 m

4.2.3.2.4 Diseño de las columnas o cuerpo del pilar

Al igual que en diseño de los pilares en el capitulo tres elegimos la combinación envolvente y recordemos que la cuantía ρ variara entre 1% y 4% y la económica en promedio será la que más se acerque a 2%.

4.2.3.2.5 Diseño por flexocompresion

Pre dimensionamiento:

Dimensiones de la sección: Del análisis con CSiBridge se tiene que la mayor fuerza axial actuante es la que corresponde a la combinación de Evento Extremo 1 siendo Pu=686.50tn, para una cuantía de ρ=0.002 tenemos que:

$\frac{Pu}{Ag} = 178 \frac{kg}{cm^2}$, Pu=606.51 tn ⇒Ag= 3407.35 cm^2 y Ag=2b^2⟶b=45cm, h=90 cm

Sin embargo al hallar estas dimensiones no se han considerado momentos en ambos sentidos, por lo que se decide proponer la sección de **100x160**.

Acero longitudinal

Excentricidad: De entre todas las combinaciones se toman los mayores

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

momentos actuantes que en este caso también corresponden a evento extremo 1, con lo que My=607.52 tn-m (longitudinal), Mx=339.93 tn-m (transversal).

Sentido Longitudinal del puente: $e_y = \frac{Mu}{Pu} = \frac{607.52}{686.50} = 0.88\ m$

Sentido Transversal del puente: $e_x = \frac{Mu}{Pu} = \frac{339.93}{686.50} = 0.49\text{m}$

Longitudinal; γ =0.90, e/h= 0.62 , transversal: γ =0.90, e/h= 0.56

$$\frac{Pu}{Ag} = \frac{686500}{100 \cdot 160} = 42.90 \frac{kg}{cm2}$$

Sentido longitudinal al puente: $\frac{Mu}{Agh} = \frac{607.52 \cdot 10^5}{100 \cdot 160^2} = 23.73 \frac{kg}{cm2}$

Sentido transversal al puente: $\frac{Mu}{Agh} = \frac{339.93 \cdot 10^5}{160 \cdot 100^2} = 21.24 \frac{kg}{cm2}$

Lo que también en tablas nos indica que el acero a colocar seria:

Sentido Longitudinal: ρ=0.01 As=160.0 y por cara As=90 cm^2⟶ 17∅1”/cara

Sentido transversal: ρ=0.01 As=160.0 y por cara As=90 cm^2⟶ 12 ∅1”/cara

Mediante CsiColumn verificamos la capacidad de la sección y el acero propuesto tomamos como columna tipo a la afectada por mayores cantidades de las combinaciones fuerza axial y momentos, para este caso es el **pilar 3**.

PILAR 01 Sean las combinaciones efectuadas y los resultados:

Fuerzas y Momentos en ambos sentidos del puente - Pilar 1									
Fuerzas Verticales (tn)				Momentos longitudinales (t-m)			Momentos transversales (t -m)		
TIPO	∑F			∑Myy			∑Mxx		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	457.61	399.45	409.70	142.81	142.58	135.65	10.88	12.36	11.13
R1b	352.30	303.62	328.32	121.66	123.82	118.28	9.28	15.38	14.08
Ev Extr 1a	686.50	360.39	634.40	603.88	612.99	598.88	300.89	337.96	302.43
Ev Extr 1b	580.28	264.55	553.04	585.73	593.23	581.48	300.28	336.96	301.38
Servicio 1	352.01	304.37	318.81	92.15	94.41	89.14	11.61	13.59	12.50

Se crea el diagrama de interacción para cada columna con dimensiones y acero propuestos así verificar su capacidad.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Combinaciones Pn-Mn que determinan la resistencia: $M_n = \sqrt{{M_l}^2 + {M_t}^2}$

Resistencia de la sección						
Estado limite	Columna 1		Columna 2		Columna 3	
	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
R1a	457.61	143.22	399.45	143.11	409.70	136.11
R1b	352.30	122.01	303.62	124.77	328.32	119.12
Ev Extr 1a	686.50	674.69	360.39	699.98	634.40	670.91
Ev Extr 1b	580.28	658.22	264.55	682.25	553.04	654.94
Servicio 1	352.01	92.88	304.37	95.38	318.81	90.01

Diagrama de Interacción Columna 1

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial(ton)
0	-1,101.60
157.5	-898.1
295.8	-699.1
430.2	-479.2
564.7	-219.9
758.9	338.7
772.2	848.4
708.1	1,292.70
615.7	1,808.90
483.4	2,249.80
347.1	2,578.80
224.9	2,578.80
143.4	2,578.80
40	2,578.80
0	2,578.80

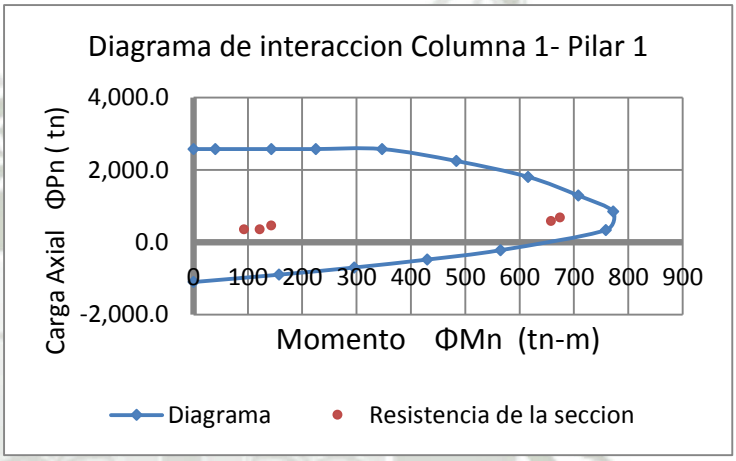
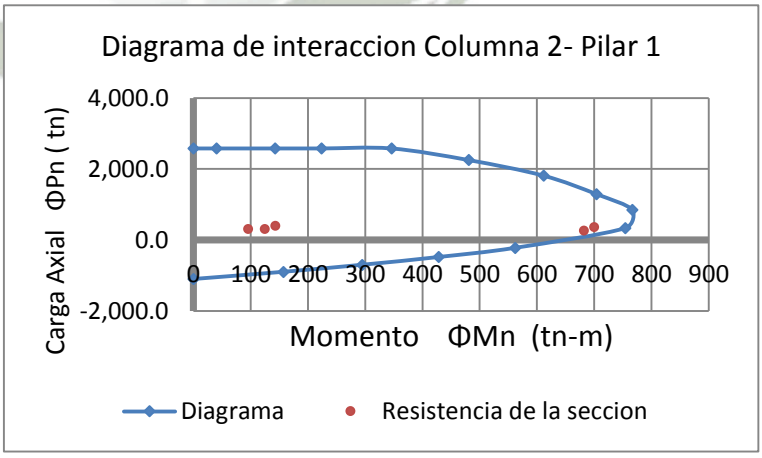


Diagrama de Interacción Columna 2

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial(ton)
0	-1,101.60
156.8	-898.9
294.7	-700.3
428.3	-481.4
562	-222.4
754.3	335.1
766.8	844.3
703.8	1,292.60
611.4	1,811.90
480.5	2,251.80
345.7	2,578.80
223.7	2,578.80
142.6	2,578.80
39.8	2,578.80
0	2,578.80

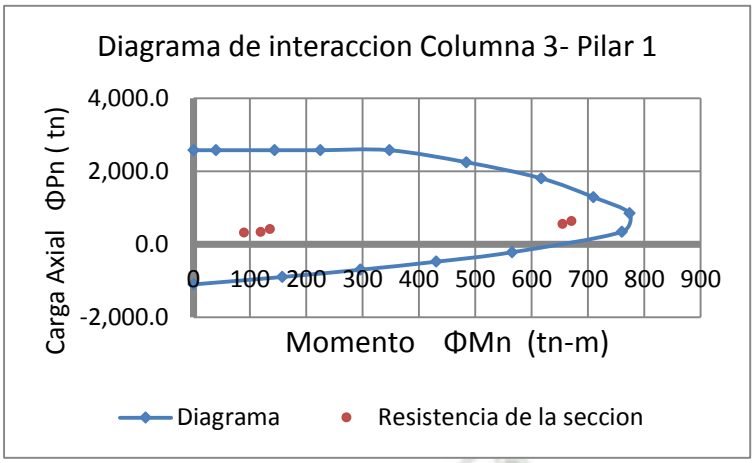


Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Diagrama de Interacción Columna 3

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial(ton)
0	-1,101.60
157.7	-897.8
296.1	-698.7
430.9	-478.6
565.5	-219.1
760.3	339.8
773.9	849.6
709.5	1,292.80
617	1,807.90
484.3	2,249.20
347.5	2,578.80
225.2	2,578.80
143.6	2,578.80
40.1	2,578.80
0	2,578.80



PILAR 02

Fuerzas y Momentos en ambos sentidos del puente - Pilar 1									
Fuerzas Verticales (tn)				Momentos longitudinales (t-m)			Momentos transversales (t -m)		
TIPO	∑F			∑Myy			∑Mxx		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	432.96	391.44	392.01	103.19	112.03	110.1	13.35	16.47	15.1
R1b	348.15	303.72	315.35	103	101.83	105.57	11.85	14.45	13.17
Ev Extr 1a	678.19	328.94	625.68	520.24	538.96	520.02	315.89	347.96	302.43
Ev Extr 1b	580.50	241.21	549.02	520.05	518.76	509.81	300.51	336.93	301.35
Servicio 1	347.14	304.26	308.02	80.7	79.88	78.93	7.62	9.11	8.03

Se crea el diagrama de interacción para la columna con dimensiones y acero propuesto.

Combinaciones Pn-Mn que determinan la resistencia: Donde el momento combinado $M_n = \sqrt{M_l{}^2 + M_t{}^2}$

Resistencia de la sección						
Estado limite	Columna 1		Columna 2		Columna 3	
	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
R1a	432.96	104.05	391.44	113.23	392.01	111.13
R1b	348.15	103.68	303.72	102.85	315.35	106.39
Ev Extr 1a	678.19	608.63	328.94	641.52	625.68	601.57
Ev Extr 1b	580.50	600.63	241.21	618.57	549.02	592.21
Servicio 1	347.14	81.06	304.26	80.40	308.02	79.34

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Diagrama de Interacción Columna 1

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial(ton)
0	-1,101.60
155.3	-900.2
290.3	-704.2
421.4	-486.8
551.2	-230.4
735	322.8
743.2	829.3
682.8	1,291.90
593	1,822.70
468.6	2,258.20
339.4	2,578.80
218.8	2,578.80
139.1	2,578.80
39	2,578.80
0	2,578.80

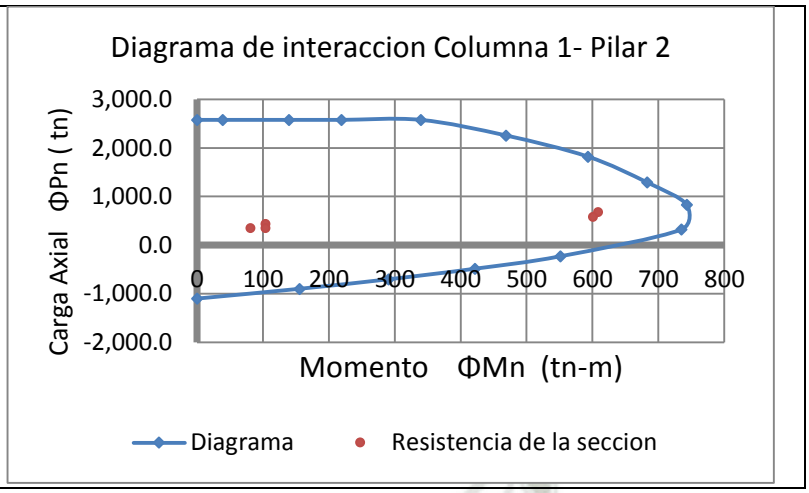


Diagrama de Interacción Columna 2

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial(ton)
0	-1,101.60
154.8	-900.5
289.1	-704.9
419.3	-487.8
547.7	-232
728.5	320.4
735.1	825.3
674.7	1,291.70
586.7	1,825.30
464.6	2,259.90
337	2,578.80
217.1	2,578.80
137.9	2,578.80
38.7	2,578.80
0	2,578.80

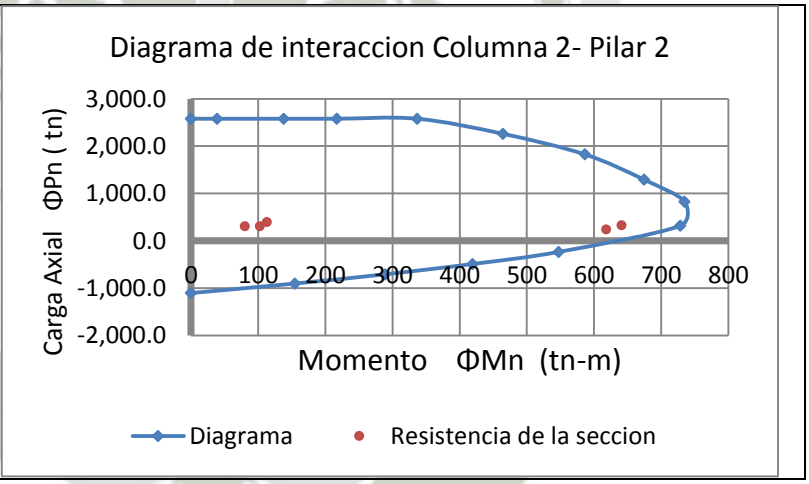
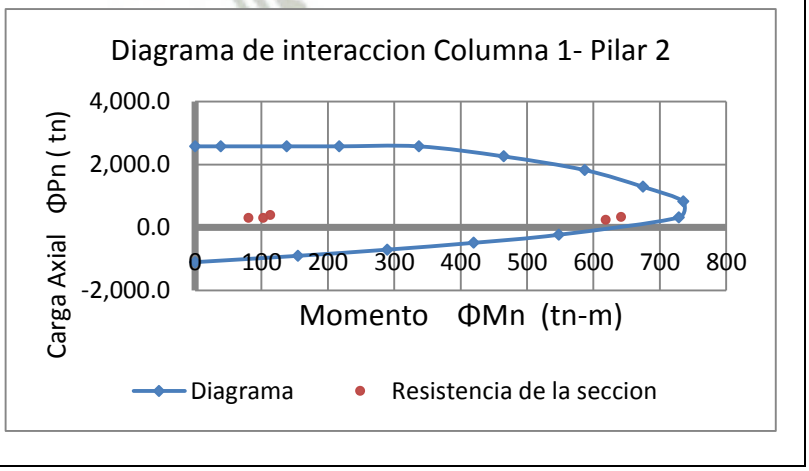


Diagrama de Interacción Columna 3

Diagrama de Interacción	
M (ton-m)	Axial(ton)
0	-1,101.60
154.8	-900.5
289.1	-704.9
419.3	-487.8
547.7	-232
728.5	320.4
735.1	825.3
674.7	1,291.70
586.7	1,825.30
464.6	2,259.90
337	2,578.80
217.1	2,578.80
137.9	2,578.80
38.7	2,578.80
0	2,578.80



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

PILAR 03

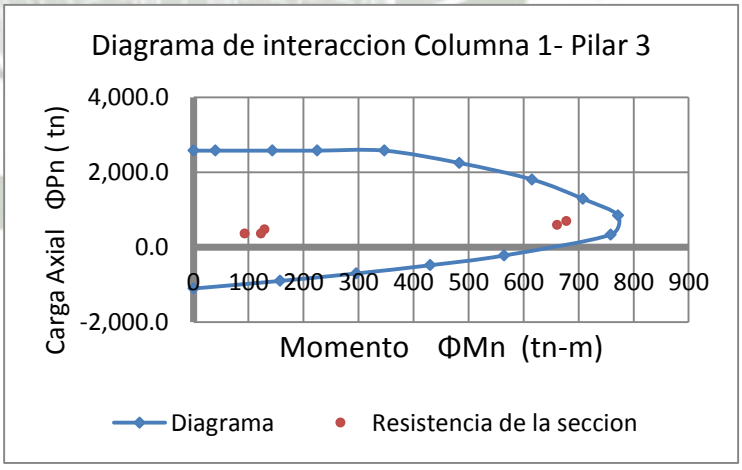
Fuerzas y Momentos en ambos sentidos del puente - Pilar 1									
Fuerzas Verticales (tn)				Momentos longitudinales (t-m)			Momentos transversales (t -m)		
TIPO	∑F			∑Myy			∑Mxx		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	470.41	401.36	400.78	129.06	142.05	133.02	10.28	12.14	11.70
R1b	363.36	328.52	324.01	122.74	123.46	116.22	9.17	10.76	10.25
Ev Extr 1a	685.60	361.86	628.90	606.51	607.52	586.50	302.64	339.93	304.18
Ev Extr 1b	589.44	265.86	549.13	588.19	588.90	569.65	302.26	339.19	303.35
Servicio 1	363.39	310.21	311.39	93.12	93.85	87.53	6.61	7.91	7.72

Combinaciones Pn-Mn que determinan la resistencia: $M_n = \sqrt{M_l{}^2 + M_t{}^2}$

Resistencia de la sección						
Estado limite	Columna 1		Columna 2		Columna 3	
	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
R1a	470.41	129.47	401.36	142.57	400.78	133.53
R1b	363.36	123.08	328.52	123.93	324.01	116.67
Ev Extr 1a	686.50	677.82	361.86	696.16	628.90	660.69
Ev Extr 1b	589.44	661.31	265.86	679.60	549.13	645.39
Servicio 1	363.39	93.35	310.21	94.18	311.39	87.87

Diagrama de Interacción Columna 1

Diagrama de Interacción	
Momento (ton-m)	Carga Axial (ton)
0	-1,101.60
157.4	-898.2
295.7	-699.2
430.1	-479.4
564.5	-220.1
758.6	338.4
771.9	848.1
707.9	1,292.70
615.4	1,809.10
483.2	2,250.00
347	2,578.80
224.8	2,578.80
143.3	2,578.80
40	2,578.80
0	2,578.80



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Diagrama de Interacción Columna 2

Diagrama de Interacción	
Momento (ton-m)	Carga Axial (ton)
0	-1,101.60
156.4	-899.2
293.5	-701.4
426.2	-483.7
559.1	-224.9
749.3	331.5
760.7	840
698.8	1,292.40
606.7	1,815.10
477.4	2,253.70
344.1	2,578.80
222.4	2,578.80
141.7	2,578.80
39.6	2,578.80
0	2,578.80

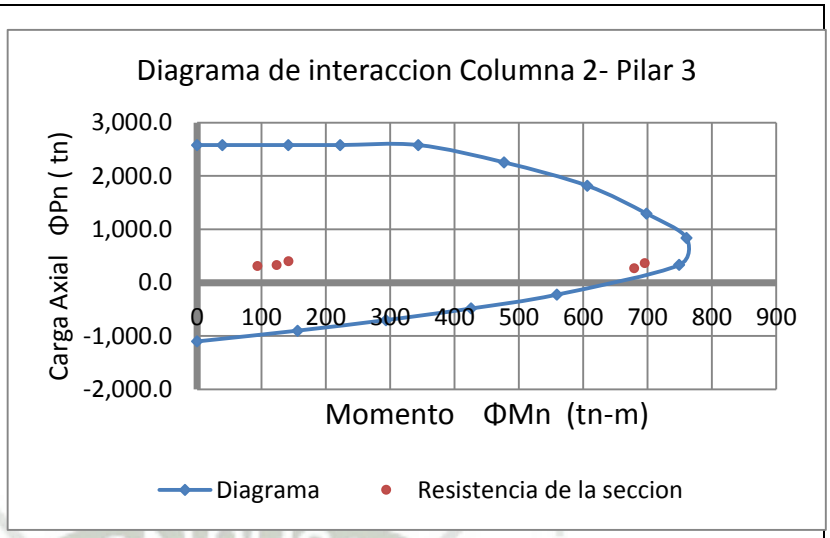
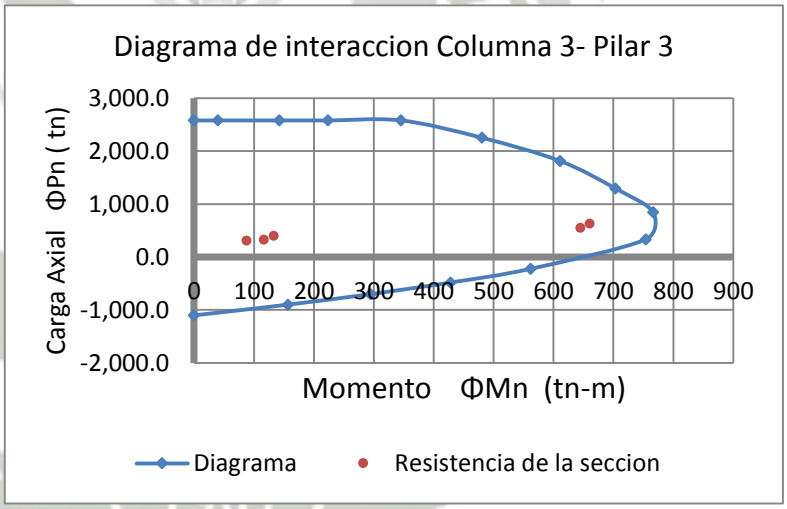


Diagrama de Interacción Columna 3

Diagrama de Interacción	
Momento (ton-m)	Carga Axial (ton)
0	-1,101.60
156.8	-898.9
294.6	-700.4
428.2	-481.5
561.8	-222.5
754.1	334.9
766.4	844.1
703.5	1,292.60
611.2	1,812.10
480.4	2,251.90
345.6	2,578.80
223.6	2,578.80
142.6	2,578.80
39.8	2,578.80
0	2,578.80



En todos los diagramas de interacción se aprecia que las combinaciones Pn – Mn para los distintos estados limite están dentro de la zona de resistencia Teniendo como máximos valores a P=686.50 tn , M= 696.16tn-m por lo que la propuesta de acero y geometría de la sección propuestos son adecuados.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.3.2.6 Diseño por cortante

El cortante de diseño se calculara en función de la capacidad máxima de la columna es decir del momento nominal en un diagrama de interacción

Por principio se debe verificar que Vr > Vu , donde Vr se obtendrá de nuestros cálculos y Vu será el $Vu_{diseño}$ que a su vez será el **mayor** valor entre:

$$Vu_{diseño} = \frac{Mprc+Mprb}{Hc} \quad \text{...(a)} \qquad \text{o} \qquad Vu_{diseño} = \frac{2 \cdot Mb}{hc} \quad \text{...(b)}$$

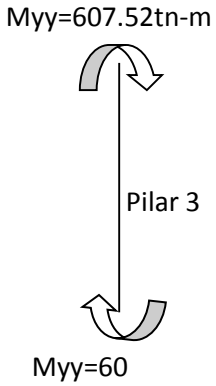
Sentido Longitudinal del puente

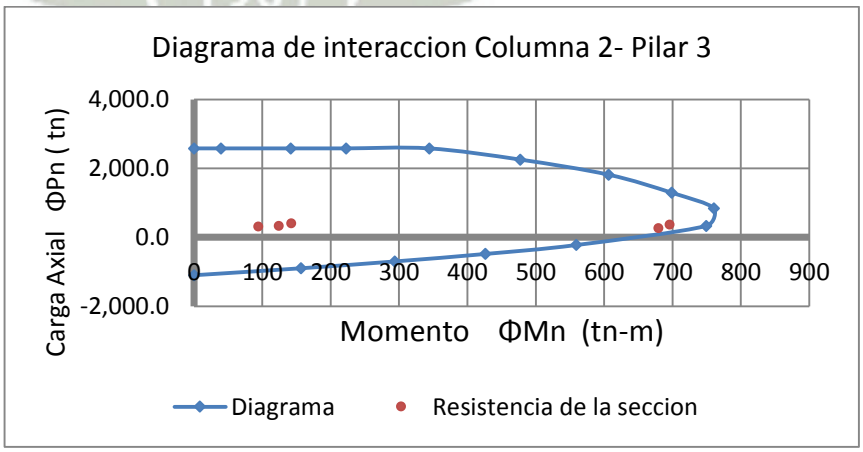
De (a) los momentos máximos entre la cima y la base calculados en el análisis para un único diseño típico al cual corresponde los valores máximos entre todos los pilares hallados, en este caso el pilar 3.

Fuerzas y Momentos en ambos sentidos del puente - Pilar 3									
Fuerzas Verticales (tn)				Momentos longitudinales (t-m)			Momentos transversales (t -m)		
TIPO	∑F			∑Myy			∑Mxx		
CARGA	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3	Col 1	Col 2	Col 3
R1a	470.41	401.36	400.78	129.06	142.05	133.02	10.28	12.14	11.70
R1b	363.36	328.52	324.01	122.74	123.46	116.22	9.17	10.76	10.25
Ev Extr 1a	**686.50**	**361.86**	**628.90**	**606.51**	**607.52**	**586.50**	**302.64**	**339.93**	**304.18**
Ev Extr 1b	589.44	265.86	549.13	588.19	588.90	569.65	302.26	339.19	303.35
Servicio 1	363.39	310.21	311.39	93.12	93.85	87.53	6.61	7.91	7.72

$$Vu_{diseño} = \frac{607.52 + 607.52}{7.20} = 168.75\ tn$$

De (b) Del diagrama de interacción del pilar 3 se encuentra un máximo momento nominal:





Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

De aquí ΦMn=760 tn-m ⇒ $Vu_{diseño} = \frac{2\cdot(760/0.70)}{7,2} = 301.59tn$

Analisis dado que el mayor valor entre ambos es : 301.59>168.75 el valor de:

$$Vu_{diseño} = 301.59 \text{ tn}$$

Recordemos que Vr > $Vu_{diseño}$ Y que Vr=ø·Vn= ø·(Vc+Vs) ,

Resistencia a corte del concreto Vc=0.53$\sqrt{f'c}$·b·h

Como b=100 cm y h=160 cm → Vc=0.53$\sqrt{280}$·100·160=141897.54 kg=141.90tn

Resistencia a corte del acero $Vs = \frac{Vu-\emptyset Vc}{\emptyset} = \frac{301.59-0.9\cdot141.90}{0.9} = 193.20\ tn$,

Acero resistente a corte: Se propone estribos ø= ½" en 05 ramas,

$s = \frac{Av\cdot fy\cdot dv}{Vs}$, recordemos que Vs=193200.0kg, Av=5*1.276=6.38cm^2 y dv=152.5cm ⇒ S= 21.15 cm.

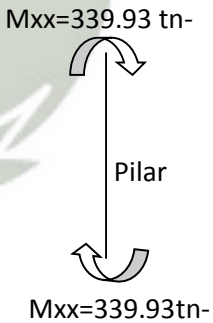
Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Zona de confinamiento: lo=1.60 m, donde la separación será s=10 cm

Zona no confinada: Como Vu> 0.125f'c ⇒Smax = 0.4dv=69…..S=15 cm ok!

Utilizar 1 ø 1/2" de 5 ramas @ 0.20 m

Sentido Transversal del puente



De (a) $Vu_{diseño} = \frac{339.93+339.93}{7.20} = 94.42\ tn$

De (b) $Vu_{diseño} = 301.59\ tn$

Como 301.59 >94.42 → $Vu_{diseño}$= 301.59 tn

Resistencia a corte del concreto Vc=0.53$\sqrt{f'c}$·b·h

Como b=160 cm y h=100 cm → Vc=0.53$\sqrt{280}$·160·100=141897.54 kg=141.90tn

Resistencia a corte del acero $Vs = \frac{Vu-\emptyset Vc}{\emptyset} = \frac{301.59-0.9\cdot141.90}{0.9} = 193.20\ tn$,

Acero resistente a corte: Se propone estribos ø= ½" en 9 ramas,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$s = \frac{Av \cdot fy \cdot dv}{Vs}$, recordemos que Vs=193200.0kg, Av=9*1.276=11.48cm^2 y dv=92.46cm ⇒ S= 23 cm.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Zona de confinamiento: lo=1.80 m, donde la separación será s=10 cm

Zona no confinada: Como Vu> 0.125f'c ⇒Smax = 0.4dv=69…..S=15 cm ok!

Utilizar 1 ø 1/2" de 9 ramas @ 0.20 m

4.2.3.2.7 Verificaciones de diseño

a. Revisión de máxima y mínima cantidad de acero

Refuerzo maximo de miembros a compresion: De acuerdo a [1] Art. 3.7.4.2, la maxima seccion de armadura longitudinal sera $\frac{As}{Ag} + \frac{Aps \cdot fpv}{Ag \cdot fy} \leq 0.08$

De ello 304.20 /16000 =0.02 < 0.08 …ok!

El refuerzo minimo de miembros a compresion:De acuerdo a [1] Art. 3.7.4.3, la minima seccion de armadura longitudinal sera $\frac{As \cdot f'y}{Ag \cdot f'c} + \frac{Aps \cdot fpv}{Ag \cdot fy} \geq 0.135$

De ello (304.20 *4200)/(16000*280) =0.285 > 0.135 ….ok!

b. Fuerza axial de compresión mayorada y resistencia a compresión

La carga axial Pu mayorada según los distintos estados límite para una excentricidad dada no debe exceder la resistencia a compresión $øPn_{(max)}$

$$øPn_{(max)} > Pu$$

La resistencia nominal a compresión es Pn= 0.85f'c*(Ag-As) +Asf'y, y para unaexcentricidad accidental ø=0.7.

Del análisis se extrae que la carga axial ultima Pu= 686.48 tn $øPn_{(max)}$=0.7*0.8*(0.85*280*(16000-304.20)+304.20*4200) =2807414.62 kg =2807.41 tn > 686.48 … ok!

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Esbeltez

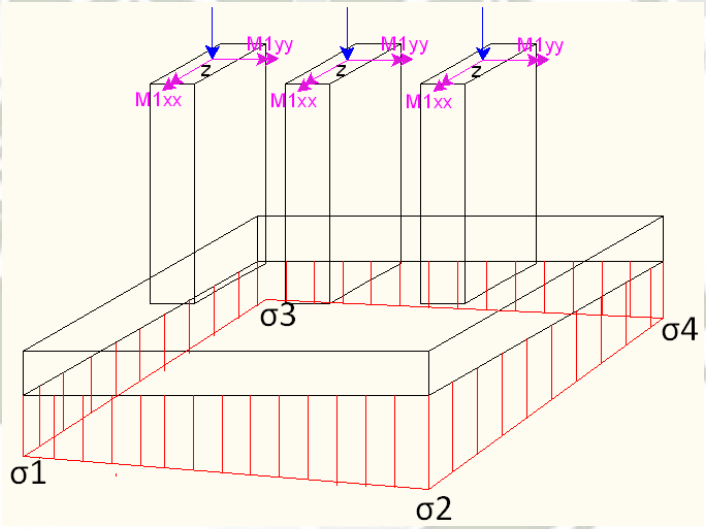
Debido a las dimensiones que presentan las columnas de los tres pilares las cuales son de 100x160 cm (robustas) es que se deduce que no fallaran por esbeltez.

4.2.3.2.8 Diseño de las zapatas de los pilares

Se usa el programa SAP 2000, con el que también realizamos el análisis donde se aprobaron los resultados para continuar con este diseño.

De los resultados de Momentos y Fuerzas axiales según la combinación envolvente se toman los mayores por ser el diseño definitivo; las dimensiones adecuadas son B=6.0 m y L=9.0 m.

Figura IV - 87 Esfuerzos en la base de la zapata (tridimensional)



4.2.3.2.9 Zapata del pilar extremo 1

Tabla IV - 78 Resultado para análisis de los tres pilares

Envolvente de estados limite Resistencia 1 , Evento Extremo 1 y Sericio 1			
Respecto al eje	Max Momento Columna 1z(tn-m)	Max Momento Columna 2(tn-m)	Max Momento Columna 3(tn-m)
Y	752.88	764.00	747.88
X	300.89	337.97	302.44
Máxima Fuerza Axial (tn)	685.60	399.45	634.41

Momentos **dirección longitudinal** de la zapata; momentos M11 (momentos en la dirección x o dirección transversal del puente.

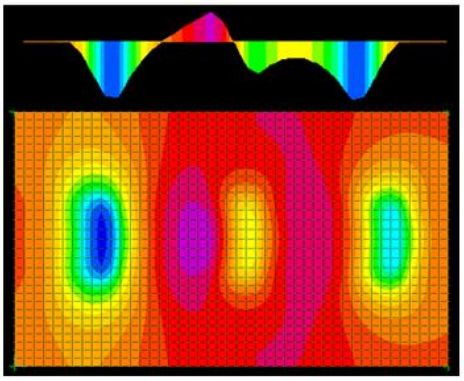
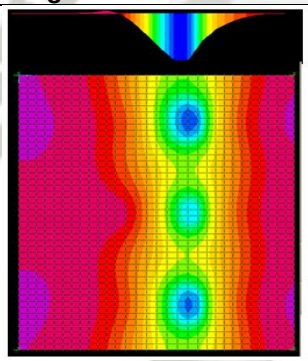
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Momentos **dirección transversal** de la zapata; se extrae el diagrama de momentos M22, Momentos en la dirección Y.

Figura IV - 88 Momentos en las direcciones longitudinal y transversal de la zapata en el pilar extremo 1

Zapata pilar extremo 1	
Momentos en la dirección longitudinal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1= -1.32 tn-m x=0.00mM_2 = 136.39 tn-m x=1.85 mM_3= -48.47 tn-m x=4.00 mM_4= 45.10 tn-m x=4.90 mM_5= -38.10 tn-m x=6.10 m M_6= 103.57tn-m x=7.80 m M_7= -0.99 tn-m x=9.00 m
Momentos en la dirección transversal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1=-1.25 tn-m y= 0.00 mM_2= 89.73 tn-m y= 1.50 mM_3= 272.15 tn-m y= 2.40 mM_4= 41.80 tn-m y= 4.20 mM_5=-0.51 tn-m y= 6.00 m

Fuente: Elaboracion propia

4.2.3.2.10 Zapata de pilar central:

Dada las combinaciones de carga se elige la más desfavorable para el diseño, que corresponde a la envolvente de momentos por presentar valores más altos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

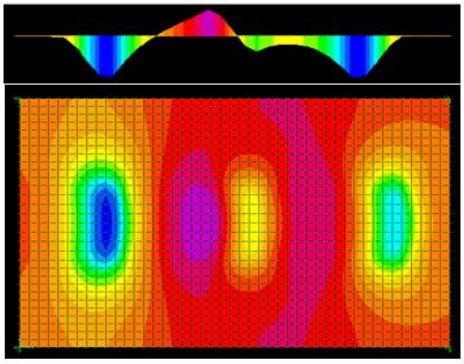
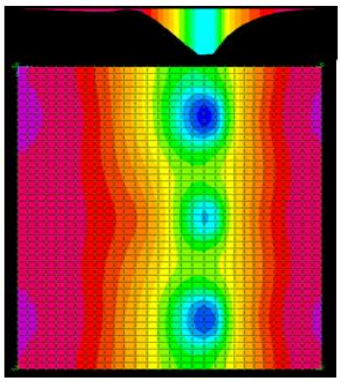
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 79 Resultado para análisis de los tres pilares

Envolvente de estados limite Resistencia 1 , Evento Extremo 1 y Sericio 1			
Respecto al eje	**Max Momento Columna 1(tn-m)**	**Max Momento Columna 2(tn-m)**	**Max Momento Columna 3 (tn-m)**
Y	520.24	518.97	510.03
X	313.02	355.95	314.49
Máxima Fuerza Axial (tn)	678.20	391.72	625.67

Figura IV - 89Momentos en las direcciones longitudinal y transversal de la zapata en el pilar central

Zapata pilar extremo 1	
Momentos en la dirección longitudinal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1= - 1.33 tn-m x= 0.00 m M_2= 134.91 tn-m x= 1.80 mM_3= -51.73 tn-m x= 3.70 mM_4= 46.19 tn-m x= 4. 90 mM_5= -38.11 tn-m x= 6.30 mM_6= 103.47 tn-m x= 7.80 m
Momentos en la dirección transversal	
Diagrama de momentos	**Valores de Momentos**
	M_1=-1.125 tn-m y= 0.0 mM_2= 56.89 tn-m y= 1.30 m. M_3= 246.13 tn-m y= 2.40 mM_4= 25.51 tn-m y= 4.50 m M_5= -0.62 tn-m y= 6.0 m

Fuente: Elaboracion propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

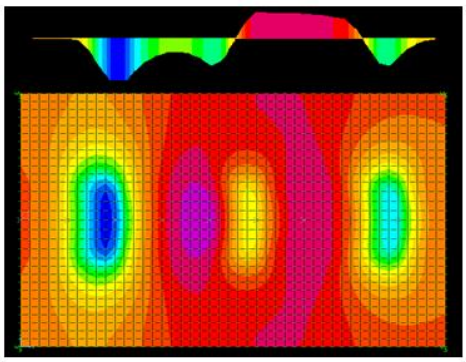
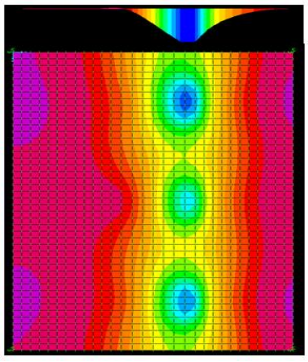
4.2.3.2.11 Zapata del pilar extremo 3

Tabla IV - 80 Resultado para análisis de los tres pilares

Envolvente de estados limite Resistencia 1 , Evento Extremo 1 y Servicio 1			
Respecto al eje	Max Momento Columna 1 (tn-m)	Max Momento Columna 2 (tn-m)	Max Momento Columna 3 (tn-m)
Y	756.61	757.16	730.63
X	302.65	399.94	304.18
Máxima Fuerza Axial (tn)	686.48	401.71	628.89

Fuente: Elaboracion propia

Figura IV - 90 Momentos dirección longitudinal y transversal pilar extremo 3

Zapata pilar extremo 1	
Momentos en la dirección longitudinal	
Diagrama de momentos	Valores de Momentos
	M_1= - 1.32 tn-m x= 0.00 mM_2= 134.40 tn-m x= 1.80 mM_3= -48.00 tn-m x= 4.00 mM_4= 46.11 tn-m x=4.80mM_5= -38.11 tn-m x= 6.10 m M_6= 101.00 tn-m x= 7.80 m M_6= -0.21 tn-m x= 9.00 m
Momentos en la dirección transversal	
Diagrama de momentos	Valores de Momentos
	M_1=-1.27 tn-m y= 0.0 mM_2= 47.39 tn-m y= 1.20 m M_3= 279.12 tn-m y= 2.40 mM_4= 14.84 tn-m y= 4.70 m M_5=-0.56 tn-m y= 6.0 m,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Revisiones del dimensionamiento en zapatas

- **Revisión por Punzonamiento**

La cortante por punzonamiento en una zapata combinada es:Vu=Pu-(σ_u·Ao)

Pu: Carga amplificada en cada columna, a la que le descontamos la carga producida por la presión última dentro del área A_o (a d/2 de la cara)

La fuerza cortante resistente es:Vr= ϕVn además verificaremos que Vr > Vu

Para lo cual: Vn= Vc+Vs+Vp y ademas: $Vc = \left(0.53 + \frac{1.1}{B_c}\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$

Peralte efectivo:

Peralte h=100 cm, r= 7.5 cm y usando ø=1" ⇒ z= 7.5+(2.54/2) = 8.77 cmPeralte efectivo d= 91.23 cm, distancia d/2=45.62 cm ≡46 cm

Área afectada por punzonamiento A_o=(1.6+ 0.92)(1.0+0.92)=4.84m^2

Perímetro en punzonamiento b_o=((1.6+0.92)*2+(1.0+0.92)*2= 8.88m

Punzonamiento - Pilar extremo 1

Del diagrama de envolvente de fuerzas Pu=685.60 tn

De los esfuerzos máximos en la base de la zapata por acción de las fuerzas y momentos amplificados (combinación de envolventes) σ_u= 111.90 tn/m^2

Fuerza actuante ultima Vu=685.60-(111.90*4.84)=144.01tnVp=24.73tn (máxima fuerza axial debido al pre-esfuerzo)

Fuerza nominal, Vn= Vc+Vp,

Con Bc=1.6/1.0=1.6 Vc=(0.53+1.1/1.6)*$\sqrt{280}$*888*91.23= 1650435.76 kg, pero Vc_{max}=1.1$\sqrt{f'c}$·bo·d=1491153.46 kg (elegido Vc), con estos datos la fuerza nominal es Vn=1491.15 + 24.73 = 1515.88 tn Vr=0.85*1515.88=1288.49 tn, como Vr>Vu el peralte supuesto adeuado y por tener esta columna los mayores efectos no será necesario evaluar las demás.

Punzonamiento - Pilar central

Con Pu= 678.20 tn, σ_u= 105.46 tn/m^2

Fuerza actuante ultima Vu = 678.20 -(105.46 *4.84)= 167.77 tn Vp=12.89 tn (máxima fuerza axial en pilar 2 debido a los efectos de pre-esfuerzo)

Con Bc=1.6/1.0=1.6 Vc =1491153.46 kg y con ello:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Vn= Vc+Vp = Vn=1491.15+12.89=1504.04 tn

Con lo que Vr=0.85*1504.04=1278.43 tn, como Vr>Vu, correcto para todas.

Punzonamiento - Pilar extremo 2

Con Pu=686.48 tn, σ_u= 113.41 tn/m^2

Fuerza actuante ultima Vu = 686.48-(113.41*4.84)= 137.58 tn. Vp=23.13 tn (máxima fuerza axial en pilar 3 debido a los efectos de pre-esfuerzo) Vc=1491153.46 kg, con esto Vn=1491.15 + 23.13 = 1514.28 tn

Con lo que Vr=0.85*1514.28=1287.13 tn, como Vr>Vu, las demás columnas son idénticas y los efectos sobre el son menores, siendo aceptable.

- **Revisión porCortante**

La longitud de corte en el sentido longitudinal de la zapata es L=1.0m, y L=3.0 en el sentido transversal, el peralte efectivo de la zapata es d=dv=0.912 cm

Cortante de diseño: $Vu = \sigma_u b(L_{volado} - d)$

La fuerza cortante resistente es: Vr= ϕVn, y se debe verificar que Vr > Vu. Para lo cual la fuerza nominal es: Vn= Vc+Vs+Vp y ademasVp es la fuerza cortante debido a efectos del pre-esfuerzo.

Dirección longitudinal de la zapata

De los esfuerzos máximos en la base de la zapata por acción de las fuerzas y momentos amplificados (combinación de envolventes) σ_u= 106.62tn/m^2

Fuerza actuante ultima Vu = 106.62*6.00(1.0-0.91)= 57.57 tn

Fuerza resistente del concretoVc=0.53*$\sqrt{280}$*600*91.23=485449 kg=485.45tn Vp=24.73tn, por lo tanto Vr=0.85*(485.45+24.73)=433.65tn, Vr>Vu correcto.

Dirección transversal de la zapata

Esfuerzos máximos producidos por efectos establecidos en el sentido longitudinal de la zapata σ_u= 111.90 tn/m^2

Fuerza actuante ultima Vu=111.90*3.0*(2.1-0.91)= 399.48 tn

Vc=0.53*$\sqrt{280}$*300*91.23=242724.61 kg = 242.72 tn y Vp=24.73tn, con esto Vr = (242.72+24.73)=267.45 tn, como Vr<Vu, es incorrecto necesitamos refuerzo de acero Vs=.205.65 tn, por lo tanto incluido esto Vr=0.85*(242.72 +24.73+202.22) = 399.21, y como Vr>Vu el diseño es correcto

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Para los demás pilares se sistematizan los cálculos en el siguiente cuadro

Tabla IV - 81 Revision de los efectos cortantes de los pilares

	PILAR 1		PILAR 2		PILAR 3	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
σu	106.62	111.90	106.06	105.46	105.73	105.46
Vu	56.10	398.71	55.81	375.76	55.64	375.76
Vc	485.45	242.72	485.45	242.72	485.45	242.72
Vp	24.73	24.73	12.90	12.90	23.13	23.13
Vr	433.65	402.14	423.60	376.24	432.29	376.21
Vr>Vu	correcto	correcto	correcto	correcto	correcto	correcto

- **Diseño por flexión**

Con las ecuaciones según AASHTO y considerando que øf=0.90, d=91.23 cm, y por metro se calcula:

Pilar extremo 1

Dirección longitudinal de la zapata

Refuerzo inferior de la zapata

Volado izquierdo: M_u= 136.39 tn-m ⇒ As= 41.19 cm^2

SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=15 cm cm por metro.

Volado derecho: M_u = 103.57 tn-m ⇒ As= 30.96 cm^2

SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=15 cm por cada metro.

Debido a que son valores muy similares y no existe un momento mayor positivo colocamos: por metro de longitud **1ø1" @ 15 cm (inferior)**

Refuerzo superior de la zapata

El máximo momento negativos es M_u= 48.47 tn-m ⇒ As= 14.25 cm^2

SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=30 cm por cada metro, por lo que por metro de longitud: **1ø1" @ 30 cm (superior)**

Dirección transversal de la zapata

Refuerzo inferior de la zapata

De entre los momentos positivos en la dirección transversal el mas critico es M_u= 272.15 tn-m ⇒As= 86.00 cm^2 Si usamos ø=1" usaremos varillas con S=10 cm por cada metro: **1ø1" @ 10 cm (inferior)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Pilar central

Dirección longitudinal de la zapata

Refuerzo inferior de la zapata

Volado izquierdo: M_u = 134.91 tn-m ⇒ As= 40.72 cm^2

SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=12 cm por cada metro.

Volado derecho: M_u = 103.47 tn-m ⇒ As= 30.93 cm^2

SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=15 cm por cada metro.

Por el mayor momento positivo tenemos por metro: **1ø1" @ 15 cm (inferior)**

Refuerzo superior de la zapata

El máximo momento negativo es M_u= - 51.73 tn-m ⇒ As= 15.22 cm^2

SI usamos ø=1", S=30 cm, tendremos por metro: **1ø1"@ 30 cm (superior)**.

Dirección transversal de la zapata

Refuerzo inferior de la zapata

El momento más crítico es M_u= 246.13 tn-m y con las ecuaciones descritas se halla que As= 77.13 cm^2 SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=10 cm por cada metro: lo que por metro de longitud: **1ø1" @ 10 cm (inferior)**

Pilar extremo 2

Dirección longitudinal de la zapata

Refuerzo inferior de la zapata

Volado izquierdo: M_u = 134.40 tn-m ⇒ As= 40.56 cm^2

SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=12 cm por cada metro.

Volado derecho: M_u = 101.00 tn-m ⇒ As= 30.16 cm^2

SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=15 cm por cada metro.

Usaremos un solo tipo de refuerzo siendo este el mas critico por lo que colocamos: por metro de longitud **1ø1" @ 15 cm (inferior)**

Refuerzo superior de la zapata

El máximo momento negativo es M_u= - 48.00 tn-m ⇒ As= 14.11 cm^2

SI usamos ø=1" usaremos varillas con S= 35 cm por cada metro, por lo que por metro de longitud: **1ø1" @ 35 cm (superior)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dirección transversal de la zapata

Refuerzo inferior de la zapata

El momento más crítico es M_u= 279.12tn-m y con las ecuaciones descritas se halla que As= 88.51 cm^2. SI usamos ø=1" usaremos varillas con S=10 cm por cada metro: **1ø1" @ 10 cm (inferior)**

Armadura de contracción y temperatura

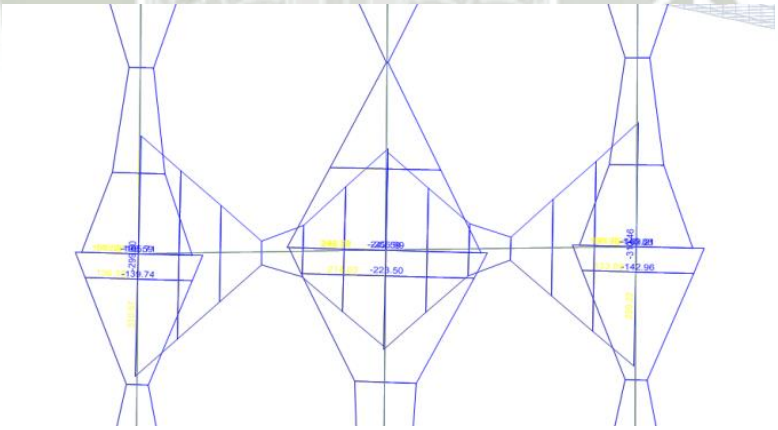
En la parte superior de la zapata se colocara perpendicular al acero longitudinal una cantidad de acero mínimo por temperaturaAs_{temP}=0.0018*Ag.

Por metro de anchoAs_{temp}=0.0018*100*91.23=16.42 cm^2. Si ø=3/4" ⇒ S=18 cm, S_{max}=45cm, para compatibilizar espaciamiento con el acero transversal S=20cm. Colocamos por metro **1ø3/4"@20cm (superior sentido transversal)**

B. Diseño de viga intermedia entre pilares

Los máximos momentos en la viga se encuentran en el pilar central, el máximo positivo es 249.22 tn-m y el máximo negativo es -245.81 tn-m, ocurren en las caras de los pilares extremos, muy similares a estos son los encontradas en la cara de la columna central, pondremos un solo acero tanto arriba como abajo.

Figura IV - 91 Diagrama de momentos envolventes viga intermedia entre pilares



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.3.2.12 Diseño por flexión

- **Diseño por flexión**

El valor de z= r + $ø_{est}$ +$\frac{ø}{2}$ ⇒ Si $ø_{est}$=1/2" y ø=1" z=7.54cm, d=92.46 cm, h=100cm Mu= 249.22 tn-m ⇒ As= 76.96 cm^2 lo quesignifican 15 varillas de ø= 1", con una separación S= 8.0 cm, colocaremos **1ø1" @ 7 cm (inferior)**

Mu= -245.81 tn-m ⇒ As= 75.81 cm^2 lo que significan 15 varillas de ø= 1", con una separación S= 8.0 cm, colocaremos **1ø1" @ 7 cm (superior)**

Este diseño se mantendrá para las tres vigas intermedias de los 3 pilares

Armadura superficial: Como la sección es mayor a 90 cm se colocara un refuerzo superficial uniformemente distribuido en ambas caras del elemento con Smax de 30 cm.Ask = 0.001(d-760)≤$\frac{As+Ap}{1200}$ ⇒ Ask= 0.001(924.6 -760)=0.17 mm/cm^2 As= 76.96+76.81=153.77cm^2 =15377.00 mm^2

$\frac{As+Ap}{1200}=\frac{15377.0+0.0}{1200}$ =12.81, Como 0.17 ≤ 12.81 por lo que es valedero.Para h=100cm, Ask=0.17*100=17.00 cm^2, y con varillas ø=3/4", se usaran Nº=5 barras, S= 15.00 cm.

Utilizar 1 ø 3/4" @ 15 cm (ambas caras laterales)

4.2.3.2.13 Diseño por corte

Del diagrama de envolventes de fuerzas cortantes a una distancia dv (altura de corte efectivo) donde dv se calcula: dv=de-$\frac{a}{2}$ y no sera menor que el mayor de: 0.9d, 0.72h, con lo que: $a=\frac{As\cdot fy}{0.85\cdot f'c\cdot b}$= $\frac{(30*5.07)\cdot 4200}{0.85\cdot 280\cdot 100}$ = 26.84 cm ⇒dv=(h-z)-a/2.

Como h=100cm, r=5cm y ø=1", $ø_{est}$=1/2", entonces dv=79.04cmes mayor a dv=0.9*79.04=71.14cm y dv=0.72*100=72.0cm.Por lo que dv=79.04 cm,

Vu = 186.96 tn-m a una distancia dv de la cara de la columnas

La resistencia al corte mayorada es Vr=ø·Vn para ø=0.9 La resistencia nominal Vn es el menor de los dos siguientes: Vn=Vc+Vs+Vp y Vn=0.25·f'c·bv·dv+Vp. Desarrollando: con bv= 100 cm, ⇒Vc=70097.38 kg = 70.10 tn

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La fuerza cortante resistida por el acero es Vs=Vnt-Vc, donde el esfuerzo cortante nominal es $Vnt=(Vu \cdot bv \cdot dv)/(0.85 \cdot b \cdot h)$, Vnt=173850.81 kg =173.85 tnDebido a que la fuerza de pre-esfuerzo repercute ligeramente Vp=2.69 tn y Vs =103750.80 kg con lo que: Vn=176.54 tn

Con la segunda fórmula: Vn=553.28 tn, el valor final de Vn es el menor entre los dos hallados: Vn= 176.54 tn, Por lo tanto Vr=0.9*176.54 = 153.89 tn y Vu=186.96 tn como Vr <Vu, no cumple.Incrementamos el refuerzo por cortante en la viga Vs=135.0 tn, con lo que Vn=207.78 tn , y Vr=0.9*207.78=187.00 tn con llo que proponemos 4 ramas de ½" asi se cumple que Vr>Vn, siendo el diseño seguro.

Separación entre estribos

Se propone estribos ø= ½" en 04 ramas, además$Vs = \frac{Av \cdot fy \cdot dv}{S}$, recordemos que Vs= 135000.0 kg, Av= 4*1.276 = 5.88⇒ S= 15 cm.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Como Vu> 0.125f'c ⇒ Smax = 0.4dv=32.68….S=15 cm ok!

Utilizar 1 ø 1/2" de 4 ramas @ 0.15 m

Este acero se utilizara a lo largo de todas la vigas.

4.2.3.2.14 Evaluación de los efectos de torsión

Las columnas son elementos sometidos a torsión por la configuración de la superestructura curva y deberá diseñarse de tal modo que pueda resistirla

$$T_U \leq \phi Tn \ldots (*)$$

Donde el factor de reducción es $\phi = 0.75$ (ACI-11,6,3,5)

El valor de Tu se refiere al momento torsor máximo aplicado en un punto crítico del elemento a diseñarse, ubicada a una distancia d (altura de peralte) de la unión entre viga o zapata con la columna.

Los efectos de torsión pueden despreciarse si:$Tu \leq 0.27\phi\sqrt{f'c}\left(\frac{Asp^2}{Pcp}\right)\ldots(**)$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

A_{sp}=Área bruta de la sección, P_{cp}=Perímetro Bruto de las sección

Para que los efectos resistentes a la torsión (Tn) sean mayores que los que actúan (Tu) deberemos de proporcionarle un refuerzo transversal por torsión At. $Tn = \frac{2Ao \cdot f'y \cdot At}{S} \cot(\theta) \ldots (***)$

A_o es el área encerrada por flujo de corte, se asume como 0.85 Aoh. A_{oh} es el área encerrada por los estribos también llamada núcleo, θes el ángulo que forman las grietas ACI recomienda 45°.

Para At/S deberá verificarse que $\frac{At}{S} \geq \frac{1.76bw}{fy} \ldots (****)$

4.2.3.2.15 Verificación del espaciamiento

El espaciamiento resultante S debe de verificarse que no exceda el máximo permitido con: $S \leq \frac{Ph}{8}$, donde P_h es el perímetro del núcleo de la sección

4.2.3.2.16 Verificación del esfuerzo en el concreto comprimido

Se verificara el esfuerzo realizado por el concreto debe ser menor al límite establecido según: $\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 \cdot Aoh^2}\right)^2} \leq \emptyset \left(\frac{Vc}{bw \cdot d} + 2.12\sqrt{f'c}\right) \ldots (*****)$

Esta limitación tiene por objeto reducir las rajaduras y prevenir la trituración del concreto superficial del elemento por la compresión periférica.

Vu es la fuerza de corte mayorada que se presenta a “d” de la cara, bw es la base de la sección, Para completar el diseño del refuerzo transversal, se debe verificar que su área sea mayor que la mínima sugerida. $(Av + 2At)_{min} \geq 0.2\sqrt{f'c}\frac{bw \cdot S}{fy}$y nunca menor que : $(Av + 2At)_{min} \geq 0.35\frac{bw \cdot S}{fy}$

Además la solicitación de torsión requiere un refuerzo longitudinal el cual debe de ser determinado con: $Al = \frac{At}{S} Ph \left(\frac{fy}{fy}\right) cot^2\theta$, recordando que el esfuerzo longitudinal mínimo debe ser $Al_{min} = \frac{1.33\sqrt{f'c}Acp}{f'y} - \left(\frac{At}{S}\right) Ph \frac{fy}{fyt}$

4.2.3.2.17 Evaluación de torsión en viga diafragma

Comprobando si es que se puede despreciar o no los efectos de torsión: El mayor momento torsor a una distancia d=152.46 cm de la columna entre las

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

tres que hay en este pilar es Tu=333.39 tn-m

$$\Rightarrow 0.27*0.75*\sqrt{280}*\left(\frac{20800^2}{580}\right)=2527567\text{kg-cm}< 333.39\text{ tn-m},$$

De laformula (***) obtendremos un Tn adecuado de varias pruebas, proponemos Tn=447.50 tn-m el cual cumple con las condiciones, con el que At/s=0.217

Ahora verificaremos con (****), $\frac{1.76*160}{4200}$= 0.067<0.217, el refuerzo es aceptable

Ya que existe resistencia por la fuerza del concreto Vc deberemos de definir si se añadirá más refuerzo por torsión o es que es suficiente con el colocado, Para la verificación del esfuerzo en el concreto comprimido usaremos (*****)Sabiendo que Vu=283.00 tn y Vc= 216.34 tn de la revisión por cortante.

$$\sqrt{\left(\frac{283000}{160\cdot 152.46}\right)^2+\left(\frac{333.39*10^5\cdot 580}{1.7\cdot 28900^2}\right)^2}\leq 0.75\left(\frac{216340}{160\cdot 152.46}+2.12\sqrt{280}\right)$$

$$\Rightarrow \quad 36.90\text{muy cercano a } 33.25$$

Dada la cercanía consideramos que se cumple la condición el esfuerzo en el concreto está debajo del límite.

Colocando acero de 3/4” A=2.85 cm^2 en 2 ramas As= 6.33cm^2 entonces S= 40 cm, y con ello hacemos la revisión de $S\leq \frac{Ph}{8}=\frac{580}{8}$= 73 cm, como es mayor que S, se cumple el requisito, ira en la misma dirección que el refuerzo por corte por lo que en el caso de concentrarse se simplificara con un solo diámetro.

Verifiquemos que el refuerzo sea mayor que el mínimo, Av=6.33cm^2

$$6.33 \geq 0.2\sqrt{280}\frac{160\cdot 40}{4200}\Rightarrow \ 6.33 \geq 5.10$$

Y además $6.33 \geq 0.35\cdot \frac{160\cdot 40}{4200}\Rightarrow 6.33 \geq 0.53$, también cumple.

Acero longitudinal por torsión $Al=\frac{5.70}{40.0}\cdot 580.0\cdot\left(\frac{4200}{4200}\right)\cot^2 45$= 82.66 cm^2

Refuerzo mínimo:$Al_{min}=\frac{1.33\sqrt{280}*20800}{4200}-\left(\frac{5.70}{40}\right)\cdot 580\frac{4200}{4200}$=27.56 cm^2, cumple.

En consecuencia debe existir un refuerzo transversal de torsión 1Ø3/4 c/40 cm y uno longitudinal de torsión 82.66 cm^2 que equivale a 17 barras de 1”.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.3.2.18 Evaluación de torsión en pilares

Pilar extremo 1

Torsión a una distancia d=152.46cm de la columna es Tu=13.08tn-m 0.27·0.75·$\sqrt{280}\cdot\left(\frac{16000^2}{520}\right)$=1668171kg-cm =16.68 tn-m > 13.08 tn-m, se desprecian.

El refuerzo transversal por corte será suficiente para resistir los efectos torsores

Pilar central

Comprobando si es que se puede despreciar o no los efectos de torsión:

La torsión a una distancia d=152.46cm de la columna Tu=4.27 tn-m0.27*0.75·$\sqrt{280}\cdot\left(\frac{16000^2}{520}\right)$ =1668171kg-cm=16.68tn-m>4.27tn-m, no se considerara los efectos de torsión. El refuerzo transversal por corte será suficiente para resistir los efectos torsores

Pilar extremo 2

Comprobando si es que se puede despreciar o no los efectos de torsión:

A una distancia d=152.46cm de la columna es Tu=13.54tn-m0.27*0.75*$\sqrt{280}$*$\left(\frac{16000^2}{520}\right)$= 1668171.38 kg-cm =16.68 tn-m > 13.54 tn-m, por lo que tampoco se consideraran los efectos de torsión.

4.2.3.2.19 Evaluación de torsión en viga intermedia entre pilares

La torsión mayor ocurre en el pilar extremo 1 a una distancia d=92.46 cm de la columna con lo que Tu=7.54 tn-m

Verificando su importancia: 0.27*0.75*$\sqrt{280}$*$\left(\frac{10000^2}{400}\right)$= 847118.28 kg-cm = 8.47 tn-m >7.54 tn-m, los efectos de torsión se pueden despreciar.

4.2.4 Análisis sísmico del puente pre-esforzado postensado

4.2.4.1 Método de análisis

Debido a la geometría irregular del puente que induce a desplazamientos en las tres direcciones principales (longitudinal, transversal, vertical) se usara el Análisis Espectral Multimodal que es posible modelarlo en el software CSiBridge correspondiéndole 12 modos de vibración para los 4 tramos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

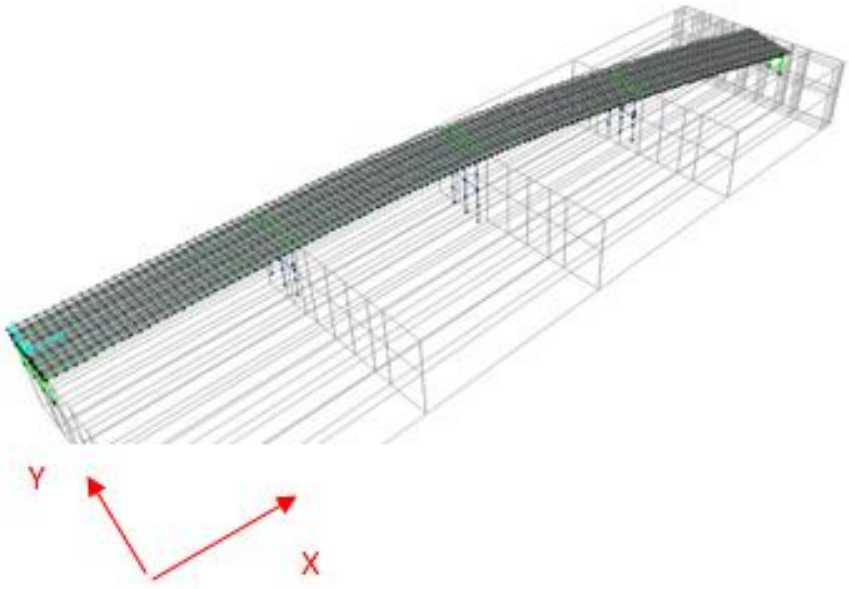
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.2.4.2 Proceso de análisis

Combinación de solicitaciones sísmicas

Los efectos máximos en cada elemento serán estimados como la suma de los valores obtenidos para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en la dirección perpendicular, lo que nos lleva a plantear:

- **Caso 1:** 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección longitudinal (X) + 30 % de las fuerzas sísmicas en el sentido transversal (Y)
- **Caso 2:** 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección transversal (X) + 30 % de las fuerzas sísmicas en el sentido longitudinal l (Y)



4.2.4.3 Resultados del análisis multimodal

Entonces, para efectos de identificación resultados, para el caso 1 lo definiremos en el programa como DirXX que hace alusión a la fuerza sismica resultante en la dirección del eje X, y al caso 2 lo definiremos como DirYY que hace lución a la fuerzas sísmica total en la dirección Y

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla IV - 82 Fuerzas y momentos resultantes por sismo sobre pilares

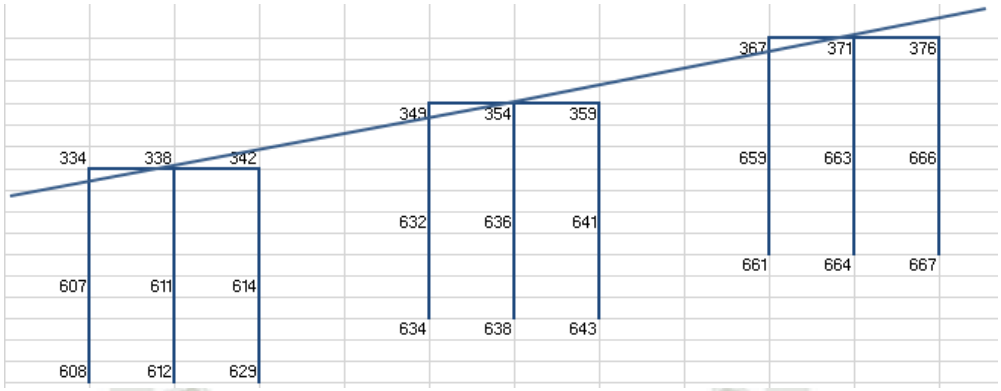
	Union	Estado de Carga	FZ (tn)	FY (tn)	FX (tn)	MZ (tn-m)	MX (tn-m)	MY (tn-m)
	PILAR EXTREMO 1							
CIMA	334	Dir XX	110.69	29.48	58.33	83.26	313.63	4.41
		Dir YY	37.39	91.46	157.50	257.91	121.74	13.16
	338	Dir XX	72.79	19.68	28.49	96.66	247.16	4.17
		Dir YY	29.35	61.26	15.80	300.89	91.51	12.68
	342	Dir XX	110.79	29.36	54.04	82.84	317.04	4.38
		Dir YY	40.02	91.50	156.31	258.07	125.23	13.19
MEDIO	607	Dir XX	117.70	33.01	108.25	43.20	200.82	4.34
		Dir YY	39.79	102.42	317.34	133.88	68.93	11.77
	611	Dir XX	124.02	45.07	29.25	73.98	204.05	4.32
		Dir YY	41.47	140.02	16.17	230.03	69.84	13.34
	614	Dir XX	112.99	30.23	54.10	40.53	198.43	4.38
		Dir YY	40.86	94.09	156.50	126.29	70.35	13.19
BASE	608	Dir XX	108.29	33.35	118.37	4.34	671.74	95.50
		Dir YY	317.43	103.43	40.01	11.77	217.73	296.32
	612	Dir XX	28.78	42.24	120.35	3.66	680.62	106.94
		Dir YY	15.93	131.02	40.16	11.38	222.64	331.85
	629	Dir XX	101.25	33.34	118.41	4.27	669.57	95.49
		Dir YY	316.08	103.42	43.08	11.63	233.97	296.31
	PILAR CENTRAL							
CIMA	349	Dir XX	69.87	21.40	47.95	88.09	387.62	2.27
		Dir YY	23.44	63.64	149.82	244.29	128.36	0.74
	354	Dir XX	123.86	16.87	3.61	96.08	300.50	3.68
		Dir YY	40.20	33.28	11.11	283.81	102.18	1.20
	359	Dir XX	68.51	21.32	46.00	87.66	381.07	1.49
		Dir YY	23.03	63.56	143.75	243.97	126.34	0.49
MEDIO	632	Dir XX	73.57	23.58	48.06	43.60	47.86	2.27
		Dir YY	24.75	70.58	150.16	139.97	17.88	0.74
	636	Dir XX	80.03	33.20	3.71	76.62	53.41	1.70
		Dir YY	27.79	101.39	11.39	243.31	26.98	0.56
	641	Dir XX	72.14	23.51	46.11	43.57	46.68	1.49
		Dir YY	24.32	70.50	144.09	139.85	17.62	0.49
BASE	634	Dir XX	106.68	26.29	80.18	0.96	489.71	98.18
		Dir YY	333.16	82.03	25.95	0.32	158.46	306.39
	638	Dir XX	3.65	33.41	79.20	1.58	488.70	111.30
		Dir YY	11.22	104.25	25.63	0.52	158.12	347.36
	643	Dir XX	104.69	26.28	78.49	3.13	480.03	98.16
		Dir YY	326.93	82.01	25.40	1.02	155.30	306.35
	PILAR EXTREMO 2							
CIMA	367	Dir XX	109.81	34.61	55.71	92.70	310.96	5.78
		Dir YY	38.47	92.00	161.12	260.18	122.22	12.75
	371	Dir XX	68.22	27.72	27.94	100.27	239.32	6.14
		Dir YY	40.89	58.02	16.86	307.70	92.98	12.21
	376	Dir XX	105.39	35.81	59.39	96.53	295.89	4.54
		Dir YY	36.73	96.67	155.09	276.61	123.34	13.09
MEDIO	659	Dir XX	111.98	35.53	55.77	59.32	196.94	5.78
		Dir YY	39.21	94.61	161.30	126.95	69.83	12.75
	663	Dir XX	116.71	46.24	28.20	81.12	197.95	4.23
		Dir YY	39.70	132.55	17.04	207.49	90.68	11.17
	666	Dir XX	107.49	36.75	59.45	59.93	192.42	4.54
		Dir YY	37.47	99.36	155.28	130.04	65.93	13.09
BASE	661	Dir XX	105.90	34.56	118.91	3.65	674.58	98.96
		Dir YY	322.43	104.33	40.54	11.83	223.28	298.88
	664	Dir XX	28.20	43.77	118.47	4.23	674.11	110.81
		Dir YY	17.04	132.14	44.68	11.17	240.66	334.69
	667	Dir XX	110.72	34.56	114.18	5.83	654.10	98.96
		Dir YY	316.26	104.30	50.36	11.13	260.85	298.84

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 92Identificación de los nudos analizados del puente



Fuente: Elaboracion Propia

Ya que el pilar 1 y 3 se realizaran con un solo diseño que corresponde al análisis más crítico se tiene que

Tabla IV - 83 Fuerzas y momentos sísmicos criticos

Maximos Fuerzas y momentos sismicos	
Pilar 1 y 3	
Sentido longitudinal	Sentido transversal
Fxx= 317.34 ton Mxx=680.62 ton-m	Fyy= 140.32 ton Myy= 334.69 ton-m
Pilar 2	
Sentido longitudinal	Sentido transversal
Fxx= 150.16 ton Mxx=489.71 ton-m	Fyy= 104.25 ton Myy= 347.36 ton-m

Fuente: Elaboracion Propia

4.2.4.4 Modos de vibración

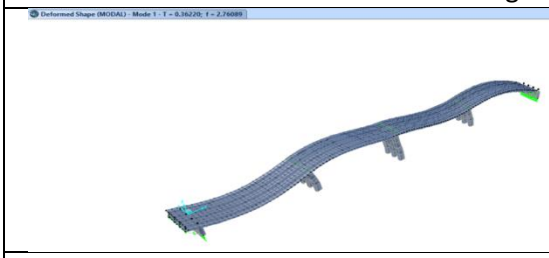
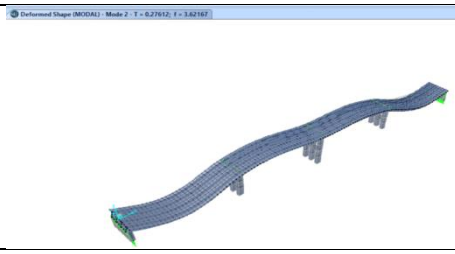
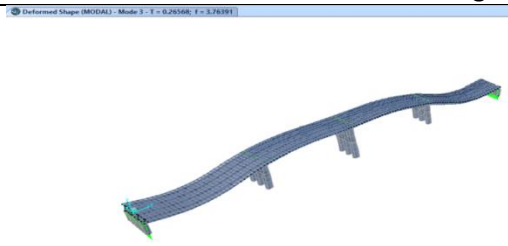
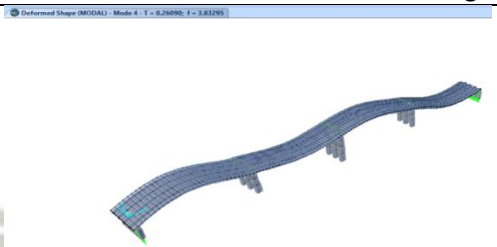
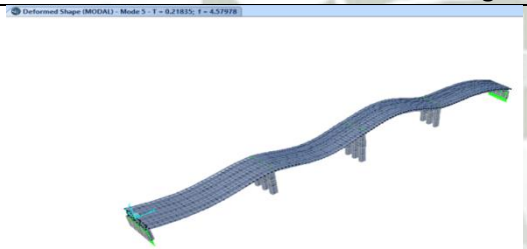
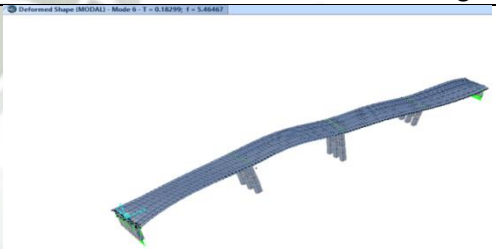
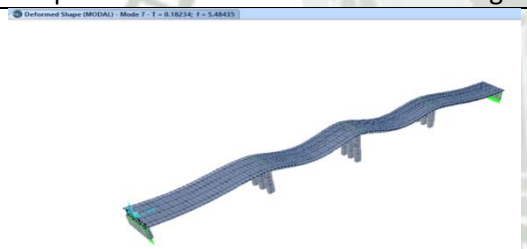
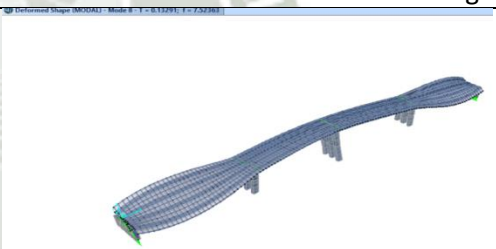
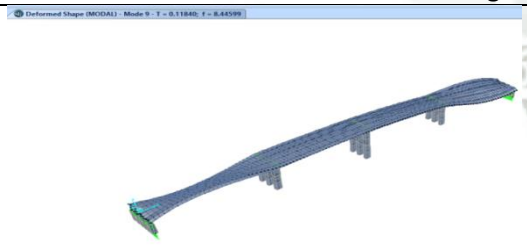
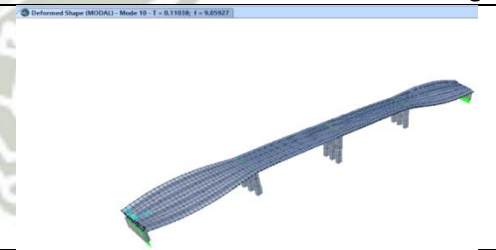
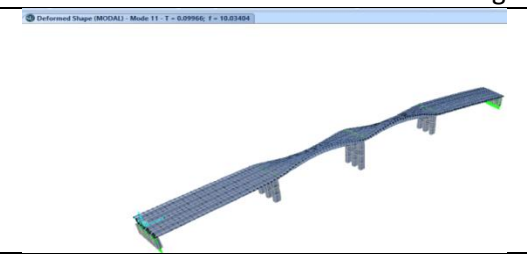
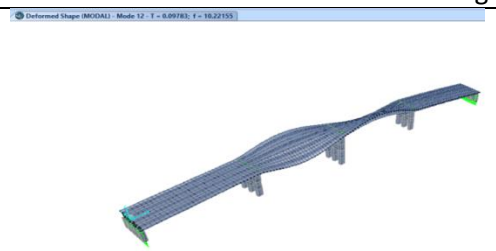
El número de modos de vibración no será mayor que:3*(número de luces), 3*4=12 modos de vibración, a su vez tendremos los periodos de oscilación.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura IV - 93 Modos y periodos de vibracion

Primer modo de vibración T=0.362 seg	Segundo modo de vibración T=0.276 seg
	
Tercer modo de vibración T=0.265 seg	Cuarto modo de vibración T=0.260 seg
	
Quinto modo de vibración T=0.218 seg	Sexto modo de vibración T=0.183 seg
	
Septimo modo de vibración T=0.182 seg	Octavo modo de vibración T=0.132 seg
	
Noveno modo de vibración T=0.118 seg	Decimo modo de vibración T=0.110 seg
	
Onceavo modo de vibración T=0.099 seg	Doceavo modo de vibración T=0.097 seg
	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2.4.5 Desplazamientos máximos originados por sismo

Tabla IV - 84 Desplazamientos maximos

Union	Estado de Carga	UX(mm)	UY(mm)	UZ	RX	RY	RZ
	PILAR EXTREMO 1						
334	Dir XX	14.66	2.74	0.17	0.13	2.03	0.10
	Dir YY	4.72	8.51	0.48	0.40	0.68	0.30
338	Dir XX	14.72	2.74	0.06	0.09	1.99	0.10
	Dir YY	4.82	8.52	0.03	0.28	0.68	0.30
342	Dir XX	14.58	2.74	0.16	0.13	2.02	0.10
	Dir YY	5.02	8.51	0.48	0.40	0.70	0.30
607	Dir XX	5.41	1.35	0.11	0.32	2.05	0.05
	Dir YY	1.75	4.18	0.32	0.99	0.66	0.14
611	Dir XX	5.48	1.35	0.03	0.23	2.07	0.04
	Dir YY	1.79	4.19	0.02	0.72	0.68	0.14
614	Dir XX	5.39	1.35	0.10	0.32	2.04	0.05
	Dir YY	1.87	4.18	0.32	0.99	0.70	0.14
608	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
612	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
629	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	PILAR CENTRAL						
349	Dir XX	14.86	4.90	0.22	0.15	0.81	0.04
	Dir YY	4.91	15.06	0.68	0.45	0.25	0.01
354	Dir XX	14.84	4.91	0.01	0.12	0.76	0.06
	Dir YY	4.91	15.07	0.03	0.34	0.24	0.02
359	Dir XX	14.57	4.90	0.21	0.15	0.79	0.08
	Dir YY	4.82	15.06	0.66	0.45	0.25	0.03
632	Dir XX	6.71	2.47	0.15	0.41	1.71	0.02
	Dir YY	2.26	7.56	0.47	1.19	0.56	0.01
636	Dir XX	6.72	2.47	0.01	0.30	1.72	0.03
	Dir YY	2.26	7.56	0.02	0.81	0.56	0.01
641	Dir XX	6.58	2.46	0.15	0.41	1.68	0.05
	Dir YY	2.22	7.56	0.46	1.19	0.55	0.02
634	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
638	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
643	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	PILAR EXTREMO 2						
367	Dir XX	14.45	4.03	0.16	0.46	2.00	0.11
	Dir YY	4.72	8.65	0.49	0.45	0.67	0.29
371	Dir XX	14.36	4.05	0.06	0.43	1.94	0.11
	Dir YY	4.62	8.84	0.04	0.34	0.66	0.29
376	Dir XX	14.07	4.05	0.17	0.44	1.96	0.12
	Dir YY	4.62	9.01	0.48	0.47	0.67	0.29
659	Dir XX	5.35	1.69	0.11	0.52	2.02	0.04
	Dir YY	1.79	4.22	0.33	1.01	0.65	0.14
663	Dir XX	5.34	1.71	0.03	0.48	2.01	0.05
	Dir YY	1.73	4.31	0.02	0.78	0.66	0.13
666	Dir XX	5.18	1.72	0.11	0.52	1.96	0.07
	Dir YY	1.69	4.38	0.32	1.06	0.66	0.13
661	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
664	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
667	Dir XX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Dir YY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Conclusiónes del análisis sísmico: La máxima deflexión en el sentido longitudinal del puente (x) es 14.86 mm mientras que en el sentido transversal del puente (y) es 15.07mm y verticalmente (z) la máxima deflexión es 0.68 mm; no superando lo permitido por la norma y además la irregularidad de la estrucutra hizo que se generaran desplazamientos en las tres direcciones principales.

De los periodos de vibración obtenidos tenemos que el máximo es 0.36 segundos y el minimo es 0.10 segundos, colocándolas en un rango intermedio de periodos que no incurren en la fase de periodo de vibración del suelo (0.5 a 1 seg.) por lo tanto la vibración a producirse seria de forma mas lenta que la del suelo independizandola y por ser distinta y no ser menos de 0.1 seg (que signicaria una estructura muy rigida), tendríamos a una estructura FLEXIBLE que como caracterisitca tiene la posibilidad de absorver grandes cantidades de energía en el rango elastico y después de un sismo quedara intacta con deformaciones (desplazamientos) exsecivos, significando a su vez que se han amortiguado los efectos sísmicos.

La posible razón de la obtención de una estrucutra flexible se debe también al factor de reducción de respuesta estrucutral R la cual se ha incluido en el análisis y le da al puente la capacidad de deformarse mas alla de su rango elástico sin colapsar dándole asi ductilidad.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO V

Conformación de vías de acceso y pavimento

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5 CAPITULO V: CONFORMACION DE VIAS DE ACCESO Y PAVIMENTO

5.1 Vías de acceso al puente

El puente tendrá como destino la ciudad de Arequipa y el centro poblado de Yarabamba, se diseñaran vías de acceso a ambos costados del puente donde por criterio llamaremos via de acceso de entrada y de salida, cuando un vehículo viene de Arequipay sale de Yarabamba, respectivamente.

5.2 Diseño geométrico

Tabla V - 1 Via de acceso al puente (Entrada)

Vía de acceso (Entrada)	
Velocidad de diseño	80 km/hr
Longitud de la vía de acceso:	47.8 m
Pendiente	-5.0 %
Radio de curvatura del trazo de la vía:	0.00 m
Peralte:	Máximo 4%
Bombeo:	Normal de 2%
Longitud del tramo de transición	45.0 m
Rampa de peralte para sobreancho	Transición de 1%
Ancho de calzada	3.6 m
Ancho de bermas	0.5 m
Vía de acceso (Salida)	
Velocidad de diseño	80 km/hr
Longitud de la vía de acceso:	175.7 m
Pendiente	+7.5 %
Radio de curvatura del trazo de la vía:	242.07 m
Peralte:	Máximo 4%
Bombeo:	Normal de 2%
Longitud del tramo de transición	45.0 m
Rampa de peralte para sobreancho	Transición de 1%
Ancho de calzada	3.6 m
Ancho de bermas	0.5 m

Fuente: Elaboración Propia

5.3 Trazo y modificación de la ruta actual

Tabla V - 2 Trazo y modificación de la ruta actual

Especificación	Tramo anterior de carretera	Acceso vial al puente
Tipo de carretera	Segunda clase	Segunda clase
Tipo de orografía	Ondulado	Ondulado
Sobreanchos	No presenta	En tramo curvo si existe
Calzada	El ancho es adecuado	Se continua con el mismo ancho para continuidad
Bermas	Pequeña para su tipo	Adecuamos su dimensión para tener continuidad
Pendiente entrada	De -5% aceptable	De -2.5% adecuada a la existente para continuidad
Pendiente salida	De +9% no aceptable	De +7.06% adecuada para el desarrollo de tránsito.
Cunetas drenaje	Presenta al inicio	Presenta en ambos extremos

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

5.4 Movimiento de tierras para la conformación de la nueva vía

Al habilitar las nuevas vías en el puente se deberá realizar cortes en varias zonas debido a que la pendiente en la via a la salida del puente deberá de ser de +7.06 % por la gran diferencia de cotas entre el nivel de la losa del puente y el terreno natural que continua, teniendo así que en una longitud de 175.6 m cubrir dicha diferencia con una pendiente de 7.5% esto para dar confort al vehículo que se transporta por allí.

A. Cubicación de cortes y rellenos

Método Área Media: Para hallar el volumen de terrenos extendidos como el caso de tramos de carreteras, este método ofrece resultados muy aproximados a los reales, la fórmula de cálculo del método es:$V_c = \frac{A+A`}{2}.D$y $V_r = \frac{A+A`}{2}.D$

Una variación a la formula ocurre cuando se tiene un perfil transversal donde se aprecia la necesidad de hacer corte y relleno a la vez, $V_c = \frac{A}{2}d$y $V_r = \frac{A`}{2}d$.Al acumular la cantidad de volumen a cortar y rellenar a lo largo de todas las secciones se obtendrá el volumen total.

B. Volúmenes de corte y relleno a movilizar

Sera necesario movilizar la cantidad de 9561.56 m^3 de los cuales 1685.79 m3 serán de relleno ya sea propio o de préstamo, mientras que existirá 7875.77m3 de volumen de corte que será realizado mediante el trabajo de maquinarias pesadas o de trabajos de voladura. El movimiento de tierras se anexa en el presupuesto como parte de la tesis, pues ayudara a darnos un indicador económico claro.

Nota: Se anexan las secciones transversales y el cuadro de volúmenes en el plano PT-04.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla V - 3Volúmenes totales Corte y Relleno

TABLA VOLUMENES TOTALES						
PROGRESIVA	Area de Relleno	Area de Corte	Volumen de Relleno	Volumen de Corte	Acumulacion Volumen de Relleno	Acumulacion Volumen de Corte
0+020.00	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+040.00	2.49	0.42	51.60	4.19	51.60	4.19
0+047.80	62.31	140.40	589.39	1300.72	620.99	1304.91
0+060.00	0.00	12.55	0.00	129.70	620.99	1434.61
0+077.80	34.91	72.08	209.46	432.36	830.45	1866.97
0+080.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+137.80	34.10	37.80	204.60	226.80	1035.05	2093.77
0+140.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1035.05	2093.77
0+160.00	0.00	63.07	0.00	630.70	1035.05	2724.47
0+167.80	62.31	150.21	850.79	1300.00	1685.79	4024.47
0+180.00	0.00	34.81	0.00	348.10	1685.79	4372.57
0+200.00	0.00	30.17	0.00	628.27	1685.79	5000.84
0+220.00	0.00	29.85	0.00	596.62	1685.79	5597.46
0+240.00	0.00	33.26	0.00	631.13	1685.79	6228.59
0+260.00	0.00	29.37	0.00	626.26	1685.79	6854.85
0+280.00	0.00	18.19	0.00	475.62	1685.79	7330.47
0+300.00	0.00	10.82	0.00	290.10	1685.79	7620.57
0+320.00	0.00	6.10	0.00	169.20	1685.79	7789.77
0+340.00	0.00	2.05	0.00	86.00	1685.79	7875.77
0+343.61	0.00	0.00	0.00	0.00	1685.79	7875.77

5.5 Diseño de pavimento

5.5.1 Alcances

El pavimento se encontrara en los accesos a cada extremo del mismo. Este será repuesto ya que entre los primeros trabajos a realizar se ejecutara la demolición del pavimento existente para realizar los trabajos de excavaciones, es por eso que una vez finalizados los trabajos para la construcción del puente finalmente se realizara dicha reposicion. Por tal motivo se hace un recuento de los trabajos que deberán realizarse de ejecutarse dicho proyecto, teniendo en cuenta los parámetros permisibles que según la norma están establecidos, no se plantearan resultados, ya que no se cuenta con ensayos de laboratorio ni en situ, sin embargo se podrán plantear recomendaciones y posibles soluciones.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.5.2 Tipo de pavimento a utilizar

Para nuestro caso se usara un pavimeto flexible, de manera que sea continuo con el ya existente que viene a ser del mismo tipo, con carpeta asfáltica en frío debido a que no existe una planta de asfalto cercano a la zona a menos de 100 Km que pueda proveer el material.

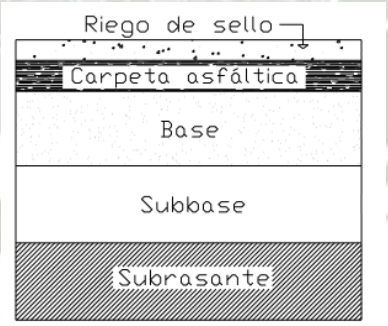
5.5.3 Pavimentos flexibles

5.5.3.1 Conceptos básicos de pavimentos flexibles

Este pavimento es una estructura formada por las capas que se muestran en la siguiente figura y tiene la finalidad de cumplir con los siguientes propósitos

- Soportar y transmitir las cargas que presentan con el paso de vehículos
- Ser lo suficientemente impermeable
- Soportar el desgaste producido por el transito y por el clima
- Mantener una superficie comoda y segura (antideslizante) para el rodamiento de los vehículos
- Mantener un grado de flexibilidad para cubrir los asentamientos que presente la capa inferior (base o subbase)

Figura V - 1 Esquema de pavimento flexible



Fuente: Elaboracion propia

5.5.3.2 Metodologia de diseño

La metodología optada, para el dimensionamiento de las secciones del pavimento, según El manual de carreteras está dado por los procedimientos más generalizados de uso actual en el país, los cuales son:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Método AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1993
- Análisis de la Performance o Comportamiento del Pavimento durante el periodo de diseño.

Asi mismo típicamente el diseño de los pavimentos es mayormente influenciado por dos parámetros básicos:

- Las cargas de tráfico vehicular impuestas al pavimento, (los cuales se podrán determinar ya que se cuenta con un estudio previo)
- Las características de la subrasante sobre la que se asienta el pavimento (dado que no se cuenta con estudios de laboratorio es incierto el tipo o calidad de suelo para la subrasante).

La forma como se consideran estos dos parámetros dependerá de la metodología que se emplee para el diseño.

1. Las cargas de tráfico vehicular impuestas al pavimento, están expresadas en ESALs, Equivalent Single Axle Loads 18-kip o 80-kN o 8.2 t, que según el Manual de carreteras del MTC se denominan Ejes Equivalentes (EE). La sumatorias de ESALs durante el periodo de diseño es referida como (W18) o ESALD, y se denominaran Número de Repeticiones de EE de 8.2 t.

   Para el caso del tráfico y del diseño de pavimentos flexibles, en este manual, se definen tres categorías:

a) Caminos de bajo volumen de tránsito, de 150,001 hasta 1’000,000 EE, en el carril y periodo de diseño.
b) Caminos que tienen un tránsito, de 1’000,001 EE hasta 30’000,000 EE, en el carril y periodo de diseño.
c) Caminos que tienen un tránsito mayor a 30’000,000 EE, en el carril y periodo de diseño.Esta categoría de caminos, no está incluida en el presente manual, el diseño de pavimentos será materia de Estudio Especial por el Ingeniero Proyectista, analizando diversas alternativas de pavimento equivalentes y justificando la solución adoptada.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Teniendo en cuenta los estudios de transito realizados definiremos que la categoría que gobierna el diseño es la primera (a). que vendría a ser un camino de bajo volumen de tránsito. Y se definirá el tipo de tráfico pesado expresado en EE según el siguiente cuadro.

Figura V - 2Número de Repeticiones Acumuladas de ejes equivalentes a 8.2t en el Carril de diseño

Número de Repeticiones Acumuladas
de Ejes Equivalentes de 8.2t, en el Carril de Diseño

TIPOS TRÁFICO PESADO EXPRESADO EN EE	RANGOS DE TRÁFICO PESADO EXPRESADO EN EE
T_{P1}	> 150,000 EE ≤ 300,000 EE
T_{P2}	> 300,000 EE ≤ 500,000 EE
T_{P3}	> 500,000 EE ≤ 750,000 EE
T_{P4}	> 750,000 EE ≤ 1'000,000 EE

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

Se infiere de cuadro anterior que el tipo de tráfico pesado expresado en EE será el de TP2 según los datos y resultados que se tiene de los estudios de tráfico realizados anteriormente.

2. Las características de la subrasante sobre la que se asienta el pavimento, están definidas en seis (06) categorías de subrasante, en base a su capacidad de soporte CBR

Figura V - 3 Categorias de subrasante

Categorías de Subrasante

CATEGORÍAS DE SUBRASANTE	CBR
S_0 : Subrasante Inadecuada	CBR < 3%
S_1 : Subrasante Pobre	De CBR ≥ 3% A CBR < 6%
S_2 : Subrasante Regular	De CBR ≥ 6% A CBR < 10%
S_3 : Subrasante Buena	De CBR ≥ 10% A CBR < 20%
S_4 : Subrasante Muy Buena	De CBR ≥ 20% A CBR < 30%
S_5 : Subrasante Extraordinaria	CBR ≥ 30%

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Sin embargo debido a que no se cuenta con los estudios de suelos realizados de esa zona no es posible saber la estratigrafía y tampoco se cuenta con estudios de CBR de la subrasante, por lo tanto no es posible definir que categoría de subrasante tenemos.Asi mismo según el manual de carreteras, se considerarán como materiales aptos para las capas de la subrasante suelos con CBR igual o mayor de 6%. En caso de ser menor (subrasante pobre o subrasante inadecuada), se procederá a la estabilización de los suelos, para lo cual se analizarán alternativas de solución, como la estabilización mecánica, el reemplazo del suelo de cimentación, estabilización química de suelos, estabilización con geosintéticos u otros productos aprobados por el MTC, elevación de la rasante, cambiar el trazo vial, eligiéndose la mas conveniente técnica y económica.

Con base en estos dos parámetros, tránsito expresado en ejes equivalentes (EE) y CBR de subrasante correlacionado con módulo resilente, se definirán las secciones de pavimento que se encuentran especificadas en los catálogos de estructuras de pavimento.La metodología empleada para definir las secciones del catálogo de los pavimentos ha consistido en aplicar el procedimiento de la Guía AASHTO 1993, y aplicar un análisis de comportamiento del pavimento que cubre el periodo de diseño de 20 años de la estructura del pavimento.A continuación se describen las características más importantes para la aplicación de los procedimientos de cálculo usados.

A. Método Guía AASHTO 93 de diseño.

Está basado en modelos que fueron desarrollados en función de la perfomance del pavimento, las cargas vehiculares y resistencia de la subrasantes para el cálculo de espesores.Se incluye la ecuación de cálculo en la versión de la Guía AASHTO–93. El propósito del modelo es el cálculo del Numero Estructural requerido (SNr), en base al cual se determinan un conjunto de espesores de cada capa de la estructura del pavimento, que deben ser construidas sobre la subrasante para soportar las cargas vehiculares con aceptable serviciabilidad durante el periodo de diseño establecido en el proyecto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

I. Periodo de Diseño

El Periodo de Diseño para pavimentos flexibles será hasta 10 años para caminos de bajo volumen de tránsito, periodo de diseños por dos etapas de 10 años y periodo de diseño en una etapa de 20 años.

II. Variables

a. W18, es Número Acumulado de Ejes Simples Equivalentes a 18000 lb (80 kN) para el periodo de diseño, corresponde al Número de Repeticiones de EE de 8.2t; el cual se establece con base en la información del estudio de tráfico.

b. Modulo de Resilencia (MR): Es una medida de la rigidez del suelo de subrasante, el cual para su cálculo se empleará la ecuación, que correlaciona con el CBR, recomendada por el MEPDG (Mechanistic Empirical Pavement Design Guide):

$$Mr\ (psi) = 2555 \times CBR^{0.64}$$

Figura V - 4 Modulo Resiliente

CBR% Subrasante	Módulo Resilente Subrasante (Mr) (psi)	Módulo Resilente Subrasante (Mr) (Mpa)	CBR% Subrasante	Módulo Resilente Subrasante (Mr) (psi)	Módulo Resilente Subrasante (Mr) (Mpa)
6	8,043.00	55.45	19	16,819.00	115.96
7	8,877.00	61.20	20	17,380.00	119.83
8	9,669.00	66.67	21	17,931.00	123.63
9	10,426.00	71.88	22	18,473.00	127.37
10	11,153.00	76.90	23	19,006.00	131.04
11	11,854.00	81.73	24	19,531.00	134.66
12	12,533.00	86.41	25	20,048.00	138.23
13	13,192.00	90.96	26	20,558.00	141.74
14	13,833.00	95.38	27	21,060.00	145.20
15	14,457.00	99.68	28	21,556.00	148.62
16	15,067.00	103.88	29	22,046.00	152.00
17	15,663.00	107.99	30	22,529.00	155.33
18	16,247.00	112.02			

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

c. Confiabilidad (%R): El método AASHTO incorpora el criterio de la confiabilidad (%R) que representa la probabilidad que una

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

determinada estructura se comporte, durante su periodo de diseño, de acuerdo con lo previsto. Esta probabilidad está en función de la variabilidad de los factores que influyen sobre la estructura del pavimento y su comportamiento; sin embargo, solicitaciones diferentes a las esperadas, como por ejemplo, calidad de la construcción, condiciones climáticas extraordinarias, crecimiento excepcional del tráfico pesado mayor a lo previsto y otros factores, pueden reducir la vida útil prevista del pavimento.

Figura V - 5 Valores recomendados de nivel de confiabilidad para caminos de bajo volumen de transito

Cuadro 12.6
Valores recomendados de Nivel de Confiabilidad Para una sola etapa de diseño (10 ó 20 años) según rango de Tráfico

Tipo de Caminos	Trafico	Ejes equivalentes acumulados		Nivel de Confiabilidad (R)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P0}	100,000	150,000	65%
	T_{P1}	150,001	300,000	70%
	T_{P2}	300,001	500,000	75%
	T_{P3}	500,001	750,000	80%
	T_{P4}	750 001	1,000,000	80%

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

Para un diseño por etapas, según AASHTO, se deben determinar lasconfiabilidades de cada etapa, teniendo en cuenta la confiabilidad totalcorrespondiente a todo el periodo de diseño, quecorresponde a los valores del Cuadro 12.6, elevada a la potenciainversa del número de etapas.

Figura V - 6 Valores recomendados para caminos de bajo volumen de transito

Cuadro 12.7
Valores recomendados de Nivel de Confiabilidad Para dos etapas de diseño de 10 años cada una según rango de Tráfico

Tipo de Caminos	Trafico	Ejes equivalentes acumulados		Nivel de Confiabilidad (R)		
				1era. Etapa (1)	2da. Etapa (2)	Total (1) x (2)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P0}	100,001	150,000	81%	81%	65%
	T_{P1}	150,001	300,000	84%	84%	70%
	T_{P2}	300,001	500,000	87%	87%	75%
	T_{P3}	500,001	750,000	89%	89%	80%
	T_{P4}	750 001	1,000,000	89%	89%	80%

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

d. Coeficiente Estadístico de Desviación Estándar Normal (Zr): El coeficiente estadístico de Desviación Estándar Normal (Zr) representa el valor de la Confiabilidad seleccionada, para un conjunto de datos en una distribución normal.

Figura V - 7 Coeficiente estadístico de la desviación estándar normal (Zr) para caminos de bajo volumen de transito

Cuadro 12.9
Coeficiente Estadístico de la Desviación Estándar Normal (Zr)
Para dos etapas de diseño de 10 años cada una
Según el Nivel de Confiabilidad seleccionado y el Rango de Tráfico

Tipo de Caminos	Trafico	Ejes equivalentes acumulados		Desviación Estándar Normal (Zr)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P0}	100,001	150,000	-0.878
	T_{P1}	150,001	300,000	-0.994
	T_{P2}	300,001	500,000	-1.126
	T_{P3}	500,001	750,000	-1.227
	T_{P4}	750 001	1,000,000	-1.227

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

e. Desviación Estándar Combinada (So): La Desviación Estándar Combinada (So), es un valor que toma en cuenta la variabilidad esperada de la predicción del tránsito y de los otros factores que afectan el comportamiento del pavimento; como por ejemplo, construcción, medio ambiente, incertidumbre del modelo. La Guía AASHTO recomienda adoptar para los pavimentos flexibles, valores de So comprendidos entre 0.40 y 0.50, por lo tanto adoptaremos para el diseño el valor de 0.45.

f. Índice de Serviciabilidad Presente (PSI): El Indice de Serviciabilidad Presente es la comodidad de circulación ofrecida al usuario. Su valor varía de 0 a 5. Un valor de 5 refleja la mejor comodidad teórica (difícil de alcanzar) y por el contrario un valor de 0 refleja el peor. Cuando lacondición de la vía decrece por deterioro, el PSI también decrece.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. ***Serviciabilidad Inicial (Pi):*** Es la condición de una vía recientemente construida. A continuación se indican los índices de servicio inicial para los diferentes tipos de tráfico:

Figura V - 8Indice de serviciabilidad inicial (Pi) para caminos de bajo volumen de transito

Índice de Serviciabilidad Inicial (Pi)
Según Rango de Tráfico

TIPO DE CAMINOS	TRAFICO	EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS		INDICE DE SERVICIABILIDAD INICIAL (PI)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P1}	150,001	300,000	3.80
	T_{P2}	300,001	500,000	3.80
	T_{P3}	500,001	750,000	3.80
	T_{P4}	750 001	1,000,000	3.80

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

b. ***Serviciabilidad Final o Terminal (PT):*** Es la condición de una vía que ha alcanzado la necesidad de algún tipo de rehabilitación o reconstrucción. A continuación se indican los índices de serviciabilidad final para los diferentes tipos de tráfico.

Figura V - 9 Indice de serviciabilidad final (Pt) para caminos de bajo volumen de transito

Indice de Serviciabilidad Final (Pt)
Según Rango de Tráfico

TIPO DE CAMINOS	TRAFICO	EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS		INDICE DE SERVICIABILIDAD FINAL (PT)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P1}	150,001	300,000	2.00
	T_{P2}	300,001	500,000	2.00
	T_{P3}	500,001	750,000	2.00
	T_{P4}	750 001	1,000,000	2.00

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

En nuestro caso si se trata de un via que será reconstruida porque se esta variando la geometría de la carretera inicial existente es por ello que para el TP2 adoptaremos un PI de 2.00 según nos muestra el cuadro.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. ***Variación de Serviciabilidad (ΔPSI):*** es la diferencia entre la Serviciabilidad Inicial y Terminal asumida para el proyecto en desarrollo. Y del cuadro siguiente se infiere un valor de 1.80.

Figura V - 10 Diferencial de Serviciabilidad para caminos de bajo volumen de transito

Diferencial de Serviciabilidad (Δ PSI)
Según Rango de Tráfico

TIPO DE CAMINOS	TRAFICO	EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS		DIFERENCIAL DE SERVICIABILIDAD (ΔPSI)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P1}	150,001	300,000	1.80
	T_{P2}	300,001	500,000	1.80
	T_{P3}	500,001	750,000	1.80
	T_{P4}	750 001	1,000,000	1.80

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

g. ***Numero Estructural Requerido (SNR):*** Los datos obtenidos y procesados se aplican a la ecuación de diseño AASHTO y se obtiene el Número Estructural, que representa el espesor total del pavimento a colocar y debe ser transformado al espesor efectivo de cada una de las capas que lo constituirán, o sea de la capa de rodadura, de base y de sub base, mediante el uso de los coeficientes estructurales,y se obtiene aplicando la siguiente ecuación:

$$SN = a_1 x d_1 + a_2 x d_2 x m_2 + a_3 x d_3 x m_3$$

Según AASHTO la ecuación SN no tiene una solución única, es decir haymuchas combinaciones de espesores de cada capa que dan una soluciónsatisfactoria, es por eso que se debera realizar un análisis decomportamiento de las alternativas de estructuras de pavimento seleccionadas, y permita decidir por la alternativa que presente los mejoresvalores de niveles de servicio, funcionales y estructurales, menores a losadmisibles, en relación al tránsito que debe soportar la calzada.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura V - 11Coeficientes estructurales de las capas de pavimento

Cuadro 12.13
Coeficientes Estructurales de las Capas del Pavimento a_i

Componente del Pavimento	Coeficiente	Valor Coeficiente Estructural ai (cm)	Observación
Capa Superficial			
Carpeta Asfáltica en Caliente, módulo 2,965 MPa (430,000 PSI) a 20 oC (68 oF)	a_1	0.170 / cm	Capa Superficial recomendada para todos los tipos de Tráfico
Carpeta Asfáltica en Frío, mezcla asfáltica con emulsión.	a_1	0.125 / cm	Capa Superficial recomendada para Tráfico ≤ 1'000,000 EE
Micropavimento 25mm	a_1	0.130 / cm	Capa Superficial recomendada para Tráfico ≤ 1'000,000 EE
Tratamiento Superficial Bicapa.	a_1	0.250 (*)	Capa Superficial recomendada para Tráfico ≤ 500,000 EE. No Aplica en tramos con pendiente mayora 8%; y, en vías con curvas pronunciadas, curvas de volteo, curvas y contracurvas, y en tramos que obliguen al frenado de vehículos
Lechada asfáltica (slurry seal) de 12mm.	a_1	0.150 (*)	Capa Superficial recomendada para Tráfico ≤ 500,000 EE No Aplica en tramos con pendiente mayora 8% y en tramos que obliguen al frenado de vehículos
(*) Valor Global (no se considera el espesor)			
Base			
Base Granular CBR 80%, compactada al 100% de la MDS	a_2	0.052 / cm	Capa de Base recomendada para Tráfico ≤ 5'000,000 EE
Base Granular CBR 100%, compactada al 100% de la MDS	a_2	0.054 / cm	Capa de Base recomendada para Tráfico > 5'000,000 EE
Base Granular Tratada con Asfalto (Estabilidad Marshall = 1500 lb)	a_{2a}	0.115 / cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
Base Granular Tratada con Cemento (resistencia a la compresión 7 días = 35 kg/cm²)	a_{2b}	0.070 cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
Base Granular Tratada con Cal (resistencia a la compresión 7 días = 12 kg/cm²)	a_{2c}	0.080 cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
SubBase			
Sub Base Granular CBR 40%, compactada al 100% de la MDS	a_3	0.047 / cm	Capa de Sub Base recomendada para Tráfico ≤ 15'000,000 EE
Sub Base Granular CBR 60%, compactada al 100% de la MDS	a_3	0.050 / cm	Capa de Sub Base recomendada para Tráfico > 15'000,000 EE

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

5.5.3.3 Secciones de Estructuras de pavimento flexible

Para determinar las secciones de estructuras de pavimento flexible, se consideraron lossiguientes espesores mínimos recomendados:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Cuadro 12.17
Valores recomendados de Espesores Mínimos de Capa Superficial y Base Granular

TIPO DE CAMINOS	TRAFICO	EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS		CAPA SUPERFICIAL	BASE GRANULAR
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P1}	150,001	300,000	TSB, ó Lechada Asfáltica (Slurry seal): 12mm, ó Micropavimento: 25mm Carpeta Asfáltica en Frio: 50mm Carpeta Asfáltica en Caliente: 50mm	150 mm
	T_{P2}	300,001	500,000	TSB, ó Lechada Asfáltica (Slurry seal): 12mm, ó Micropavimento: 25mm Carpeta Asfáltica en Frio: 60mm Carpeta Asfáltica en Caliente: 60mm	150 mm
	T_{P3}	500,001	750,000	Micropavimento: 25mm Carpeta Asfáltica en Frio: 60mm Carpeta Asfáltica en Caliente: 70mm	150 mm
	T_{P4}	750 001	1,000,000	Micropavimento: 25mm Carpeta Asfáltica en Frio: 70mm Carpeta Asfáltica en Caliente: 80mm	200 mm

Fuente: Manual de Carreteras "MTC"

De acuerdo al tipo de trafico que tenemos podemos predimensionar nuestro pavimento de manera experimental, refiriendo que el diseño es netamente teorico debido a que no se cuenta con datos para la determinacionn del tipo de subrasante que se tiene sin embargo, por proceso constructivo y criterio es posible tener un bosquejo que se asemeje a la realidad para el espesor de capas del pavimento que será como sigue.

Carpeta asfáltica en frio de 50 mm

Base granular de 15 cm

Subbase de 10 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO VI

Evaluación de Impacto Ambiental

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

6 CAPITULO VI: EVALUACION DE IMPACTO AMBIENTAL

6.1 Generalidades

Se debe realizar estudios de impacto ambiental para ser incorporado en la toma de decisiones a la hora de planificar la ejecución del puente, cabe mencionar que se deberá establecer un equilibrio entre el desarrollo de la actividad humana y el medio ambiente evitando así abusos directos e indirectos que acarrea las acciones del hombre sobre el medio ambiente. El objetivo es maximizar los efectos positivos y minimizar los impactos negativos evitando una perturbación a consecuencia de la construcción del puente.Para cumplir con el objetivo se hara uso de la llamada **Evaluación de Impacto Ambiental** (EIA).

6.1.1 Objetivos Específicos

- Identificar las acciones del Proyecto con potencial de generación de impactos ambientales y realizar el diagnóstico ambiental preoperacional del área de influencia del proyecto.
- Identificar, evaluar e interpretar los impactos ambientales potenciales, cuya ocurrencia tendría lugar durante las diferentes etapas del proyecto.
- Proponer medidas que permitan prevenir, mitigar o corregir los efectos adversos significativos de la obra proyectada, así como fortalecer los impactos positivos.

6.2 Metodología de la EIA

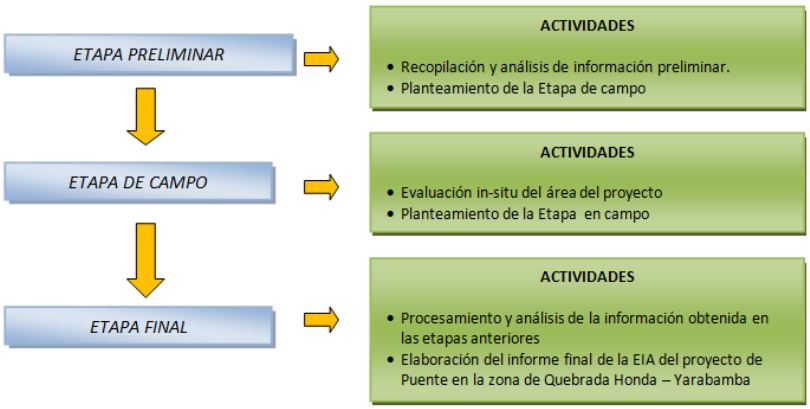
La metodología será realizada mediante el análisis matricial, en particular se ha empleado la matriz de Leopold, modificada según las características del proyecto, la secuencia metodológica fue estructurada en tres etapas a saber: Etapa Preliminar, Etapa de Campo y Etapa Final

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura VI - 1 Etapas del informe del EIA



a. Etapa Preliminar: Se recolecto información temática y cartografía, elaboración de fichas técnicas para recopilación de información en campo, se preparo el mapa base preliminar del área de Influencia del proyecto.

- **Ubicación:** Situado dentro del distrito de Mollebaya en el provincia de Arequipa adyacente a él están los límites de los distritos de Yarabamba y Quequeña como se indica en el "Mapa de ubicación del puente", este formara parte de la carretera Arequipa Chapi.
- **Área de influencia:** Considerando el grado de interrelación que tendrá nuestro puente con las distintas variables socioambientales, el área de influencia se ha subdividido en dos áreas: Directa e Indirecta.

  El **área de influencia directa**, corresponde a la aledaña al puente, donde los impactos generales en etapas de construcción, conservación y/o explotación son de mayor intensidad, asi como las áreas ocupadas para las actividades de obra (campamento, plantas chancadora, canteras, depósitos de materiales excedentes, almacenes, patios de máquinas, etc); teniéndose como mínimo una franja de 200 m a cada lado del puente y máximo 1000m que es lo que hemos considerado.

  El **área de influencia indirecta**, corresponde a las áreas potencialmente afectadas a mediano y largo plazo, que son la cuenca hidrográfica, áreas potencialmente productivas, límites de comunidades nativas y/o campesinas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Figura VI - 2 Mapa de ubicación del puente

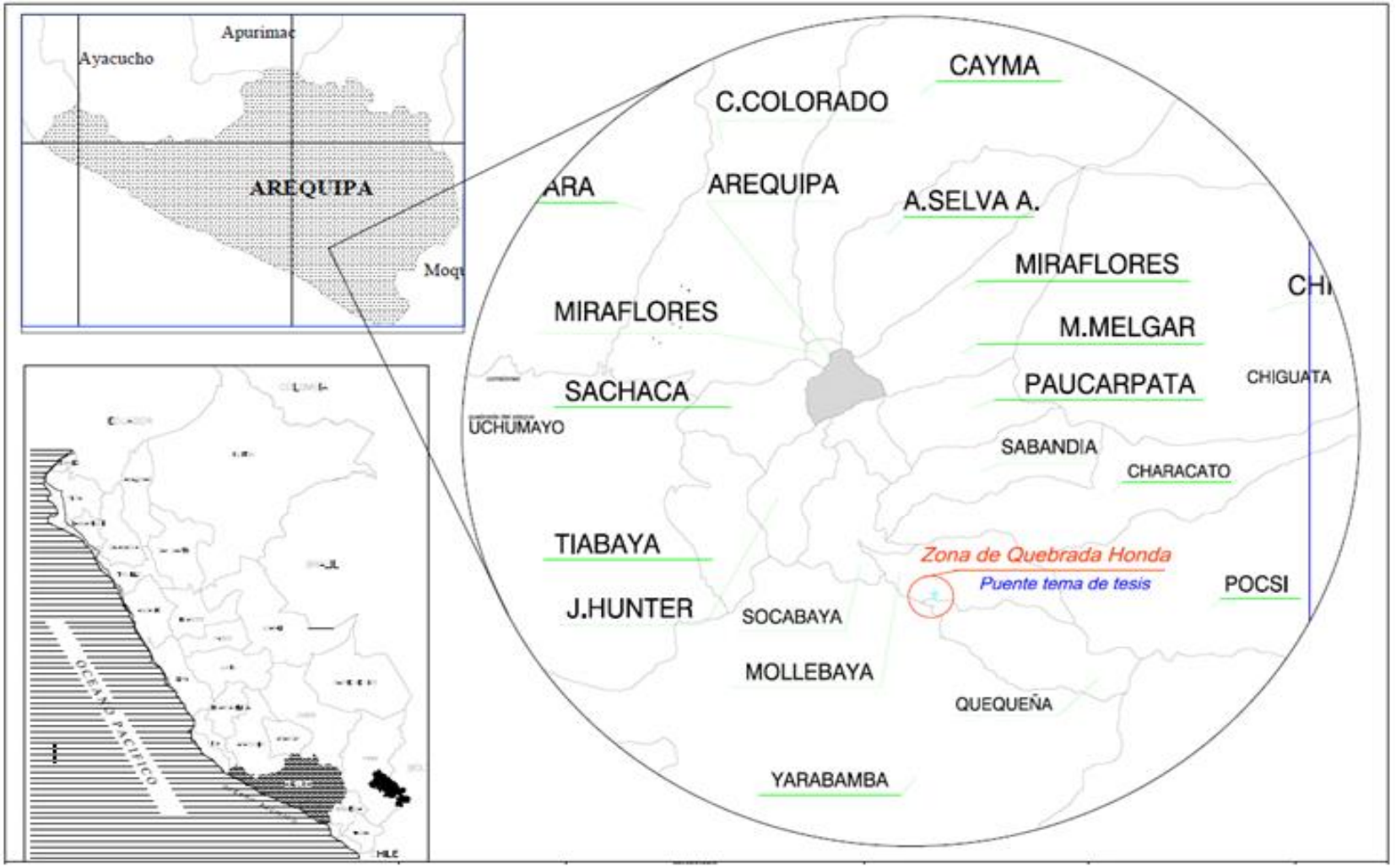
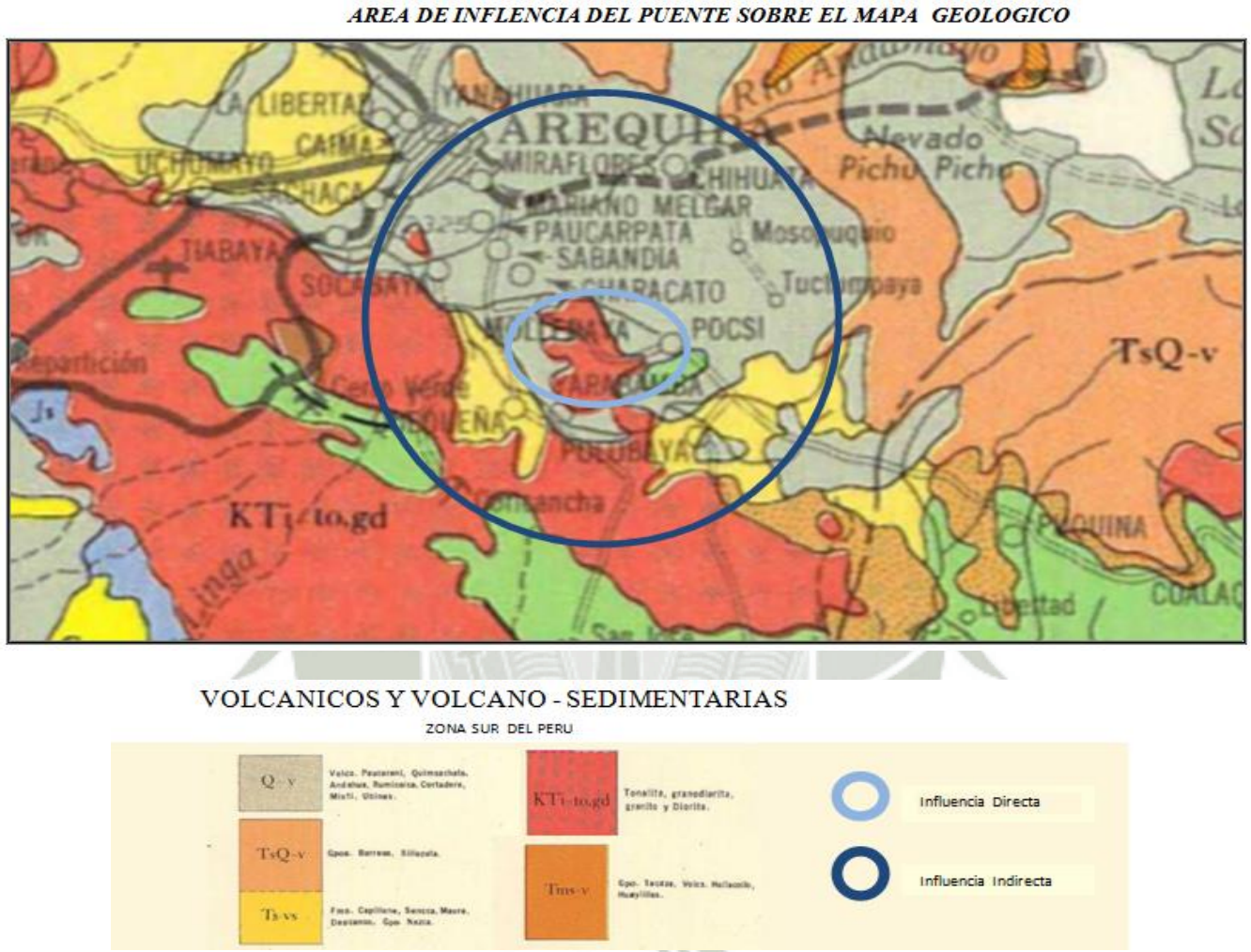


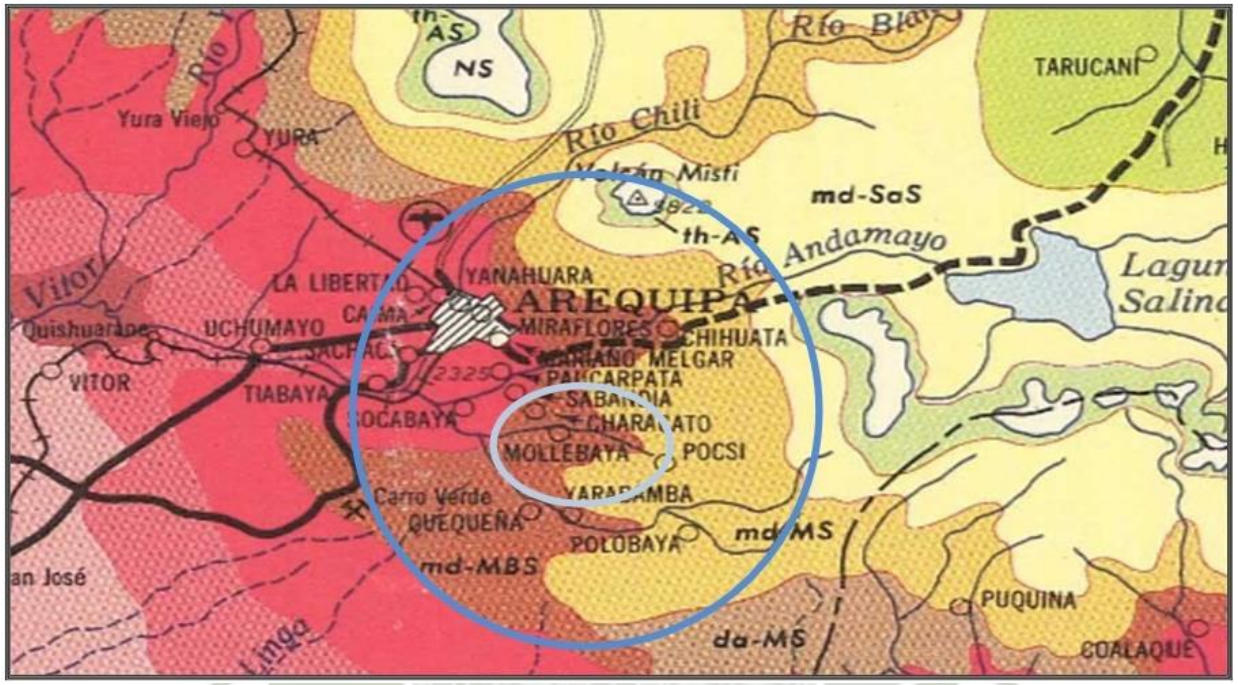
Figura VI - 3 Mapa geológico del Perú



Fuente: Informacion Geoespacial – Comision europea

Figura VI - 4Mapa ecológico del Perú

AREA DE INFLENCIA DEL PUENTE SOBRE EL MAPA ECOLOGICO



	dd - PT	desierto desecado Premontano Tropical
	dd - S	desierto desecado Subtropical
	dd - MBS	desierto desecado Montano Baja Subtropical
	dd - Tc	desierto desecado Templado cálido
	ds - T	desierto superárido Tropical
	ds - PT	desierto superárido Premontano Tropical
	ds - S	desierto superárido Subtropical
	ds - MBS	desierto superárido Montano Baja Subtropical
	ds - Tc	desierto superárido Templado cálido

	md - T	matorral desértico Tropical
	dp - PT	desierto perárido Premontano Tropical
	dp - S	desierto perárido Subtropical
	dp - MBT	desierto perárido Montano Baja Tropical
	dp - MBS	desierto perárido Montano Baja Subtropical
	dp - Tc	desierto perárido Templado cálido
	dp - MS	desierto perárido Montano Subtropical
	dp - MTc	desierto perárido Montano Templado cálido

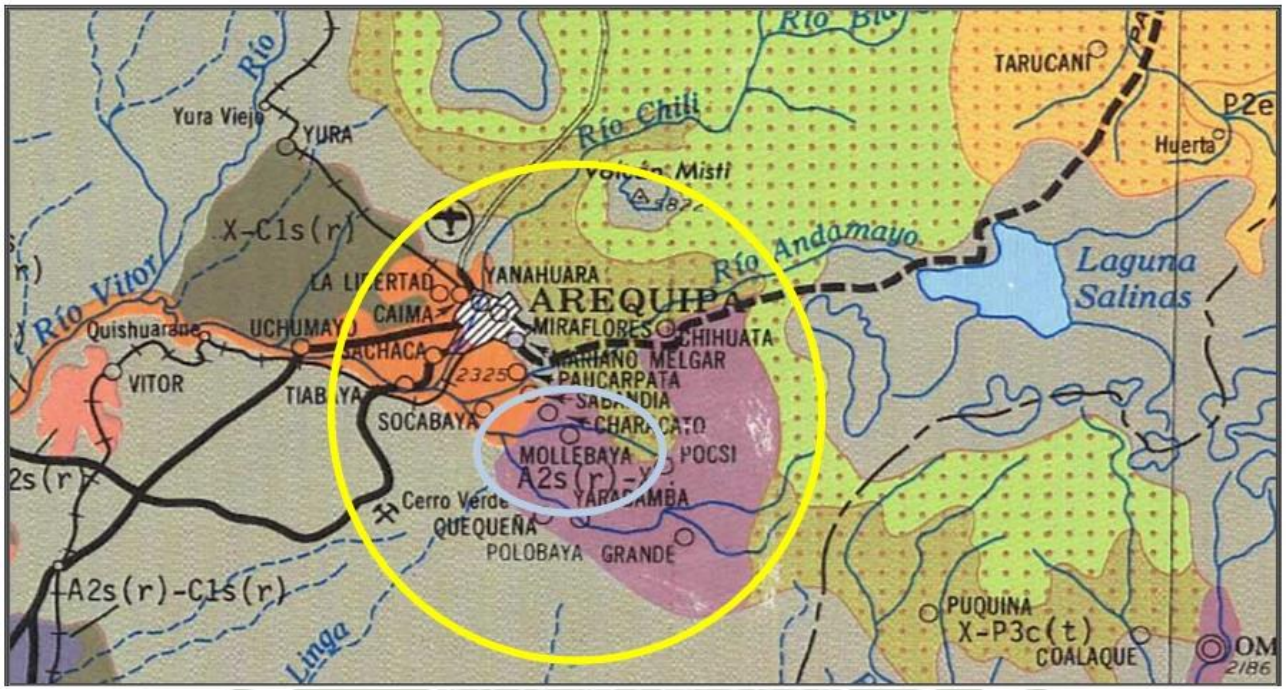
	md - MBS	matorral desértico Montano Bajo Subtropical
	md - Tc	matorral desértico Templado cálido
	da - MT	desierto árido Montano Tropical
	da - MS	desierto árido Montano Subtropical
	da - MTc	desierto árido Montano Templado cálido
	bms - T	bosque muy seco Tropical
	mte - PT	monte espinoso Premontano Tropical
	mte - S	monte espino Subtropical

	bh - MT	bosque húmedo Montano Tropical
	bh - MS	bosque húmedo Montano Subtropical
	ph - SaT	páramo húmedo Subalpino Tropical
	ph - SaS	páramo húmedo Subalpino Subtropical
	th - AS	tundra húmeda Alpino Subtropical
	th - ATc	tundra húmeda Alpino Templado cálido
	md - SaT	matorral desértico Subalpino Tropical
	md - SaS	matorral desértico Subalpino Subtropical
	md - SaTc	matorral desértico Subalpino Templado cálido

Fuente: ONERN

Figura VI - 5 Mapa según el uso de Tierras

AREA DE INFLENCIA DEL PUENTE SOBRE EL MAPA DE USO DE TIERRAS



A2sc - C2es
A2sc - P2e
A3c
A2s(r) - X
X
P2e - X
X - P3c(t)

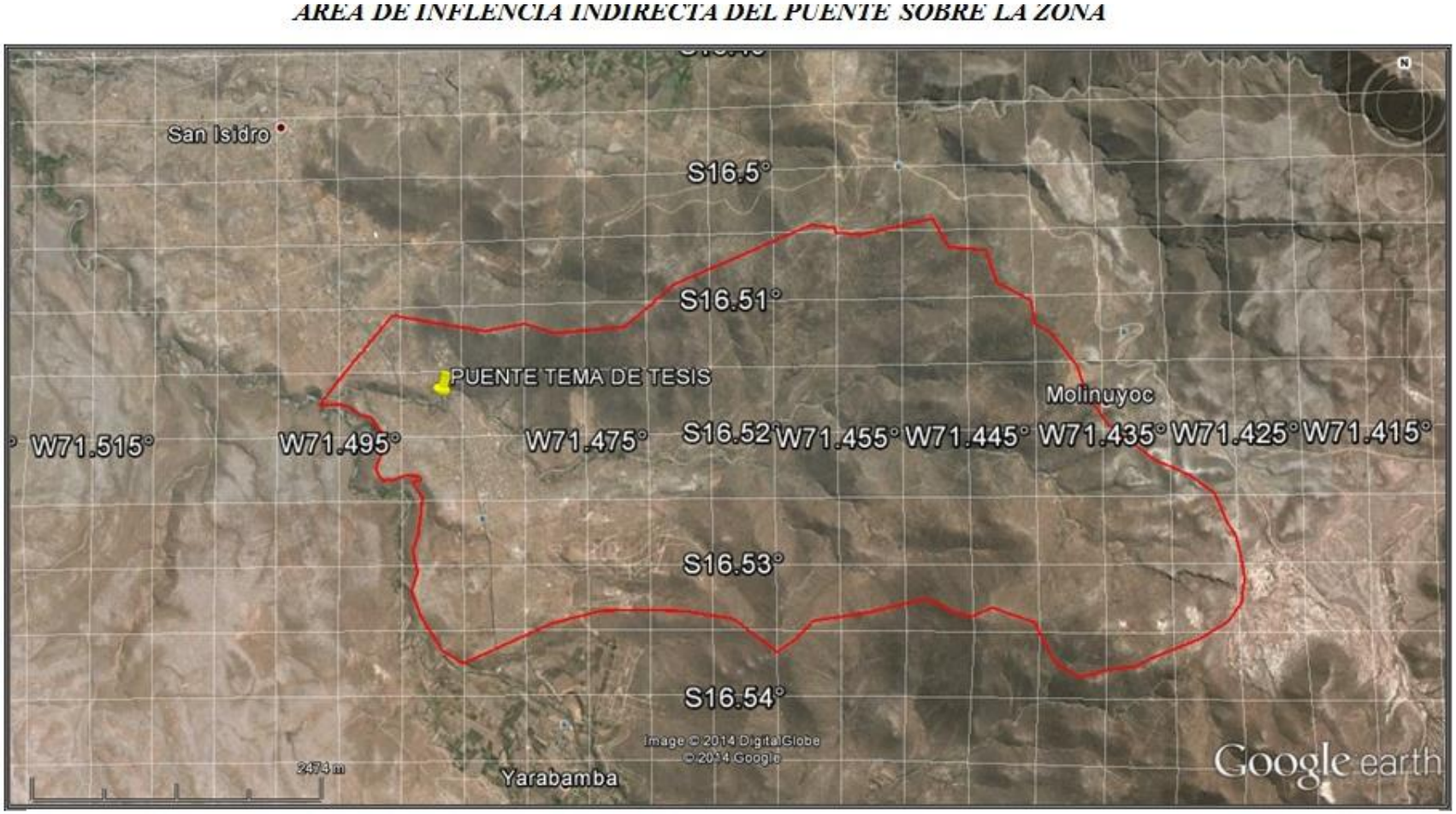
GRUPOS DE CAPACIDAD DE USO MAYOR DE LAS TIERRAS	
SIMBOLO	DESCRIPCION
A	Tierras aptas para cultivos en limpio (intensivos y arables)
C	Tierras aptas para cultivos permanentes
P	Tierras aptas para pastos
F	Tierras aptas para producción forestal
X	Tierras de protección

CLASES DE CALIDAD AGROLOGICA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
1	Calidad agrológica alta
2	Calidad agrológica media
3	Calidad agrológica baja

SUBCLASES O FACTORES LIMITANTES Y OTROS RASGOS	
SIMBOLO	DESCRIPCION
s	suelo
l	salinidad
e	erosión
w	drenaje
i	inundación
c	clima
(r)	necesidad de riego
(a)	antropogénico (andenerías)
(t)	pastos temporales

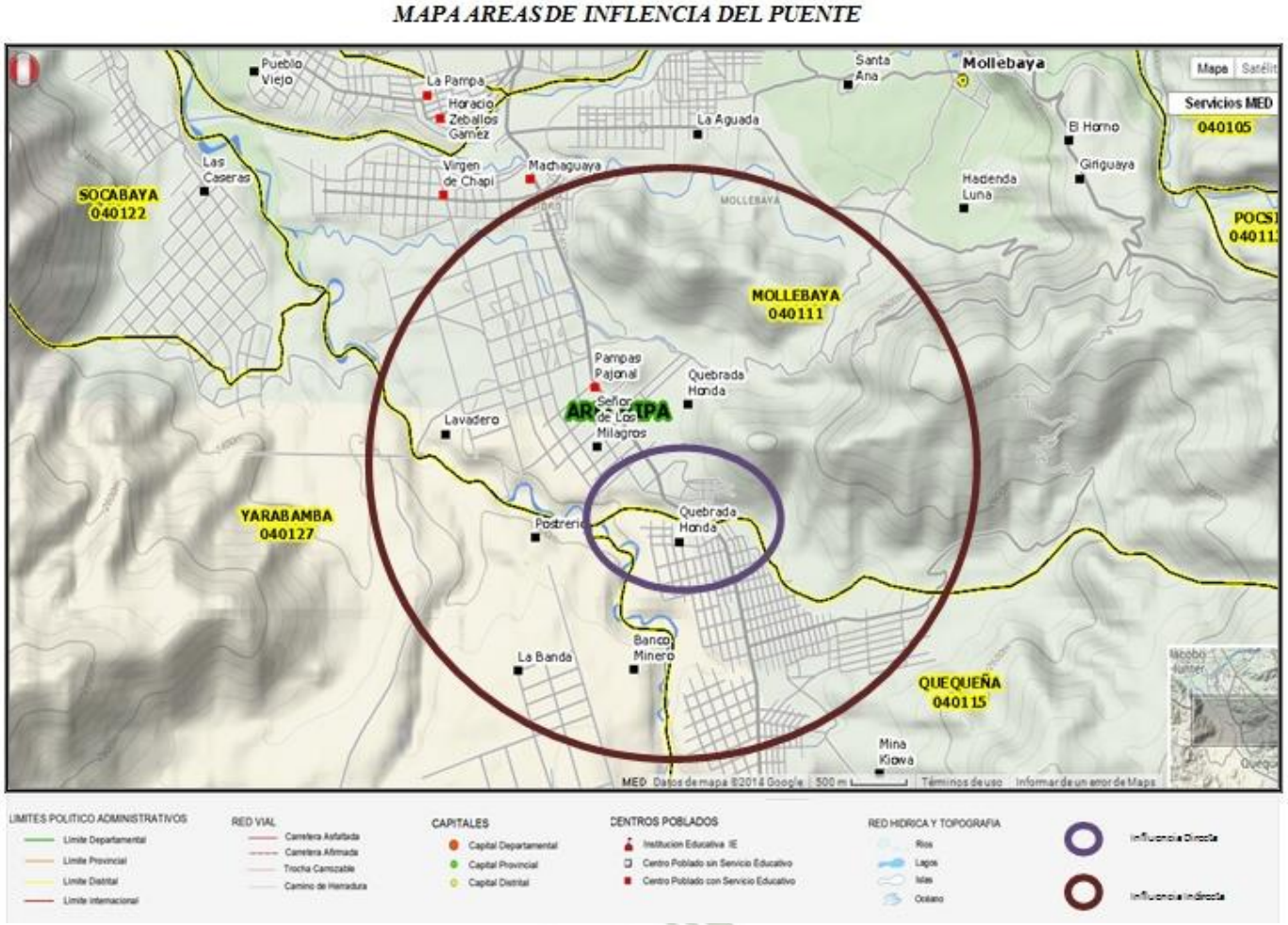
Fuente:ONERN

Figura VI - 6Área de influencia indirecta equivalente al área de la cuenca delimitada



Fuente: Google Earth

Figura VI - 7 Mapa áreas de influencia del puente



Fuente: Minedu

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a.1. Área de Influencia Directa

Se tomo énfasis en los cauces o cuerpos de agua aledaños, así como aquellas poblaciones o propiedades cercanas ubicadas antes o después del área de emplazamiento del puente en dirección de la carretera, o aguas arriba o abajo del mismo.

Áreas Hidráulicamente afectadas: Rio Yarabamba en 1000 m 500 aguas arriba, 500 aguas abajo

Áreas Viales afectadas: Carretera km 6+456 al km 6+234

Áreas Geológicamente afectadas

- Formaciones de Tonalita, Granodiorita, Granito y Diorita.
- Formaciones volcánicas Paucarani, Quimachata, Andahuarumi.
- Grupos Casma Quillmana, Formaciones Pananga Copa Sombrero, Inca Chulec, Pariatambo Pulkicana, Quilquinan, Cajamarca Cenlendin Chonta, Pariahuanca Jumasha, Moho.

Áreas Ecológicamente afectadas

- Matorrales, desérticos, montano bajo subtropical.
- Monte espina subtropical y desiertos perárido subtropical.

Áreas afectadas de acuerdo al uso de tierras empleados

- Tierras aptas para cultivos en limpio con calidad agrologica media.
- Tierras aptas para cultivos en limpio con calidad agrologica media protegidas y con necesidad de riego.
- Tierras de protección aptas para pastos con calidad agrologica baja erosivos en protección.

Poblaciones directamente afectadas por el puente

- Urbanización Quebrada Honday Señor de los Milagros
- Pueblo joven Postreiro
- Distrito de Mollebayay Quequeña

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- **Áreas de influencia directa porconstrucción de puente**

Se toma un radio de 1000 m alrededor del puente a construir generando así un área el cual será afectado directamente para realizar actividades como: Movimiento de tierras, Instalación de servicios, Instalación de campamento, Instalación de comedor, Retiro de escombros, Movilización de maquinaria, Movilización de personal.

De acuerdo a la figura VI-5, también se considera como áreas afectadas directamente a tierras aptas para cultivos en limpio con calidad agrologica media pues se modificara el lugar al momento del emplazamiento del puente. Y de acuerdo a la figura VI- 3 existe material volcánico, formaciones de granito y granodiorita lo cualservirá para crear agregado por lo que se armara una planta chancadora para que las maquinarias extraigan el material necesario evitando así costos en llevar agregados.

a.2. Área de Influencia Indirecta

Se toma a las poblaciones aledañas a la zona y a aquellas que serán beneficiadas de forma general con la construcción del puente, por ser una infraestructura que beneficiara a la unión y comunicación entre los lugares que se encuentran en uno y en el otro extremo del puente.

- **Poblaciones Indirectamente afectadas por el puente:** Distrito de Arequipa y Yarabamba. Urbanizaciónes Pampas Pajonal y de Lavadero
- **Cuenca hidrográfica afectada:** Se ha delimitado una cuenca específica la que colecta toda la lluvia que cae por toda la zona y se dirige hasta nuestro puente generando una avenida, esta área de 15.39 km^2que delimitamos como área de influencia indirecta.
- **Áreas de influencia indirecta por construcción del puente:** Dentro de los 15.39 km2 de área de influencia indirecta la cual se representa como un circulo en los gráficos mostrados equivale al mismo area de la cuenca con forma irregular, es que se encuentran también las canteras de las cuales extraeremos agregados.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

6.3 Identificación y Evaluación de impactos ambientales Potenciales

Se considerara el análisis de los componentes del ambiente y las acciones a realizarse para la ejecución del puente; en cuanto a los componentes serán susceptibles a ser afectados y las acciones a generar impactos, para identificarlos y proceder a su evaluación y descripción final correspondiente, con la finalidad de que se ejecute el puente en armonía con la conservación del medio ambiente.La metodología para la identificación y evaluación de los impactos ambientales conlleva a lo siguiente: *analizar e identificar los impactos ambientales potenciales para luego elaborar un plan de manejo ambiental.*

6.4 Análisis Matricial de Leopold

Se usara el método matricial (método bidimensional) que posibilita la integración entre los componentes ambientales y actividades que el puente conlleva al momento de su construcción, este método consiste en colocar en las filas el listado de los elementos componentes y atributos del ambiente que pueden ser afectados. Sepuede elaborar una o más matrices.

En este caso se utilizara solo dos matrices para facilitar la comprensión del análisis: una primera matriz denominada **Matriz de Identificación de Impactos Ambientales Potenciales**, que permite identificar los impactos ambientales potenciales mediante las interacciones entre las actividades para la ejecución del puente y los componentes del ambiente, y otra matriz denominada **Matriz de Evaluación de Impactos Ambientales Potenciales**, donde se evalúan los impactos identificados en la matriz anterior, se ha tenido la necesidad de aplicar un análisis multicriterio que permita que la valoración de los impactos sea lo menos subjetiva posible, lo que a su vez permitirá un mayor acercamiento a lo que realmente pueda suceder en la interacción del puente con el ambiente y viceversa; facilitando así la selección y dimensionamiento de las medidas ambientales que sea necesario aplicar para garantizar que dicha interacción sea lo más armónica posible.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

En una tercera Matriz, se presentara el resumen de la evaluación de los impactos ambientales potenciales, destacando su significancia ambiental.

En cuanto al criterio de evaluación se utilizarán calificaciones de acuerdo a: **su naturaleza positiva o negativa, de acuerdo a su significancia y de acuerdo a su mitigabilidad**; cabe mencionar que la significancia se representara mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{m + e + d + po}{4}$$

m= Magnitud
e= Extensión
d= Duración
Po= Probabilidad de ocurrencia

Cada uno de estas características al igual que el resultado de la significancia será clasificado en una escala de 1 al 3 en donde (1 al 1.5) será poco significativo, (1.75 al 2.5) moderadamente significativo y (2.75 al 3) altamente significativo

Las matrices de identificación y evaluación de los impactos significativos producidos por la ejecución de nuestro puente ya sea de concreto armado o potenzados se construyese se muestran a continuación

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tabla VI - 1 Matriz de identificación de Impactos Ambientales Potenciales

MATRIZ CAUSA - EFECTO		COMPONENTES AMBIENTALES										
		MEDIO FISICO					MEDIO BIOLOGICO		MEDIO SOCIOECONOMICO			
		AGUA	AIRE	SUELO	RELIEVE	PAISAJE	FLORA	FAUNA	TRANSITO VIAL	EMPLEO	SALUD Y SEGURIDAD	COMERCIO
ACTIVIDADES DEL PROYECTO	**ETAPA PRELIMINAR**											
	Construcción de campamento y patio de máquinas		Alteración de la calidad del aire por emisión de polvo	Riesgo de pérdida del suelo del área		Alteración de la calidad del paisaje local	Alteración de la cobertura vegetal			Generación de empleo	Riesgo de afecciones respiratorias en el personal de obra	Dinamización de la economía local
	Desbroce y limpieza de terreno		Alteración de la calidad del aire por emisión de polvo	Riesgo de afectación de la calidad del suelo		Alteración de la calidad del paisaje local	Alteración de la cobertura vegetal	Perturbación de la fauna local		Generación de empleo	Riesgo de afecciones respiratorias en el personal de obra	Dinamización de la economía local
	ETAPA DE CONSTRUCCIÓN											
	Puente – Excavación para cimentación de estribo y pilares	Riesgo de alteración de la calidad del agua del río Yarabamba								Generación de empleo	Riesgo de accidentes en el personal	Dinamización de la economía local
	Puente – Construcción de estructuras de concreto (estribo, pilares y loza)	Riesgo de alteración de la calidad del agua del río Yarabamba								Generación de empleo	Riesgo de accidentes en el personal	Dinamización de la economía local
	Accesos – Corte de material suelto	Riesgo de alteración de la calidad del agua del río Yarabamba	Alteración de la calidad del aire por emisión de polvo	Riesgo de afectación de la calidad del suelo	Alteración del relieve	Alteración de la calidad del paisaje local				Generación de empleo	Riesgo de afecciones respiratorias en el personal de obra	Dinamización de la economía local
	Accesos – Conformación de terraplén	Riesgo de alteración de la calidad del agua del río Yarabamba	Alteración de la calidad del aire por emisión de polvo	Riesgo de afectación de la calidad del suelo						Generación de empleo	Riesgo de afecciones respiratorias en el personal de obra	Dinamización de la economía local
	Accesos – Construcción de enrocado de protección	Riesgo de alteración de la calidad del agua del río Yarabamba		Riesgo de afectación de la calidad del suelo						Generación de empleo	Riesgo de afecciones respiratorias en el personal de obra	Dinamización de la economía local
	Otras Actividades – Circulación de maquinarias de construcción	Riesgo de alteración de la calidad del agua del río Yarabamba	Alteración de la calidad del aire por emisión de gases y ruido	Riesgo de afectación de la calidad del suelo						Generación de empleo	Riesgo de accidentes del personal de obra	Dinamización de la economía local
	Otras Actividades – Explotación de la cantera		Alteración de la calidad del aire por emisión de polvo y ruido	Riesgo de afectación de la calidad del suelo	Riesgo de alteración del relieve delárea	Riesgo de alteración del paisaje local				Generación de empleo	Riesgo de accidentes del personal de obra	Dinamización de la economía local
	Otras Actividades – Transporte de material		Alteración de la calidad del aire por emisión de polvo y ruido	Riesgo de afectación de la calidad del suelo						Generación de empleo	Riesgo de accidentes del personal de obra	Dinamización de la economía local
	Otras Actividades – Instalación y funcionamiento de planta chancadora	Riesgo de alteración de la calidad del agua del río Yarabamba	Alteración de la calidad del aire por emisión de polvo y ruido	Riesgo de afectación de la calidad del suelo		Riesgo de alteración del paisaje local	Afectación de la cobertura vegetal	Perturbación de la fauna local por polvo y ruido		Generación de empleo	Riesgo de accidentes del personal de obra	Dinamización de la economía local
	Otras Actividades – Uso de depósito de material excedente		Alteración de la calidad del aire por emisión de polvo y ruido	Riesgo de afectación de la calidad del suelo						Generación de empleo	Riesgo de accidentes del personal de obra	Dinamización de la economía local
	Otras Actividades – Funcionamiento de campamento y patio de máquinas	Riesgo de alteración de la calidad del agua del río Yarabamba		Riesgo de afectación de la calidad del suelo		Riesgo de alteración del paisaje local				Generación de empleo		Dinamización de la economía local
	ETAPA DE OPERACIÓN											
	Funcionamiento del puente								Recuperación de la transitabilidad vía local			Recuperación de las condiciones favorables para el comercio

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla VI - 2 Matriz de evaluación de Impactos ambientales Potenciales

IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES				CRITERIOS DE EVALUACION						
COMPONENTES DEL AMBIENTE	IMPACTOS AMBIENTALES	ACTIVIDADES CAUSANTES	LUGAR DE OCURRENCIA	TIPO DE IMPACTO	MAGNITUD	AREA DE INFLUENCIA	DURACION	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	SIGNIFICANCIA DEL IMPACTO	MITIGABILIDAD
ETAPA PRELIMINAR										
AIRE	Alteración de la calidad del aire por emisión de material particulado	Construcción de campamento y patio de máquinas	Área asignada para el campamento y patio de máquinas y su entorno próximo	Negativo	Baja	Puntual	Corta	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
		Desbroce y limpieza del terreno	Área de obras y su entorno próximo	Negativo	Baja	Puntual	Corta	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
SUELO	Riesgo de pérdida del suelo	Construcción de campamento y patio de máquinas	Área del campamento y patio de máquinas	Negativo	Baja	Puntual	Permanente	Alta	Moderada	Mitigable
	Riesgo de afectación de la calidad del suelo	Desbroce y limpieza del terreno	En todas las áreas de intervención donde se realice desbroce	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
PAISAJE	Alteración del paisaje local	Construcción de campamento y patio de máquinas	Área asignada para el campamento y patio de máquinas	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Moderada	Mitigable
		Desbroce y limpieza del terreno	Área de obras y su entorno próximo	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Moderada	Mitigable
FLORA	Alteración de la cobertura vegetal	Construcción de campamento y patio de máquinas	Área del campamento y patio de máquinas y su entorno próximo	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
		Desbroce y limpieza del terreno	Área de obras y su entorno próximo	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
FAUNA	Perturbación de la fauna local	Desbroce y limpieza del terreno	Área de obras y su entorno próximo	Negativo	Baja	Local	Corta	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
EMPLEO	Generación de empleo	Construcción de campamento y patio de máquinas	Área de influencia del puente	Positivo	Baja	Puntual	Corta	Indefectible ocurrencia	Baja	
		Desbroce y limpieza del terreno	Área de influencia del puente	Positivo	Baja	Puntual	Corta	Indefectible ocurrencia	Baja	
SALUD Y SEGURIDAD	Riesgo de afecciones respiratorias en el personal que trabajase	Construcción de campamento y patio de máquinas	Área de influencia del puente	Negativo	Baja	Puntual	Corta	Alta	Baja	Mitigable
		Desbroce y limpieza del terreno	En el área de construcción del campamento y patio de máquinas	Negativo	Baja	Puntual	Corta	Alta	Baja	Mitigable
COMERCIO	Organización del comercio local	Construcción de campamento y patio de máquinas y desbroce y limpieza del terreno	Area de influencia del puente	Positivo	Baja	Local	Corta	Indefectible ocurrencia	Baja	
ETAPA DE CONSTRUCCION										
Agua	Riesgo de afectación de la calidad del agua del río Yarabamba	Excavación para cimentación de estribo y pilares	Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Moderada	Local	Corta	Moderada	Moderada	Mitigable
		Construcción de estructuras de concreto	Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Baja	Local	Corta	Moderada	Baja	Mitigable
		Corte de material suelto	Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Baja	Local	Corta	Moderada	Baja	Mitigable
		Conformación de terraplén	Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Baja	Local	Corta	Moderada	Baja	Mitigable
		Construcción de enrocado de protección	Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Baja	Local	Corta	Moderada	Baja	Mitigable
		Circulación de maquinaria de construcción	Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Baja	Local	Corta	Moderada	Baja	Mitigable
		Funcionamiento de planta chancadora	Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Baja	Local	Corta	Moderada	Baja	Mitigable
			Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Baja	Local	Moderada	Moderada	Moderada	Mitigable
		Funcionamiento de campamento y patio de máquinas	Cauce del río de Yarabamba	Negativo	Baja	Local	Moderada	Baja	Baja	Mitigable
AIRE	Alteración e la calidad del aire por emisión de material particulado	Corte de material suelto	Entorno próximo al puente	Negativo	Baja	Puntual	Corta	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
		Conformación de terraplén	Entorno próximo al puente	Negativo	Baja	Puntual	Corta	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
	Alteración de la calidad del aire por emisión de gases y ruido	Circulación de la maquinaria de construcción	Entorno próximo al puente	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

		Explotación de la cantera	Entorno próximo a la carretera	Negativo	Moderada	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Moderada	Mitigable
AIRE	Alteración de la calidad del aire por emisión de material particulado y ruido	Transporte de material	Entorno próximo al puente	Negativo	Moderada	Puntual	Corta	Indefectible ocurrencia	Moderada	Mitigable
		Funcionamiento de planta chancadora	Área próxima al puente y su entorno próximo	Negativo	Moderada	Puntual	Corta	Indefectible ocurrencia	Moderada	Mitigable
		Uso de depósito de material excedente	Área de los depósitos y su entorno próximo	Negativo	Moderada	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Moderada	Mitigable
SUELO	Riesgo de afectación de la calidad del suelo	Corte de material suelto	Áreas de corte de material suelto	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Conformación de terraplén	Accesos	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Construcción de enrocado de protección	Áreas aledañas a la zona de enrocado	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Circulación de la maquinaria de construcción	Todos los frentes de trabajo	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Explotación de la cantera	Área de explotación de la cantera y áreas aledañas	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Transporte de material	Accesos	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Funcionamiento de planta chancadora	Aéreas aledañas a la planta chancadora	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Uso de depósito de material excedente	Depósito de material excedente	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Funcionamiento de campamento y patio de máquinas	Áreas aledañas al campamento y patio de máquinas	Negativo	Moderada	Puntual	Moderada	Alta	Moderada	Mitigable
RELIEVE	Alteración puntual del relieve del área	Corte de material suelto	Áreas de corte de material suelto	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
		Explotación de la cantera	Área de explotación dela cantera	Negativo	Baja	Puntual	Permanente	Indefectible ocurrencia	Moderada	Mitigable
PAISAJE	Riesgo de alteración del paisaje	Corte de material suelto	Áreas de corte de material suelto	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
		Explotación de la cantera	Entorno del área de explotación de la cantera	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Moderada	Baja	Mitigable
		Instalación y funcionamiento de la planta chancadora	Área de ubicación de la planta y su entorno próximo	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
		Funcionamiento de campamento y patio de máquinas	Área del campamento y su entorno próximo	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
FLORA	Afectación de la cobertura vegetal	Instalación de la planta chancadora	Área de emplazamiento de la planta chancadora	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
FAUNA	Perturbación de la fauna local	Instalación y funcionamiento de la planta chancadora	Área de emplazamiento de la planta chancadora	Negativo	Baja	Puntual	Moderada	Indefectible ocurrencia	Baja	Mitigable
EMPLEO	Generación de empleo	Todas las actividades en conjunto	Área de influencia del puente	Positivo	Moderada	Zonal	Moderada	Indefectible ocurrencia	Moderada	
SALUD Y SEGURIDAD	Riesgo de accidentes y afecciones respiratorias en el personal de trabajo	Todas las actividades en conjunto	Frentes de trabajo	Negativo	Moderada	Puntual	Moderada	Moderada	Moderada	Mitigable
COMERCIO	Dinamización de la economía local	Todas las actividades en conjunto	Área de influencia	Positivo	Moderada	Zonal	Moderada	Indefectible ocurrencia	Moderada	
ETAPA DE FUNCIONAMIENTO										
TRANSITO VIAL	Recuperación y mejora de la transitabilidad vial	Funcionamiento del puente y accesos	Área de influencia	Positivo	Alta	Zonal	Permanente	Indefectible ocurrencia	Alta	
COMERCIO	Recuperación y mejora de las condiciones favorables para el comercio intra y extra distrital	Funcionamiento del puente y accesos	Área de influencia	Positivo	Alta	Zonal	Permanente	Indefectible ocurrencia	Alta	

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tabla VI - 3 Resumen de la matriz de Evaluacion de Impactos Ambientales Potenciales

Matriz de Evaluación Causa - Efecto		COMPONENTES AMBIENTALES										
		MEDIO FISICO					MEDIO BIOLOGICO		MEDIO SOCIOECONOMICO			
		AGUA	AIRE	SUELO	RELIEVE	PAISAJE	FLORA	FAUNA	TRANSITO VIAL	EMPLEO	SALUD Y SEGURIDAD	COMERCIO
ACTIVIDADES CON POTENCIAL DE CAUSAR IMPACTOS AMBIENTALES	**ETAPA PRELIMINAR**											
	Construcción de campamento y patio de máquinas		- B	- M		- M	- B			+ B	- B	+ B
	Desbroce y limpieza de terreno		- B	- B		- M	- B	- B		+ B	- B	+ B
	ETAPA DE CONSTRUCCION											
	Puente Excavación para cimentación de estribo y pilares	- M								+ M	- B	+ M
	Puente Construcción de estructuras de concreto (estribo, pilares y loza)	- B								- M	- M	+ M
	Accesos Corte de material suelto	- B	- B	- B	- B	- B				- M	- M	+ M
	Accesos Conformación de terraplén	- B	- B	- B						- M	- B	+ M
	Accesos Construcción de enrocado de protección	- B		- B						- M	- M	+ M
	Otras Actividades Circulación de maquinarias de construcción	- B	- B	- B						- M	- M	+ M
	Otras Actividades Explotación de la cantera		- M	- B	- M	- B				- M	- M	+ M
	Otras Actividades Transporte de material		- M	- B						- M	- M	+ M
	Otras Actividades Instalación y funcionamiento de planta chancadora	- M	- M	- B		- B	- B	- B		- M	- M	+ M
	Otras Actividades Uso de depósito de material excedente		- M	- B						- M	- M	+ M
	Otras Actividades Funcionamiento de campamento y patio de máquinas	- B		- M		- B				- M		+ M
	ETAPA PRELIMINAR											
	Funcionamiento del puente								+ A			+ A

LEYENDA

Significancia Ambiental	Impactos	
	POSITIVOS	NEGATIVOS
Alta	+ A	- A
Moderada	+ M	- M
Baja	+ B	- B
No se produce impacto		

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

6.5 Descripción de los impactos ambientales Potenciales evaluados.

Se cumplio con las dos fases que componen a la metodología de la EIA, se describirala razon de la calificación que se dio al momento en la evaluación.

6.5.1 Etapa Preliminar

6.5.1.1 Impactos Positivos

A. **Generación de empleo:** Referido a generación de puestos de trabajo, desbroce y limpieza del terreno. Calificado de baja significación, por su corta duración y baja magnitud.

B. **Dinamización del comercio local:** El incremento en la demanda de bienes y servicios, ocasionará un aumento en la dinámica comercial local. Calificado poco significativo, debido a su baja magnitud y corta duración.

6.5.1.2 Impactos Negativos

A. **Alteración de la calidad del aire por emisión de material particulado:** El incremento de material particulado en el aire es un impacto potencial negativo durante la etapa preliminar, en los movimientos de tierras, construcción del campamento y patio de máquinas. Calificados de baja significancia, pues serán de baja magnitud y corta duración, además que presenta posibilidades de aplicación de medidas de mitigación que permitirán reducirlos sustancialmente.

B. **Riesgo de pérdida de suelos:** Se refiere a la posibilidad de pérdida de suelos durante la habilitación del campamento y patio de maquinas, si no se adoptan las medidas para evitar que ello ocurra.El impacto ha sido calificado de moderada significancia; siendo sin embargo mitigable.

C. **Riesgo de afectación de la calidad del suelo:** De potencial ocurrencia durante las acciones de desbroce y limpieza del terreno, referido a la posibilidad de derrame de residuos de lubricantes, aceite de la maquinaria utilizada. Sin embargo de influencia puntual, moderada probabilidad de ocurrencia y baja significancia ambiental, pudiendo ser controlados rapidamente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

D. **Alteración de la calidad del paisaje local:** La calidad del paisaje podría verse afectada por la construcción del campamento y patio de máquinas, y desbroce y limpieza del terreno, entonces será de baja magnitud, aunque su influencia local y moderada duración le confieren una moderada significación. Siendo mitigable.

E. **Alteración de la cobertura vegetal:** Se producirá por las actividades de desbroce y limpieza del terreno y construcción del campamento y patio de máquinas; considerando presencia de especies vegetales secundarias constituidas por malezas en su mayor parte, se estima que el impacto será de baja magnitud, lo que determina su baja significación ambiental.

F. **Perturbación de la fauna local:** Se califico de baja magnitud, de influencia local y corta duración, determina baja significación ambiental.

G. **Riesgo de afecciones respiratorias en el personal de obra:** Referido a posibilidad de afectación respiratoria por las emisiones de material particulado, que no implicarán volúmenes importantes de movimiento de tierras, se califica como de baja magnitud, de influencia puntual y corta duración; lo que determina también una baja significancia ambiental.

6.5.2 Etapa de Construcción

6.5.2.1 Impactos Positivos

A. **Generación de empleo:** Este impacto está referido a le generación directa de empleo, Debido a que el número de trabajadores requeridos en esta etapa es mayor que en la etapa preliminar, este impacto ha sido calificado como de moderada magnitud y duración, siendo además de influencia zonal, lo que determina su moderada significación ambiental.

B. **Dinamización de la economía local:** El incremento en la demanda de bienes y servicios, asociado a las necesidades de abastecimiento durante el proceso constructivo del puente, ocasionará un aumento en la dinámica comercial local; se puede señalar que, a diferencia de la etapa preliminar, este impacto será de moderada magnitud y duración, siendo además de influencia zonal, lo que determina su moderada significación ambiental.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

6.5.2.2 Impactos Negativos

A. Riesgo de afectación de la calidad del agua del Río Yarabamba: El posible derrame de combustible, grasa y aceite durante las diversas actividades podría ocasionar alteración de la calidad del agua del río Yarabamaba.La magnitud de este impacto es desde moderada a baja, de influencia local, duración variable entre moderada y corta y probabilidad de ocurrencia variable entre alta y baja, lo que determina una significación también variable entre moderada y baja. Sin embargo, este impacto presenta posibilidades de aplicación de medidas de mitigación.

B. Alteración de la calidad del aire por emisión de material particulado: La emisión de material particulado se producirá durante las actividades de corte de material suelto para construcción de accesos y conformación de terraplén. Calificado de magnitud variable entre moderada y baja según las características de las actividades descritas, de influencia puntual y corta duración, que determina una significación variable entre moderada y baja. Presentando posibilidades de aplicación de medidas de mitigación.

C. Alteración de la calidad del aire por emisión de gases y ruido: Durante las operaciones de construcción del puente se producirán emisiones de gases, como SO2, hidrocarburos, CO, CO2 y óxidos de nitrógeno, asociadas al funcionamiento de la maquinaria y vehículos diesel. Sin embargo, debido al pequeño número de maquinaria y vehículos que serán utilizados en la obra, este impacto ha sido calificado como de baja magnitud, de influencia puntual y de moderada duración, lo que determina su baja significación ambiental.

D. Alteración de la calidad del aire por emisión de material particulado y ruido: Referido a la emisión simultánea de material particulado y ruido, que será producido durante el transporte de material desde la cantera hacia la obra y de ésta hacia el depósito de material excedente, funcionamiento de la planta chancadora y uso del depósito de material excedente. la magnitud de este impacto ha sido calificada como moderada, de influencia puntual, duración variable entre moderada y corta, lo que le confiere una significación moderada.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

E. **Riesgo de afectación de la calidad del suelo:** La calidad de este componente ambiental podría verse afectada debido a posibles derrames de combustible, grasa y aceite que puedan ocurrir en las áreas donde opere la maquinaria, principalmente durante el corte de material suelto, conformación de terraplén, construcción de enrocado de protección, circulación de la maquinaria de construcción, explotación de la cantera, transporte de material y funcionamiento de la planta chancadora, este impacto ha sido calificado como de magnitud variable entre moderada y baja, de influencia puntual, moderada duración y probabilidad de ocurrencia variable entre moderada y alta, lo que le confiere una significación ambiental variable entre moderada y baja.

F. **Alteración puntual del relieve del área:** Referidoa las modificaciones que se producirán en el relieve del área del proyecto, para la construcción de nuestro puente es poca la cantidad de material de préstamo requerido, por lo que se estima también poco el movimiento de tierra necesario para su obtención, lo que implicaría ligeras modificaciones del relieve del área de las canteras. Calificado como de baja magnitud, de influencia puntual, aunque de duración permanente e indefectible ocurrencia, lo que determina su moderada significación ambiental.

G. **Alteración de la calidad del paisaje local:** Asociado a los cortes en material suelto, explotación de la cantera seleccionada, instalación y funcionamiento de la planta chancadora y funcionamiento del campamento y patio de máquinas; siendo de particular importancia los impactos en el paisaje que se generen durante la extracción de materiales de cantera.Considerando la pequeña dimensión proyectada, que no implica volúmenes considerables de material de cantera, se estima que la alteración del paisaje sólo será de baja magnitud, de influencia puntual y moderada duración, lo que le confiere una baja significación.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

H. **Afectación de la cobertura vegetal:** Referido a la afectación de la vegetación ribereña, en el área de emplazamiento de la planta chancadora. Considerando que las áreas de intervención para estos fines serán pequeñas, se estima que la afectación también sea pequeña.

I. **Perturbación de la fauna local:** La perturbación a la fauna, es posible se manifieste durante la instalación y funcionamiento de la planta chancadora; se estima que la perturbación no sea de mayor cuidado, pues la fauna está en cierto modo habituada a la presencia y desarrollo de las actividades humanas.

J. **Riesgo de accidentes y afecciones respiratorias en el personal de obra:** El riesgo de ocurrencia de este impacto sería ocasionado principalmente por la emisión de gases y material particulado proveniente de las excavaciones en el área de obras, circulación de la maquinaria de construcción, transporte de material, explotación de la cantera y funcionamiento de la planta chancadora.Calificado de magnitud moderada, influencia puntual, moderada duración y alta probabilidad de ocurrencia; lo cual es significación moderada. Posibilidad de usar medidas de mitigación.

6.5.3 Etapa de Operación

6.5.3.1 Impactos Positivos

A. **Mejoramiento de la transitabilidad vial:** El funcionamiento del Puente permitirá recuperar e incluso mejorar la transitabilidad e interrelación poblacional. Por ello, este impacto es el más importante y ha sido calificado como de alta magnitud, duración permanente e indefectible ocurrencia, lo que le confiere una alta significación ambiental.

B. **Mejoramiento de las condiciones para el comercio:** El funcionamiento del Puente permitirá mejorar las condiciones para la dinámica poblacional e intercambio comercial entre los habitantes de los poblados aledaños, por ello, este impacto ha sido calificado como de alta magnitud, duración permanente e indefectible ocurrencia, de una alta significación ambiental.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

6.5.3.2 Impactos Negativos

No se ha previsto la ocurrencia de impactos no prevista negativos durante el funcionamiento del puente, que requieran ser atendidos.

6.6 Plan de Manejo Ambiental (PMA).

Sobre la base de los resultados de la evaluación de impactos se ha elaborado el un Plan de Manejo Ambiental (PMA), que contiene un conjunto de medidas estructuradas en Programas, orientadas a prevenir, corregir o mitigar los impactos ambientales adversos que podrían ser ocasionados por la ejecución del puente en sus etapas Preliminar, Construcción y Operación. Se crean programas para cumplir los objetivos del PMA los cuales son:

a. **Programa de Educación Ambiental:** Tendrá como objetivo capacitar a trabajadores del proyecto y población local para lograr una relación armónica durante el tiempo que demande la construcción, para lograrlo se propone la impartición charlas, conferencias, manuales, afiches informativos, etc. El programa recomendamos sea durante todo el tiempo en que se construya el puente.

b. **Programa de Prevención y/o Mitigación:** Dirigido a la defensa y protección del entorno que sería afectado por la construcción del puente, definiendo las precauciones o medidas a tomar para evitar daños innecesarios que, por lo general, se producen por la falta de cuidado o de una planificación eficiente de las operaciones a realizar durante las etapas de ejecución del puente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla VI - 4 Medidas de prevención y/o Mitigacion de Impactos Ambientales Potenciales

IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES			MANEJO SOCIOAMBIENTAL	
Elementos del ambiente	Impactos Ambientales	Actividades Causantes	MEDIDA PROPUESTA	LUGAR DE APLICACIÓN
ETAPA PRELIMINAR				
AIRE	Alteración de la calidad del aire por emisión de material particulado	Construcción de campamento y patio de máquinas	Hasta donde sea posible, humedecer la superficie del suelo de estas áreas para disminuir la emisión de material particulado.	Área asignada para el campamento y patio de máquinas.
		Desbroce y limpieza del terreno	Evitar los movimientos excesivos de tierra	Área de obras y su entorno próximo.
SUELO	Riesgo de pérdida del suelo	Construcción del campamento y patio de máquinas	La capa superficial de suelo orgánico deberá ser retirada y separada en área aledaña para su posterior empleo enrestauración de área afectada.	Área del campamento y patio de máquinas.
	Riesgo de afectación de la calidad del suelo	Desbroce y limpieza del terreno	Control periódico de la maquinaria para evitar que se produzcan derrames de combustible y aceite durante los trabajos. De producirse, éstos deberán ser retirados en forma inmediata.	Área de obras y su entorno próximo.
RELIEVE	Alteración del relieve	Desbroce y limpieza del terreno	Evitar movimientos excesivos de tierra durante esta actividad.	Área de obras y su entorno próximo.
PAISAJE	Alteración del paisaje local	Construcción de campamento y patio de máquinas	Evitar movimientos excesivos de tierra y cortes de vegetación más allá del área indicada en el proyecto.	Área asignada para el campamento y patio de máquinas.
		Desbroce y limpieza del terreno	El desbroce y limpieza deberá ser realizada con el mayor criterio de conservación y no hacer daño a o existente.	Área de obras y su entorno próximo.
FLORA	Alteración de la cobertura vegetal	Construcción de campamento y patio de máquinas	Evitar movimientos excesivos de tierra y cortes de vegetación más allá del área indicada en el proyecto.	Área del campamento y patio de máquina
		Desbroce y limpieza delterreno	Evitar movimientos excesivos de tierra y cortes de vegetación más allá del área indicada en el proyecto.	Área de obras y su entorno próximo.
FAUNA	Perturbación de la fauna	Desbroce y limpieza delterreno	El desbroce y limpieza deberá ceñirse a lo indicado en los planosrespectivos.	Área de obras y su entorno próximo.
EMPLEO	Generación de empleo	Construcción de campamento y patio de máquinas	-	-
		Desbroce y limpieza del terreno	-	-
SALUD Y SEGURIDAD	Riesgo de afecciones respiratorias en personal de obra	Construcción de campamento y patio de máquinas	Colocar señalización adecuada en las áreas de trabajo y proporcionar el correspondiente equipo de protección (mascarillas, guantes y botas,principalmente) al personal asignado a estas labores	Área de construcción del campamento y patio demáquinas
		Desbroce y limpieza del terreno		Área de obras y su entorno próximo
IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES			MANEJO SOCIOAMBIENTAL	
Elementos del ambiente	Impactos Ambientales	Actividades Causantes	MEDIDA PROPUESTA	LUGAR DE APLICACIÓN
ECONOMÍA	Dinamización de laeconomía local	Construcción de campamento y patio de máquinas	-	-
		Desbroce y limpieza delterreno	-	-
AGUA	En el área de obras y su entorno próximo	Excavación para cimentación de estribos	Evitar movimientos de tierra excesivos en el cauce del río Yarabamba.Realizar un control periódico de la maquinaria para evitar que se produzcan derrames de combustible y aceite. De producirse, éstos deberán ser retirados en forma inmediata	En el cauce del río
		Construcción de estructuras de concreto	Evitar que los residuos producto de la construcción de las estructuras de concreto queden en el cauce del río o sean arrojados a éste. Todos los residuos deben ser retirados de los frentes de trabajo y dispuestos en el DME.	En el cauce del río Tumbes
		Corte de material suelto	Realizar un control periódico de la maquinaria para evitar que se produzcan derrames de combustible y aceite durante los trabajos. De producirse, éstos deberán ser retirados en forma	En el área de los accesos y su entorno próximo
		Conformación de		En el área de

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

		terraplén	inmediata	construcción del enrocado y su entornopróximo
		Construcción de enrocado de protección		
		Circulación de maquinaria de construcción	Controlar que la maquinaria y demás vehículos sólo circulen en los frentes de trabajo. Evitar desplazamientos excesivos de la maquinaria en el cauce de la quebrada.	
		Funcionamiento de la planta chancadora	Los residuos generados en estas instalaciones deberán ser adecuadamente recogidos y trasladados al microrrelleno sanitario o al depósito de materiales excedentes por tipo de residuo	En el cauce del río Tumbes
		Funcionamiento de campamento y patio demáquinas		
ETAPA DE CONSTRUCCION				
AIRE	Alteración de la calidad del aire por emisión de material particulado	Corte de material suelto	Evitar movimientos de tierra excesivos	Accesos y su entorno próximo
		Conformación de terraplén		
	Alteración de la calidad del aire poremisión de gases yruido	Circulación de la maquinaria de construcción	Utilizar maquinaria en buen estado que cuente con equipos para minimizar la emisión de gases contaminantes; los motores deberán contar con silenciadores.	Área de influencia del proyecto
	Alteración de la calidad del aire poremisión de materialparticulado y ruido	Explotación de cantera	Evitar movimientos de tierra excesivos durante estas operaciones.	Área de explotación y su entorno próximo
	Alteración de la calidad del aire poremisión de materialparticulado y ruido	Transporte de material		Entorno próximo al puente
		Funcionamiento de planta chancadora		Entorno próximo al puente
		Uso de depósito de material excedente		Entorno próximo al puente

IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES			MANEJO SOCIOAMBIENTAL	
Elementos del ambiente	Impactos ambientales	Actividades Causantes	MEDIDA PROPUESTA	LUGAR DE APLICACIÓN
SUELO	Riesgo de afectación de la calidad del suelo	Corte de material suelto	Control periódico de la maquinaria que opere en estas áreas para evitar que se produzcanderrames de combustible y aceite. De producirse deberán ser retirados en forma inmediata. Al término del proceso de reconstrucción delpuente, remover el suelo de las áreas donde éste haya sido compactado. Todos los residuos generados en estas instalaciones deberán ser adecuadamente almacenados temporalmente para su posteriortraslado al microrrelleno sanitario, según sea el caso, para su disposición final adecuada.	Áreas de corte de material suelto
		Conformación de terraplén		Área de los terraplenes y su entorno próximo
		Circulación de la maquinaria de construcción		Todas las áreas donde circule la maquinaria
		Explotación de cantera		Aéreas de explotación en la cantera
		Transporte de material		Rutas de transporte de material
		Uso de los depósitos de material excedente		Áreas aledañas al puente Depósito de material excedente y su entorno próximo
		Funcionamiento de planta chancadora	Evitar movimientos de tierras excesivos duranteel corte de material suelto	Áreas aledañas a la planta chancadora
		Funcionamiento de campamento y patio de máquinas		Áreas aledañas al campamento y patio de máquinas
RELIEVE	Alteración puntual del relieve del área	Corte de material suelto	Evitar movimientos de tierras excesivos durantela extracción de materiales de cantera.	Áreas de corte de material suelto
		Explotación de la cantera		Área de explotación de la cantera
PAISAJE	Riesgo de alteración	Corte de material suelto	Evitar movimientos de tierras excesivos durante	Área de construcción del acceso derecho

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	de la calidad del paisaje		el corte de material suelto	
		Explotación de la cantera	Evitar los movimientos de tierras excesivos durante la extracción de materiales.	Área de explotación de las canteras
		Instalación y funcionamiento de planta chancadora	Manejo adecuado de los residuos que se generen en la planta chancadora	Área de la planta chancadora y su entorno próximo
		Uso del depósito de material excedente	Conformar adecuadamente el material excedente (compactar y perfilar la superficie)	Depósito de material excedente
		Funcionamiento de campamento y patio de máquinas	Manejo adecuado de los residuos que se generen e el campamento. Estos deberán quedar en un microrrelleno sanitario.	Área del campamento y su entorno próximo
FLORA		Instalación de la planta chancadora	Este impacto será corregido al término del proceso constructivo del puente.	En el área asignada a la planta chancadora
FAUNA	Perturbación de lafauna local	Instalación y funcionamiento de la planta chancadora	Evitar la generación excesiva de polvo durante la operación de la planta chancadora; además, planta deberá contar con equipo silenciador.	En el área de la planta chancadora y su entorno próximo
EMPLEO	Generación de empleo	Todo en conjunto	-	-
SALUD Y SEGURIDAD	Riesgo de accidentes y afecciones respiratorias en el personal de obra	Todas las actividades en conjunto		En los frentes de trabajo del área de obras
COMERCIO	Dinamización de laeconomía	Todas las actividades en su conjunto	-	-
ETAPA DE FUNCIONAMIENTO				
TRÁNSITO VIAL	Recuperación y mejora de la transitabilidad	Funcionamiento del puente	-	-
COMERCIO	Recuperación y mejora de las condiciones para comercio intra y extra distrital	Funcionamiento del puente	-	-

Elaboracion propia

De acuerdo a la evaluación ambiental efectuada, se tiene que los elementos ambientales que estarían expuestos a mayor riesgo son el agua del río Yarabamba, el suelo, la flora y fauna y los terrenos de cultivo aledaños.La señalización consistirá en la colocación paneles informativos en los que se indique a la población y al personal de obra sobre la importancia de la conservación de los recursos naturales y serán colocadas en el área de obras en puntos estratégicos designados por la supervisión ambiental.

Las áreas donde será necesario colocar señalización ambiental será; en áreas aledañas al puente, áreas aledañas al campamento, en el depósito de material excedente, en las márgenes del río Yarabamba (fuente de agua). La forma que tomara la señalización en los lugares designados será la siguiente:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	Se ubicara en el puente
	Se ubicara en el campamento
	Se ubicara en los márgenes del rio Yarabamba.

Programa de Seguimiento y/o Vigilancia Ambiental

Para lograr la conservación y uso sostenible de los recursos naturales y el ambiente durante la construcción es que se necesita un adecuado seguimiento del plan descrito el cual se llevara a cabo durante todo el tiempo que dure la construcción del puente.que consiste en:

- ✓ Comprobar y verificar los impactos previstos.
- ✓ Conceder validez a los métodos de predicción aplicados.

Programa de Contingencias

Para establecer las acciones necesarias a fin de prevenir y controlar eventualidades naturales y accidentes laborales que pudieran ocurrir en el área de influencia del puente que con las medidas de mitigación no pueden ser controladas.A nuestro criterio el plan de contingencias contara de:

- ✓ Capacitación del personal para estar preparado ante cualquier eventualidad no prevista.
- ✓ Dos móviles de desplazamiento rápido de auxilio.
- ✓ Equipos de auxilios paramédicos.
- ✓ Equipos contra incendios, compuesto por extintores que serán llevados por las móviles.

Programa de Abandono

Debe de llevarse a cabo luego de finalizadas la construcción del puente y consistirá en:

- ✓ Retirar el campamento construido y las instalaciones auxiliares además de limpiar todo el lugar utilizado.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- ✓ Deberá de ser limpiado; todos los suelos contaminados por aceite, petróleo y grasas deben ser removidos hasta una profundidad de 10 cm.
- ✓ En cuanto al Depósito de Material Excedente, al culminar todos los trabajos se procederá a restaurar el área alterada, perfilando la superficie con una pendiente suave, de modo que permita darle un acabado final acorde con la morfología del entorno circundante.

6.7 Conclusiones

- Los impactos ambientales potenciales de mayor significancia son los positivos y se producirían principalmente en la etapa de operación del puente.
- El medio socio-económico será el más beneficiado, a través de sus componentes tránsito vial y comercio, pues, el puente generará mejores condiciones de transitabilidad intra y extra distritales.
- Los impactos potenciales negativos se presentan en todas las etapas del proceso de construcción;y que serían ocasionados por las operaciones de desbroce y limpieza del terreno, excavación, circulación de la maquinaria de construcción, explotación de cantera, depósitos de material excedente y funcionamiento del campamento y patio de maquinarias.
- La construcción del Puente resulta ser ambientalmente viable, siempre que se cumplan con las medidas de mitigación para los impactos identificados y que además se lleve un adecuado lo que llevaría a tener un buen plan de manejo ambiental que es lo que buscamos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO VII

Costos y Cronograma de ejecución de obra

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7 CAPITULO VII: COSTOS – PROGRAMACION DE OBRA

7.1 Insumos costos y partidas de ambas propuestas

7.1.1 Generalidades

Se toma en cuenta el diseño final de ambos puentes y que en adelante llamaremos “ambas propuestas” (puente simplemente reforzado y puente pre-esforzado Postensado), plasmado en planos, lo cual se toma como primer criterio técnico para la elaboracion del presupuesto final es decir el costo de obra de ambos casos y de esta manera obtener una comparación técnica y económica. Dicho presupuesto esta en función de los costos de mano de obra, fletes, alquiler de equipo y maquinaria pesada, adquisición de materiales, asi como de metrados, y análisis de costos unitarios.

7.1.2 Insumos

7.1.2.1 Mano de obra

A. Jornal

El Jornal incluye los montos otorgados por el Acta Final de la Negociación Civil 2014-2015 suscrita entre la Cámara Peruana de la Construcción y la Federación de Trabajadores en Construcción civil del Perú. Los cuales fueron tomados en cuenta para la determinación del monto de costo de mano de obra, de ambas propuestas.

Categoría	Jornal2013-2014	Aumento	Nuevo Jornal2014-2015
Operario	S/. 52.10	S/. 3.50	S/. 55.60
Oficial	S/. 44.10	S/. 2.40	S/. 46.50
Peón	S/. 39.40	S/. 2.10	S/. 41.50

Fuente: Acta Final de Construcción civil

7.1.2.2 Alquiler de maquinaria y equipos

Para ambas propuestas, se han utilizado tarifas vigentes con precios actualizados de alquileres de maquinaria nacional e importada respectivamente, ofertados por el mercado.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

7.1.2.2.1 Equipos especiales para postensado

El equipo empleado en el proceso de tensado de concreto es variado y complejo y básicamente tiene la función de anclar los cables de tensado al elemento y aplicar fuerzas de tensión periódicamente.

- **Bomba hidráulica:** Éstas pueden proporcionar una presión máxima de aceite de 700 Kg/cm2. Con manómetros para controlar las fuerzas de tensado y clavado. Los manómetros deben ser regulados utilizando manómetros patrón certificados oficialmente. Las válvulas de regulación internas permiten limitar las presiones máximas en las cámaras de tensado, retorno del pistón principal y clavado. La bomba incluye mangueras hidráulicas de conexión, que garantizan resistir fuertes presiones.
- **Gato de tensado:** En su equipamiento incluye el marco de apoyo y la placa de clavado, que sirven para su posicionamiento. Su funcionamiento es automático, posee dos dispositivos hidráulicos internos independientes entre sí: el dispositivo de tensado y el dispositivo de clavado de cuñas. El dispositivo de tensado admite presiones interiores de hasta 700 bares. Además, contiene un mecanismo de sujeción de los cordones llamado arrastre. El dispositivo de clavado permite el empuje de la placa de clavado contra las cuñas de anclaje. Cada modelo de gato puede adaptarse a varios tipos de anclaje cambiando su arrastre, placa de clavado y marco de apoyo.
- **Inyectadora:** Tiene la función de mezclar e inyectar mortero en una misma pieza general, con dispositivo y mandos fácilmente maniobrables en tablero o a distancia. Consta de dos tanques independientes, uno para batir la mezcla y otro para la inyección. En el interior de ambos tanques hay palas que mezclan el mortero y lo mantiene en movimiento durante la inyección
- **Anclajes:** Son dispositivos capaces de retener efectivamente los cables transmitiendo su carga a la estructura. Existe anclajes activos y anclajes pasivos; los anclajes activos permiten la introducción de una fuerza de tensado en el tendón mediante gatos hidráulicos; y los anclaje pasivos son los que bloquean automáticamente los cordones al ser introducidos dentro de la placa de anclaje.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

7.1.2.3 Materiales

Los costos de materiales utilizados en ambas propuestas están referidos a fecha actual y corresponden a insumos puestos en obra.

7.1.2.4 Transporte y Flete

Para la ejecución de ambas propuestas sera necesario el transporte de los materiales, para los presupuestos se han calculado el costo del traslado del mismo y el equipo, y deberán ser llevados al lugar donde se ejecutara el puente (almacen de obra). Los fletes se han calculado y actualizado a la fecha.

7.1.3 Costos

7.1.3.1 Costos directos

Se tomo en cuenta el procedimiento de construcción requerido para cada propuesta, procurándose obtener el análisis de cada partida de manera razonable y con un criterio profesional. Fueron incluidas todas las consideraciones como mano de obra, materiales, equipo y herramientas.

7.1.3.2 Costos indirectos o gastos generales

Sonlos relacionados a la ejecución de laobra, no intervienen directamente en el proceso constructivo pero sirven decomplemento para el logro de la meta y pueden ser ejecutadosen el lugar de la obra o desde otras instalaciones ajenas a ella. Son los correspondientes a movilidad, campamento, oficinas técnicas y administrativas, sueldos de dirección técnica y administrativa, etc, conforman un porcentaje respecto a la facturación anual prevista.

7.1.3.3 Costo total

Nos da como consecuencia de la suma de los Costos directos, costos indirectos y el impuesto general a las ventas (IGV-18%), de ambas propuestas. En tal sentido se obtuvo los siguientes resultados:

7.1.3.3.1 Costo total puente simplemente reforzado

Concluye un monto de obra que asciende a la suma de S/. 3 830038.70 (tres millones ochocientostreinta mil treintiocho y 70/100 nuevos soles) con precios referidos y actualizados a la fecha actual.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

7.1.3.3.2 Costo total puente Pre-esforzado - Postensado

Concluye un monto de obra que asciende a la suma de S/. 3 308414.06 (tres millones trescientos ocho mil cuatrocientos catorce06/100 nuevos soles) con precios referidos y actualizados a la fecha actual.

7.1.4 Partidas

7.1.4.1 Trabajos preliminares

Describe partidas que se necesitan para poder empezar con trabajos correctivos del puente propiamente dicho, teniéndo en cuenta la mano de obra material y equipo para la ejecución de cada partida que este incluida en los trabajos preliminares.Se considera el mismo metrado en ambas propuestas.

7.1.4.2 Obras provisionales

Describe específicamente la desiganacion de un área o zona para el posicionamiento ocolocación de las casetas de guardianía almacen y oficina de staf de profesionales y técnicos encargados de la obra. En estos trabajos se considera el mismo metrado en ambas propuestas.

7.1.4.3 Movimientos de tierras

Partida de excavaciones, dicho material excavado se empleara para relleno compactado de excavaciones; a la vez que se empleara material de préstamo para la mejora del terreno. Asi mismo para ambas propuestas debido a la similitud de las cimentaciones de estribos y pilares se considera el mismo metrado para ambas propuestas.

7.1.4.4 Estribos y pilares

Se considera los encofrados normales y caravistas de acuerdo a la situación en la que serán usados asi como sus respectivos costos teniendo en cuenta los niveles y dimensiones que estarán indicados en los planos de ambos proyectos.Asi mismo se considero concreto f’c=100 Kg/cm2 para solados en ambos casos y propuestas y tambien del concreto utilizado para la cimentaciones, pantalla, parapeto de estribo, columnas de pilares, vigas diafragma y cabezales; en ambas propuestas será de f’c=280 Kg/cm2 según lo requerido, dicho costo se refleja en los costos unitarios mostrándose como

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

costo de concreto premezclado incluido la bomba y puesto en obra y con un adecuado Slump, asi mismo se ha considerado el cemento Portland tipo I.El costo unitario del acero de refuerzo (acero de construcción corrugado Grado 60), fy = 4200 kg/cm2, incluye la provision, transporte, corte doblado (habilitación) y colocación en su ubicacion final de acuerdo a los planos, dicha especificación se da para estribos y pilares de ambas propuestas.

7.1.4.5 Vigas de concreto armado

Análisis de las partidas de encofrado y desencofrado caravista, concreto f'c=280 Kg/cm2, acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2, donde los costos unitarios se elaboran teniendo en cuenta la mano de obra, materiales y equipos que sean necesarios para la ejecución de cada una de las partidas mencionadas. Sin embargo todo lo mencionado es lo convenido para trabajos normales de concreto armado por lo tanto será considerado tal como se describió solo para una de las propuestas (puente simplemente reforzado).

7.1.4.6 Vigas de concreto presforzado

Análisis de partidas de encofrado y desencofrado caravista, concreto f'c=350 Kg/cm2, acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2. Asi mismo se incluye el acero de preesfuerzo que encierra la provision del acero de preesfuerzo, los anclajes, ductos, y los equipos que sean necesarios para la ejecución de la partida, siendo de mucha importancia mano de obra especializada para dichos trabajos. Cabe mencionar que se describen estos trabajos refieriendose solamente a una de las propuestas que viene a ser el del puente Presforzado – Postensado.

7.1.4.7 Acero para Postensado

Se presentan en: alambrones de sección circular, torones y varillas de acero aleado. Los alambrones se entrelazan en grupos de hasta casi cincuenta alambrones individuales para producir los tendones del postensado con la resistencia requerida. Los torones se fabrican utilizando seis alambrones enrollados alrededor de un séptimo cuyo diámetro el ligeramente mayor. El acero aleado está disponible en forma de varillas lisas circulares.Para el caso de nuestro puente de concreto Pre-esforzado Postensado utilizaremos torones, los cuales serán de grado 270, 1725 MPA Ø=15.24 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

7.1.4.8 Losas de concreto

Corresponde al análisis de las partidas tales como encofrado y desencofrado caravista, concreto f'c=280 Kg/cm2 para losas del puente simplemente reforzado y concreto f'c=350 Kg/cm2 para losas del puente presforzado postensado, acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2, donde los costos unitarios se elaboran teniendo en cuenta la mano de obra, materiales y equipos que sean necesarios para la correcta ejecución de cada una de las partidas mencionadas, para ambas alternativas.

7.1.4.9 Veredas y barreras de concreto

Corresponde al análisis de las partidas tales como encofrado y desencofrado, concreto f'c=175 Kg/cm2 para veredas y f'c=210 Kg/cm2 para barreras de concreto del tipo new jersey, acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2, donde los costos unitarios se elaboran teniendo en cuenta la mano de obra, materiales y equipos que sean necesarios para la correcta ejecución de cada una de las partidas mencionadas, para veredas y barreras de oncreto de ambas alternativas.

7.1.4.10 Otros

Este ítem comprende el análisis de otras partidas tales como: Pavimento rígido, Barandas, Veredas de concreto, Señalización, apoyos de neopreno, tubos de drenaje, etc; de ambas propuestas.

7.1.5 Plazo de ejecucion

Se ha previsto un plazo de ejecución de 250 dias para el puente simplemente reforzado, y de 201 dias para el puente Presforzado - Postensado en condiciones normales de trabajo. Teniendo en cuenta que el total de horas trabajadas según la programación proyectada es de 48 horas a la semana.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

7.2 Relación de metrados de ambas alternativas

7.2.1 Relacion de metrados para Puente de Concreto Simplemente Reforzado

Hoja de Metrados – Puente de Concreto Simplemente Reforzado

Proyecto: **ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA - AREQUIPA**

Ubicación: **YARABAMBA AREQUIPA - AREQUIPA** ***Fecha presupuesto:*** **01/08/2015**

Item	Descripción	Und.	N°	Largo	Ancho	Altura	Volumen (m3)	Area (m2)	Long.(m)	Unidad
01	**TRABAJOS PRELIMINARES**									
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40 m	**und**	1.0							**1.00**
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	**glb**	1.0							**1.00**
01.03	CORTE Y ROTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE DE 2"	**m2**						**732.68**		
			1.0	398.97				398.97		
			1.0	333.71				333.71		
01.04	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO EN EL PROYECTO	**m2**						**1,538.52**		
	Losa		1.0	120.00	10.20			1,224.00		
	Estribos		2.0	9.30	8.20			152.52		
	Pilares		3.0	9.00	6.00			162.00		
01.05	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	**m2**	1	120	10.2			**1,224.00**		
01.06	SEGURIDAD GUARDIANIA Y MANTENIMIENTO DE TRANSITO	**mes**	5.5							**5.50**

02	**OBRAS PROVISIONALES**							
02.01	ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA	**glb**	1.0					**1.00**
03	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**							
03.01	EXCAVACION EN TERRENO ROCOSO	**m3**					**2,058.64**	
	Para estribo izquierdo		1.0	9.30	8.20	12.33	939.90	
	Para estribo derecho		1.0	9.30	8.20	14.67	1,118.73	
03.02	EXCAVACION EN TERRENO SEMIROCOSO	**m3**					**1,223.64**	
	Para pilar izquierdo		1.0	9.00	6.00	4.50	243.00	
	Para pilar intermedio		1.0	9.00	6.00	5.10	275.40	
	Para pilar derecho		1.0	9.00	6.00	4.80	259.20	
			1.0	83.61		1.00	83.61	
			1.0		9.00		362.43	40.27
03.03	RELLENO MASIVO CON MATERIAL DE PRESTAMOS	**m3**					**757.99**	
	Zona Estribo izquierdo y derecho		2.0	8.20	3.45	5.98	338.35	
			2.0	8.20	3.10	1.50	76.26	
			2.0	8.20	5.10	1.50	125.46	
	Zona Pilar izquierdo		2.0	1.60	8.20	2.62	68.75	
	Zona Pilar intermedio		2.0	1.60	8.20	3.15	82.66	
	Zona Pilar derecho		1.0	1.60	8.20	2.32	30.44	
			1.0	1.60	8.20	2.75	36.08	
03.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	**m3**	2.0	5.00	8.20	8.93	**732.26**	
03.05	NIVELACION INTERIOR PARA SOLADOS	**m2**						**314.52**
	Zapata estribos		2.0	9.30	8.20			152.52
	Zapata pilares		3.0	9.00	6.00			162.00
03.06	ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE EXCAVACIONES	**m3**					**2,550.02**	
	De estribo izquierdo						573.77	
	De estribo derecho						752.60	
	Pilares						1,223.64	
04	**CONCRETO SIMPLE**							
04.01	SOLADOS PARA ZAPATA f'c=100 kg/cm2	**m2**						**291.00**
	Zapata estribos		2.0	7.50	8.60			129.00
	Zapata pilares		3.0	9.00	6.00			162.00

05 CONCRETO ARMADO

05.01 ZAPATAS

05.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	**m3**					**430.40**		
		Estribos	2.00	7.50	8.60	1.90	245.10		
		Dentellon	2.00	8.60			23.30	1.35	
		Pilares	3.00	9.00	6.00	1.00	162.00		

05.01.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro						
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	0.994	1.552	2.235	3.973	6.225	8.938
Estribos derecho e izquierdo												
Acero inferior longitudinal	**1"**	2	58.00	9.4	1,090.40	0.00	0.00	0.00	0.00	4,332.16	0.00	0.00
Acero inferior transversal	**5/8"**	2	50	8.4	840.00	0.00	0.00	1,303.68	0.00	0.00	0.00	0.00
Acero superior longitudinal	**1"**	2	58.00	9.4	1,090.40	0.00	0.00	0.00	0.00	4,332.16	0.00	0.00
Acero superior transversal	**5/8"**	2	50	8.4	840.00	0.00	0.00	1,303.68	0.00	0.00	0.00	0.00
Dentellon	**5/8"**	2	20.00	2.9	116.00	0.00	0.00	180.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	58.00	2.9	336.40	0.00	334.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar extremo 1												
Acero longitudinal superior	**1"**	1	20	12.4	248.00	0.00	0.00	0.00	0.00	985.30	0.00	0.00
Acero longitudinal inferior	**1"**	1	40	12.4	496.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,970.61	0.00	0.00
Acero transversal superior	**3/4"**	1	45	5.8	261.00	0.00	0.00	0.00	583.34	0.00	0.00	0.00
Acero transversal inferior	**1"**	1	90	5.8	522.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,073.91	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	5	2.5	25.00	0.00	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	6	2.4	28.80	0.00	28.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar central												
Acero longitudinal superior	**1"**	1	24	12.4	297.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1,182.36	0.00	0.00
Acero longitudinal inferior	**1"**	1	40	12.4	496.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,970.61	0.00	0.00
Acero transversal superior	**3/4"**	1	45	5.8	261.00	0.00	0.00	0.00	583.34	0.00	0.00	0.00
Acero transversal inferior	**1"**	1	90	5.8	522.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,073.91	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	5	2.5	25.00	0.00	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	6	2.4	28.80	0.00	28.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar extremo 2												
Acero longitudinal superior	**1"**	1	24	12.4	297.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1,182.36	0.00	0.00
Acero longitudinal inferior	**1"**	1	40	12.4	496.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,970.61	0.00	0.00
Acero transversal superior	**3/4"**	1	45	5.8	261.00	0.00	0.00	0.00	583.34	0.00	0.00	0.00
Acero transversal inferior	**1"**	1	90	5.8	522.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,073.91	0.00	0.00

estribos estabilizadores	**1/2"**	2	5	2.5	25.00	0.00	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	6	2.4	28.80	0.00	28.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						0.00	494.81	2,787.39	1,750.01	24,147.89	0.00	0.00
Peso parcial						29,180.10						
Desperdicio (5%)						1,459.01						
Total (Kg)						30,639.11						

05.02 ESTRIBOS

05.02.01	CONCRETO PARA ESTRIBOS f'c=280 kg/cm2	**m3**			**154.97**
	Pantalla	2.00	8.60	126.59	7.36
	Cabezal	2.00	8.60	17.03	0.99
	Parapeto	2.00	8.60	11.35	0.66

05.02.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	**fierro**	**N° elementos iguales**	**N° Ø (piezas por elemento)**	**Longitud (m)**	**Longitud Total(m)**	**Diametro**						
						3/8"	**1/2"**	**5/8"**	**3/4"**	**1"**	**1 1/4"**	**1 1/2"**
						0.56	**0.994**	**1.552**	**2.235**	**3.973**	**6.225**	**8.938**
Acero longitudinal (pantalla)	**1"**	2	86	11.70	2,012.40	0.00	0.00	0.00	0.00	7,995.27	0.00	0.00
Acero transversal (pantalla)	**5/8"**	2	43.00	8.4	722.40	0.00	0.00	1,121.16	0.00	0.00	0.00	0.00
Acero long. inclinado (pantalla)	**5/8"**	2	57.00	11.70	1,333.80	0.00	0.00	2,070.06	0.00	0.00	0.00	0.00
Acero transv. inclinado (pantalla)	**5/8"**	2	43.00	8.4	722.40	0.00	0.00	1,121.16	0.00	0.00	0.00	0.00
Cabezal	**5/8"**	2	57.00	2.11	240.54	0.00	0.00	373.32	0.00	0.00	0.00	0.00
	5/8"	2	12.00	8.4	201.60	0.00	0.00	312.88	0.00	0.00	0.00	0.00
Parapeto	**5/8"**	2	21.00	8.4	352.80	0.00	0.00	547.55	0.00	0.00	0.00	0.00
	5/8"	2	57.00	2.9	330.60	0.00	0.00	513.09	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	86	3.8	653.60	366.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	86	1.83	314.76	176.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						542.28	0.00	6,059.23	0.00	7,995.27	0.00	0.00
Peso parcial						14,596.77						
Desperdicio (5%)						729.84						
Total (Kg)						15,326.61						

05.02.03	ENCOFRADO Y DES. NORMAL EN PANTALLA DEL ESTRIBO	**m2**			**163.94**
		2.00	8.60	9.53	163.94

05.02.04	ENCOFRADO Y DES. CARAVISTA EN PANTALLA DEL ESTRIBO	**m2**				**213.78**
			2.00	8.60	10.33	177.74
			4.00		9.01	36.04

05.03 PILARES

05.03.01	CONCRETO PARA PILARES f'c=280 kg/cm2	**m3**					**222.71**
	Columnas (Pilares 1 y 3)		6.00	1.80	1.00	7.20	77.76
	Columnas (Pilar 2)		3.00	1.80	1.00	10.40	56.16
	Viga intermedia (Pilar 1, 2 y 3)		6.00	1.00	2.00	1.00	12.00
	Cabezal		3.00	7.90	1.80	1.80	76.79

05.03.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro 3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	**0.994**	**1.552**	**2.235**	**3.973**	**6.225**	**8.938**
Pilar 1 y 3												
Columnas (acero vertical)	**1"**	6	69.00	12.90	5,340.60	0.00	0.00	0.00	0.00	21,218.20	0.00	0.00
Estribos columnas	**1/2"**	6	46.00	5.20	1,435.20	0.00	1,426.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos de estribos	**1/2"**	6	184.00	0.50	552.00	0.00	548.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	6	276.00	1.35	2,235.60	0.00	2,222.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	6	92.00	0.70	386.40	0.00	384.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	6	368.00	1.10	2,428.80	0.00	2,414.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga intermedia (hor. longitudinal)	**1"**	2	25.00	7.84	392.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,557.42	0.00	0.00
	3/4"	2	10.00	6.85	137.00	0.00	0.00	0.00	306.20	0.00	0.00	0.00
Estribos viga intermedia	**1/2"**	2	26.00	3.60	187.20	0.00	186.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos de estribos	**1/2"**	4	52.00	1.10	228.80	0.00	227.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cabezal (hor. superior longitudinal)	**3/4"**	2	26.00	8.60	447.20	0.00	0.00	0.00	999.49	0.00	0.00	0.00
Acero hor. laterales	**1/2"**	2	22.00	8.00	352.00	0.00	349.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/4"	2	15.00	8.00	240.00	0.00	0.00	0.00	536.40	0.00	0.00	0.00
Acero corto superior longitudinal	**1"**	2	12.00	2	48.00	0.00	0.00	0.00	0.00	190.70	0.00	0.00
Cabezal (hor.inferior longitudinal)	**1"**	2	8.00	8	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	508.54	0.00	0.00
estribos Cabezal	**1/2"**	2	8	6.6	105.60	0.00	104.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos estribos	**1/2"**	2	11	0.85	18.70	0.00	18.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar 2												
Columnas (acero vertical)	**1"**	3	69.00	16.1	3,332.70	0.00	0.00	0.00	0.00	13,240.82	0.00	0.00
Estribos columnas	**1/2"**	3	56.00	5.20	873.60	0.00	868.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Ganchos de estribos	**1/2"**	3	224.00	0.50	336.00	0.00	333.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	3	336.00	1.35	1,360.80	0.00	1,352.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	3	112.00	0.70	235.20	0.00	233.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	3	448.00	1.10	1,478.40	0.00	1,469.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga intermedia (hor. longitudinal)	**1"**	1	25.00	7.84	196.00	0.00	0.00	0.00	0.00	778.71	0.00	0.00
	3/4"	1	10.00	6.85	68.50	0.00	0.00	0.00	153.10	0.00	0.00	0.00
Estribos viga intermedia	**1/2"**	1	26.00	3.60	93.60	0.00	93.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos de estribos	**1/2"**	1	52.00	1.10	57.20	0.00	56.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cabezal (hor.superior longitudinal)	**3/4"**	1	26.00	8.60	223.60	0.00	0.00	0.00	499.75	0.00	0.00	0.00
Acero hor.laterales Long.	**1/2"**	1	22.00	8.00	176.00	0.00	174.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/4"	1	15.00	8.00	120.00	0.00	0.00	0.00	268.20	0.00	0.00	0.00
Acero corto superior longitudinal	**1"**	1	12.00	2	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	95.35	0.00	0.00
Cabezal (Acero horizontal inferior longitudinal)	**1"**	1	8.00	8	64.00	0.00	0.00	0.00	0.00	254.27	0.00	0.00
estribos Cabezal	**1/2"**	1	8	6.6	52.80	0.00	52.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos estribos	**1/2"**	1	11	0.85	9.35	0.00	9.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Peso por tipo de varilla			0.00	12,527.63	0.00	2,763.13	37,844.02	0.00	0.00
			Peso parcial						53,134.78			
			Desperdicio (5%)						2,656.74			
			Total (Kg)						56,388.07			

05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	**m2**					**612.06**
	En columna (Pilar 1 y 3)		6.00	5.60		7.20	241.92
	En columna (Pilar 2)		3.00	5.60		10.40	174.72
	En Vigas centrales		6.00	2.00		4.00	48.00
	En viga cabezal		9.00	7.90		1.80	127.98
			6.00	1.80		1.80	19.44

05.04 VIGAS CENTRALES Y LATERALES

05.04.01	CONCRETO PARA VIGAS f'c=280 kg/cm2	**m3**				**206.40**	
	Vigas laterales		2.00	120.00		100.80	0.42
	Vigas interiores		2.00	120.00		105.60	0.44

05.04.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro						
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	0.994	1.552	2.235	3.973	6.225	8.938
Tramo 1												
Viga VED - VEI (Superior)	**1"**	2	25.00	40.4	2,020.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8,025.46	0.00	0.00
Viga VED - VEI (Medio)	**5/8"**	2	10.00	37	740.00	0.00	0.00	1,148.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VED - VEI (Inferior)	**1"**	2	18.00	37	1,332.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5,292.04	0.00	0.00
estribos	**3/8"**	2	87.00	2.3	400.20	224.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.4	243.60	136.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	101.00	3.9	787.80	0.00	783.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.7	295.80	165.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.15	200.10	165.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Superior)	**1"**	2	28.00	40.4	2,262.40	0.00	0.00	0.00	0.00	8,988.52	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Medio)	**5/8"**	2	10.00	37	740.00	0.00	0.00	1,148.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Inferior)	**1"**	2	25.00	37	1,850.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7,350.05	0.00	0.00
estribos	**3/8"**	2	87.00	1,4	174.00	97.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	2.9	504.60	282.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	101.00	3.9	787.80	0.00	783.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	2.4	417.60	233.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.4	243.60	136.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Tramo 2												
Viga VED - VEI (Superior)	**1"**	2	18.00	40.4	1,454.40	0.00	0.00	0.00	0.00	5,778.33	0.00	0.00
Viga VED - VEI (Medio)	**5/8"**	2	10.00	37	740.00	0.00	0.00	1,148.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VED - VEI (Inferior)	**1"**	2	12.00	37	888.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3,528.02	0.00	0.00
estribos	**3/8"**	2	87.00	1.65	287.10	160.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.8	313.20	175.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	101.00	3.9	787.80	0.00	783.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.8	313.20	175.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Superior)	**1"**	2	25.00	40.4	2,020.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8,025.46	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Medio)	**5/8"**	2	10.00	37	740.00	0.00	0.00	1,148.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Inferior)	**1"**	2	22.00	37	1,628.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6,468.04	0.00	0.00
estribos	**3/8"**	2	87.00	1,4	174.00	97.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	2.4	417.60	233.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	101.00	3.9	787.80	0.00	783.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	2.4	417.60	233.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	3/8"	2	87.00	1.4	243.60	136.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Tramo 3												
Viga VED - VEI (Superior)	**1"**	2	18.00	40.4	1,454.40	0.00	0.00	0.00	0.00	5,778.33	0.00	0.00
Viga VED - VEI (Medio)	**5/8"**	2	10.00	37	740.00	0.00	0.00	1,148.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VED - VEI (Inferior)	**1"**	2	12.00	37	888.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3,528.02	0.00	0.00
estribos	**3/8"**	2	87.00	1.65	287.10	160.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.8	313.20	175.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	101.00	3.9	787.80	0.00	783.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.8	313.20	175.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Superior)	**1"**	2	25.00	40.4	2,020.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8,025.46	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Medio)	**5/8"**	2	10.00	37	740.00	0.00	0.00	1,148.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Inferior)	**1"**	2	24.00	37	1,776.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribos	**3/8"**	2	87.00	1,4	174.00	97.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	2.4	417.60	233.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	101.00	3.9	787.80	0.00	783.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	2.4	417.60	233.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.4	243.60	136.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Tramo 4												
Viga VED - VEI (Superior)	**1"**	2	6.00	40.4	484.80	0.00	0.00	0.00	0.00	1,926.11	0.00	0.00
Viga VED - VEI (Medio)	**5/8"**	2	10.00	37	740.00	0.00	0.00	1,148.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VED - VEI (Inferior)	**1"**	2	18.00	37	1,332.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5,292.04	0.00	0.00
estribos	**3/8"**	2	87.00	0.9	156.60	87.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	101.00	3.9	787.80	0.00	783.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.7	295.80	165.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.15	200.10	112.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Superior)	**1"**	2	8.00	40.4	646.40	0.00	0.00	0.00	0.00	2,568.15	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Medio)	**5/8"**	2	10.00	37	740.00	0.00	0.00	1,148.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 - VI2 (Inferior)	**1"**	2	25.00	37	1,850.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7,350.05	0.00	0.00
estribos	**3/8"**	2	87.00	1	174.00	97.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	101.00	3.9	787.80	0.00	783.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	2.4	417.60	233.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	87.00	1.4	243.60	136.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						4,701.48	6,264.59	9,187.84	0.00	87,924.08	0.00	0.00
Peso parcial						113,454.25						
Desperdicio (5%)						5,672.71						
Total (Kg)						119,126.96						

05.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	**m2**					**2,486.38**
	Tramo 1, 2, 3, y 4 (encofrado interior)		12.00	30.00	5.15		1,852.49
			12.00	30.00	1.72		620.35
			4.00	8.00	0.42		13.54

05.05 LOSA SUPERIOR E INFERIOR

05.05.01	CONCRETO PARA LOSAS f'c=280 kg/cm2	**m3**					**461.08**
	Losa inferior		1.00	120.00	7.90	0.20	189.60
	Losa superior		1.00	120.00	10.20	0.20	244.80
	Sobreancho losa superior		1.00	26.68			26.68

05.05.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro						
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	0.994	1.552	2.235	3.973	6.225	8.938
Tramo 1												
LOSA INFERIOR (Capa superior P4)	**1/2"**	1	121.00	8.3	1,004.30	0.00	998.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa superior L3)	**1/2"**	1	5.00	34.2	171.00	0.00	169.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior P5)	**1/2"**	1	121.00	8.3	1,004.30	0.00	998.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior L4)	**1/2"**	1	5.00	34.2	171.00	0.00	169.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior P1)	**1/2"**	1	201.00	13.10	2,633.10	0.00	2,617.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior P3)	**1"**	2	201.00	2.20	884.40	0.00	0.00	0.00	0.00	3,513.72	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior L1)	**3/8"**	1	19.00	33.6	638.40	357.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior P2)	**3/4"**	1	201.00	13.70	2,753.70	0.00	0.00	0.00	6,154.52	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	30.00	33.3	999.00	0.00	0.00	0.00	2,232.77	0.00	0.00	0.00
Tramo 2												
LOSA INFERIOR (Capa superior P4)	**1/2"**	1	121.00	8.3	1,004.30	0.00	998.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa superior L3)	**1/2"**	1	5.00	34.2	171.00	0.00	169.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior P5)	**1/2"**	1	121.00	8.3	1,004.30	0.00	998.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior L4)	**1/2"**	1	5.00	34.2	171.00	0.00	169.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior P6)	**1/2"**	2	201.00	13.10	5,266.20	0.00	5,234.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior P7)	**1"**	1	201.00	2.20	442.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1,756.86	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior L1)	**3/8"**	1	19.00	33.6	638.40	357.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior P8)	**3/4"**	1	151.00	13.10	1,978.10	0.00	0.00	0.00	4,421.05	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	30.00	33.3	999.00	0.00	0.00	0.00	2,232.77	0.00	0.00	0.00
Sobreancho												
LOSA SUPERIOR (Capa superior P6)	**1/2"**	1	101.00	0.5	50.50	0.00	50.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

LOSA SUPERIOR (Capa superior P7)	**1"**	1	101.00	0.5	50.50	0.00	0.00	0.00	0.00	200.64	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior L1)	**3/8"**	1	1.00	16.2	16.20	9.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior P8)	**3/4"**	1	101.00	0.5	50.50	0.00	0.00	0.00	112.87	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	2.00	15	30.00	0.00	0.00	0.00	67.05	0.00	0.00	0.00
Tramo 3												
LOSA INFERIOR (Capa superior P4)	**1/2"**	1	121.00	8.3	1,004.30	0.00	998.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa superior L3)	**1/2"**	1	5.00	34.2	171.00	0.00	169.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior P5)	**1/2"**	1	121.00	8.3	1,004.30	0.00	998.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior L4)	**1/2"**	1	5.00	34.2	171.00	0.00	169.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior P9)	**1/2"**	1	121.00	13.10	1,585.10	0.00	1,575.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP (Capa superior P10)	**1"**	2	121.00	2.20	532.40	0.00	0.00	0.00	0.00	2,115.23	0.00	0.00
LOSA SUP (Capa superior L1)	**3/8"**	1	19.00	33.6	638.40	357.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior P8)	**3/4"**	1	151.00	13.10	1,978.10	0.00	0.00	0.00	4,421.05	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	30.00	33.3	999.00	0.00	0.00	0.00	2,232.77	0.00	0.00	0.00
Sobreancho												
LOSA SUPERIOR (Capa superior P9)	**1/2"**	1	101.00	0.5	50.50	0.00	50.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP (Capa superior P10)	**1"**	1	101.00	0.5	50.50	0.00	0.00	0.00	0.00	200.64	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior L1)	**3/8"**	1	1.00	16.2	16.20	9.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior P8)	**3/4"**	1	101.00	0.5	50.50	0.00	0.00	0.00	112.87	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	2.00	15	30.00	0.00	0.00	0.00	67.05	0.00	0.00	0.00
Tramo 4												
LOSA INFERIOR (Capa superior P4)	**1/2"**	1	121.00	8.3	1,004.30	0.00	998.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa superior L3)	**1/2"**	1	5.00	34.2	171.00	0.00	169.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior P5)	**1/2"**	1	121.00	8.3	1,004.30	0.00	998.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior L4)	**1/2"**	1	5.00	34.2	171.00	0.00	169.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP (Capa superior P11)	**1/2"**	1	121.00	13.10	1,585.10	0.00	1,575.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP (Capa superior P12)	**3/4"**	2	121.00	2.20	532.40	0.00	0.00	0.00	1,189.91	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa superior L1)	**3/8"**	1	19.00	33.6	638.40	357.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior P2)	**3/4"**	1	201.00	13.70	2,753.70	0.00	0.00	0.00	6,154.52	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	30.00	33.3	999.00	0.00	0.00	0.00	2,232.77	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						1,448.16	20,449.46	0.00	31,631.96	7,787.08	0.00	0.00
Peso parcial						61,588.62						
Desperdicio (5%)						3,079.43						
Total (Kg)						64,668.05						

05.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS	**m2**				**1,932.16**
	Inferior (tramo 1, 2, 3 y 4)	4.00	30.00	7.90		948.00
		8.00	37.90	0.20		60.64
	Superior (tramo 1, 2, 3 y 4)	12.00	30.00	1.84		662.40
		4.00	30.00	1.84		220.80
		8.00	10.2	0.20		16.32
		4.00	30.00	0.20		24.00

05.06 LOSA DE APROXIMACION

05.06.01	CONCRETO PARA LOSAS DE APROXIMACION f'c=280 kg/cm2	**m3**				**23.24**
		2.00	5.00	8.30	0.28	23.24

05.06.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	**fierro**	**N° elementos iguales**	**N° Ø (piezas por elemento)**	**Longitud (m)**	**Longitud Total(m)**	**Diametro**						
						3/8"	**1/2"**	**5/8"**	**3/4"**	**1"**	**1 1/4"**	**1 1/2"**
						0.56	**0.994**	**1.552**	**2.235**	**3.973**	**6.225**	**8.938**
Transversal	**3/8"**	4	41.00	8.15	1,336.60	748.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Longitudinal	**3/8"**	4	25.00	4.95	495.00	277.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Peso por tipo de varilla					1,025.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Peso parcial					1,025.70						
	Desperdicio (5%)					51.28						
	Total (Kg)					1,076.98						

05.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS DE APROXIMACION	**m2**				**97.90**
		4.00	8.30	0.28		9.30
		4.00	5.00	0.28		5.60
		2.00	8.30	5.00		83.00

05.07 **BARRERAS DE CONCRETO**

05.07.01	CONCRETO PARA MUROTIPO NEW JERSEY f'c=210 kg/cm2	**m3**			**31.11**	
	Lado izquierdo	1.00	118.00		19.58	0.17
	Lado derecho	1.00	121.16		11.53	0.10

05.07.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro						
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	0.994	1.552	2.235	3.973	6.225	8.938
Acero transversal	**3/8"**	2	7.00	136	1,904.00	1,066.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribo	**3/8"**	2	705.88	1.6366	2,310.49	1,293.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	705.88	1.4294	2,017.97	1,130.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						3,490.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso parcial						3,490.18						
Desperdicio (5%)						174.51						
Total (Kg)						3,664.68						

05.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	**m2**				**418.91**
			2.00	120.00	1.73	416.26
			2.00	8.00	0.17	2.65

06 OBRAS COMPLEMENTARIAS

06.01 PAVIMENTOS

06.01.01	PAVIMENTO RIGIDOf'c=210 kg/cm2	**m3**				**81.00**	
			1	22.5		7.88	0.35
			1	7.5		5.63	0.75
			3	30		67.50	0.75

06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PAVIMENTO RIGIDO	**m2**				**9.84**
			6	8.2	0.2	9.84

06.01.03	REPOSICION DE PAVIMENTO FLEXIBLE	**m2**				**628.42**
			1	339.34		339.34
			1	289.08		289.08

06.02 BARANDAS

06.02.01	BARANDAS METALICAS PARA PUENTE	**m**			**240.00**
		2.00	120.00		240.00

06.03 **VEREDAS DE CONCRETO**

06.03.01	CONCRETO PARA VEREDAS f'c= 175 kg/cm2	**m3**			**66.00**	
	Lado izquierdo	4.00	30.00		12.00	0.10
	Lado derecho	2.00	45.00		9.00	0.10
		2.00	75.00		45.00	0.30

06.03.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro						
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	0.994	1.552	2.235	3.973	6.225	8.938
Acero transversal	**3/8"**	8	5.00	32.4	1,296.00	725.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Hacer longitudinal	**3/8"**	8	100.00	0.95	760.00	425.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						1,151.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso parcial						1,151.36						
Desperdicio (5%)						57.57						
Total (Kg)						1,208.93						

06.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VEREDAS	**m2**				**49.60**
		16.00	30.00		0.10	48.00
		16.00	1.00		0.10	1.60

06.03.04	ACABADO, FROTACHADO Y BRUÑAS DE VEREDAS	**m2**			**192.00**
		8.00	30.00	0.80	192.00

06.03.05	PINTURA EN VEREDAS	**m2**					**48.00**	
			8.00	30.00	0.20		48.00	

06.04 SEÑALIZACION

06.04.01	PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO	**m2**					**87.00**	
			1.00	180.00	0.15		27.00	
			2.00	30.00			60.00	
06.04.02	SEÑALIZACIONES INFORMATIVAS	**und**						**10.00**
			10.00					10.00
06.04.03	SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS	**und**						**4.00**
			4					4.00

06.04 OTROS

06.04.01	APOYO DE NEOPRENE – Puente Simplemente Reforzado	**und**						**24.00**
		Pilares	3	6				18
		estribos	2	3				6
06.04.02	SELLADOR ELASTOMERICO EN TOPES SISMICOS	**gln**						**60.00**
06.04.03	JUNTAS DE DILATACION METALICAS	**m**					**51.00**	
			5	10.2			51	
06.04.04	TUBOS DE DRENAJE PVC 3"	**m**					**40.00**	
			80	0.5			40	

7.2.2 Relacion de metrados para puente de concreto Pre-esforzado Postensado

Hoja de Metrados – Puente de Concreto Pre-esforzado Postensado											
Proyecto:	**ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA – AREQUIPA**										
Ubicación:	**YARABAMBA AREQUIPA - AREQUIPA**							***Fecha presupuesto:***	**01/08/2015**		
Item	**Descripción**	**Und.**	**N°**	**Largo**	**Ancho**	**Altura**	**Volumen (m3)**	**Area (m2)**	**Long.(m)**	**Unidad**
01	**TRABAJOS PRELIMINARES**									
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40 m	**und**	1.0							**1.00**
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	**glb**	1.0							**1.00**
01.03	CORTE Y ROTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE DE 2”	**m2**						**732.68**		
			1.0	398.97				398.97		
			1.0	333.71				333.71		
01.04	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO EN EL PROYECTO	**m2**						**1,538.52**		
	Losa		1.0	120.00	10.20			1,224.00		
	Estribos		2.0	9.30	8.20			152.52		
	Pilares		3.0	9.00	6.00			162.00		
01.05	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	**m2**	1	120	10.2			**1,224.00**		
01.06	SEGURIDAD GUARDIANIA Y MANTENIMIENTO DE TRANSITO	**mes**	5.5							**5.50**
02	**OBRAS PROVISIONALES**									
02.01	ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA	**glb**	1.0							**1.00**

03	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**							
03.01	EXCAVACION EN TERRENO ROCOSO	**m3**					**2,058.64**	
	Para estribo izquierdo		1.0	9.30	8.20	12.33	939.90	
	Para estribo derecho		1.0	9.30	8.20	14.67	1,118.73	
03.02	EXCAVACION EN TERRENO SEMIROCOSO	**m3**					**1,223.64**	
	Para pilar izquierdo		1.0	9.00	6.00	4.50	243.00	
	Para pilar intermedio		1.0	9.00	6.00	5.10	275.40	
	Para pilar derecho		1.0	9.00	6.00	4.80	259.20	
			1.0	83.61		1.00	83.61	
			1.0		9.00		362.43	40.27
03.03	RELLENO MASIVO CON MATERIAL DE PRESTAMOS	**m3**					**757.99**	
	Zona Estribo izquierdo y derecho		2.0	8.20	3.45	5.98	338.35	
			2.0	8.20	3.10	1.50	76.26	
			2.0	8.20	5.10	1.50	125.46	
	Zona Pilar izquierdo		2.0	1.60	8.20	2.62	68.75	
	Zona Pilar intermedio		2.0	1.60	8.20	3.15	82.66	
	Zona Pilar derecho		1.0	1.60	8.20	2.32	30.44	
			1.0	1.60	8.20	2.75	36.08	
03.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	**m3**	2.0	5.00	8.20	8.93	**732.26**	
03.05	NIVELACION INTERIOR PARA SOLADOS	**m2**						**314.52**
	Zapata estribos		2.0	9.30	8.20			152.52
	Zapata pilares		3.0	9.00	6.00			162.00
03.06	ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE EXCAVACIONES	**m3**					**2,550.02**	
	De estribo izquierdo						573.77	
	De estribo derecho						752.60	
	Pilares						1,223.64	
04	**CONCRETO SIMPLE**							
04.01	SOLADOS PARA ZAPATA f'c=100 kg/cm2	**m2**						**291.00**
	Zapata estribos		2.0	7.50	8.60			129.00
	Zapata pilares		3.0	9.00	6.00			162.00

05 CONCRETO ARMADO

05.01 ZAPATAS

05.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	**m3**				**404.52**	
	Estribos	2.00	7.50	8.60	1.70	219.30	
	Dentellon	2.00	8.60			23.22	1.35
	Pilares	3.00	9.00	6.00	1.00	162.00	

05.01.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	**fierro**	**N° elementos iguales**	**N° Ø (piezas por elemento)**	**Longitud (m)**	**Longitud Total(m)**	**Diametro**						
						3/8"	**1/2"**	**5/8"**	**3/4"**	**1"**	**1 1/4"**	**1 1/2"**
						0.56	**0.994**	**1.552**	**2.235**	**3.973**	**6.225**	**8.938**
Estribos derecho e izquierdo												
Acero inferior longitudinal	**1"**	2	57.33	9.1098	1,044.59	0.00	0.00	0.00	0.00	4,150.16	0.00	0.00
Acero inferior transversal	**5/8"**	2	50	8.4	840.00	0.00	0.00	1,303.68	0.00	0.00	0.00	0.00
Acero superior longitudinal	**1"**	2	57.33	9.1098	1,044.59	0.00	0.00	0.00	0.00	4,150.16	0.00	0.00
Acero superior transversal	**5/8"**	2	50	8.4	840.00	0.00	0.00	1,303.68	0.00	0.00	0.00	0.00
Dentellon	**5/8"**	2	19.11	2.8337	108.31	0.00	0.00	168.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	2	57.33	2.9211	334.95	0.00	332.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar extremo 1												
Acero longitudinal superior	**1"**	1	20	12.4	248.00	0.00	0.00	0.00	0.00	985.30	0.00	0.00
Acero longitudinal inferior	**1"**	1	40	12.4	496.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,970.61	0.00	0.00
Acero transversal superior	**3/4"**	1	45	5.8	261.00	0.00	0.00	0.00	583.34	0.00	0.00	0.00
Acero transversal inferior	**1"**	1	90	5.8	522.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,073.91	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	5	2.5	25.00	0.00	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	6	2.4	28.80	0.00	28.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar central												
Acero longitudinal superior	**1"**	1	20	11.4	228.00	0.00	0.00	0.00	0.00	905.84	0.00	0.00
Acero longitudinal inferior	**1"**	1	40	11.4	456.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,811.69	0.00	0.00
Acero transversal superior	**3/4"**	1	45	5.5	247.50	0.00	0.00	0.00	553.16	0.00	0.00	0.00
Acero transversal inferior	**1"**	1	90	5.5	495.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,966.64	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	5	2.5	25.00	0.00	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	6	2.4	28.80	0.00	28.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar extremo 2												
Acero longitudinal superior	**1"**	1	17	11.4	195.43	0.00	0.00	0.00	0.00	776.44	0.00	0.00
Acero longitudinal inferior	**1"**	1	40	11.4	456.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,811.69	0.00	0.00
Acero transversal superior	**3/4"**	1	45	5.5	247.50	0.00	0.00	0.00	553.16	0.00	0.00	0.00
Acero transversal inferior	**1"**	1	90	5.5	495.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,966.64	0.00	0.00

estribos estabilizadores	**1/2"**	2	5	2.5	25.00	0.00	24.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribos estabilizadores	**1/2"**	2	6	2.4	28.80	0.00	28.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						0.00	493.37	2,775.46	1,689.66	22,569.06	0.00	0.00
Peso parcial						27,527.55						
Desperdicio (5%)						1,376.38						
Total (Kg)						28,903.93						

05.02 ESTRIBOS

05.02.01	CONCRETO PARA ESTRIBOS f'c=280 kg/cm2	**m3**			**154.97**		
	Pantalla	2.00	8.60		126.59	7.36	
	Cabezal	2.00	8.60		17.03	0.99	
	Parapeto	2.00	8.60		11.35	0.66	

05.02.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	**fierro**	**N° elementos iguales**	**N° Ø (piezas por elemento)**	**Longitud (m)**	**Longitud Total(m)**	**Diametro**						
						3/8"	**1/2"**	**5/8"**	**3/4"**	**1"**	**1 1/4"**	**1 1/2"**
						0.56	**0.994**	**1.552**	**2.235**	**3.973**	**6.225**	**8.938**
Acero longitudinal (pantalla)	**1"**	2	85	12.3	2,091.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8,307.54	0.00	0.00
Acero transversal (pantalla)	**5/8"**	2	47	8.2	770.80	0.00	0.00	1,196.28	0.00	0.00	0.00	0.00
Acero longitudinal inclinado (pantalla)	**5/8"**	2	57.00	11.5	1,311.00	0.00	0.00	2,034.67	0.00	0.00	0.00	0.00
Acero transversal inclinado (pantalla)	**5/8"**	2	47.00	8.2	770.80	0.00	0.00	1,196.28	0.00	0.00	0.00	0.00
Cabezal	**5/8"**	2	57.00	2.1	239.40	0.00	0.00	371.55	0.00	0.00	0.00	0.00
	5/8"	2	12.00	8.2	196.80	0.00	0.00	305.43	0.00	0.00	0.00	0.00
Parapeto	**5/8"**	2	16.00	8.2	262.40	0.00	0.00	407.24	0.00	0.00	0.00	0.00
	5/8"	2	57.00	2.3	262.20	0.00	0.00	406.93	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	85	3.3	561.00	314.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	85	1.8	306.00	171.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						485.52	0.00	5,918.40	0.00	8,307.54	0.00	0.00
Peso parcial						14,711.46						
Desperdicio (5%)						735.57						
Total (Kg)						15,447.03						

05.02.03	ENCOFRADO Y DES. NORMAL EN PANTALLA DEL ESTRIBO	**m2**					**167.36**
			2.00	8.60	9.73		163.94
05.02.04	ENCOFRADO Y DES. CARAVISTA EN PANTALLA DEL ESTRIBO	**m2**					**220.15**
			2.00	8.60	10.53		181.12
			4.00		9.76		39.03

05.03 PILARES

05.03.01	CONCRETO PARA PILARES f'c=280 kg/cm2	**m3**					**187.54**
	Columnas (Pilares 1 y 3)		6.00	1.60	1.00	7.20	73.92
	Columnas (Pilar 2)		3.00	1.60	1.00	10.90	52.32
	Viga intermedia (Pilar 1, 2 y 3)		6.00	1.00	2.00	1.00	12.00
	Cabezal		3.00	7.90	1.60	1.30	49.30

05.03.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro						
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	0.994	1.552	2.235	3.973	6.225	8.938
Pilar 1 y 3												
Columnas (acero vertical)	**1"**	6	60.00	12.30	4,428.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17,592.44	0.00	0.00
Estribos columnas	**1/2"**	6	34.00	4.80	979.20	0.00	973.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos de estribos	**1/2"**	6	134.00	0.30	241.20	0.00	239.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	6	134.00	0.70	562.80	0.00	559.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	6	68.00	0.60	244.80	0.00	243.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	6	237.00	1.10	1,564.20	0.00	1,554.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga intermedia horizontal longitudinal)	**1"**	2	30.00	7.60	456.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,811.69	0.00	0.00
	3/4"	2	10.00	6.80	136.00	0.00	0.00	0.00	303.96	0.00	0.00	0.00
Estribos viga intermedia	**1/2"**	2	24.00	3.60	172.80	0.00	171.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos de estribos	**1/2"**	4	48.00	1.10	211.20	0.00	209.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cabezal (horizontal superior longitudinal)	**3/4"**	2	10.00	8.50	170.00	0.00	0.00	0.00	379.95	0.00	0.00	0.00
	1"	2	14.00	2.40	67.20	0.00	0.00	0.00	0.00	266.99	0.00	0.00
apoyo central	**3/8"**	2	7.00	2.40	33.60	18.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acero horizontal laterales longitudinal	**1/2"**	2	14.00	2.15	60.20	0.00	59.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cabezal (horizontal inferior longitudinal)	**1"**	2	7.00	8.4	117.60	0.00	0.00	0.00	0.00	467.22	0.00	0.00
estribos Cabezal	**1/2"**	2	12	6.5	156.00	0.00	155.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos estribos	**1/2"**	2	5	1.3	13.00	0.00	12.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	1/2"	2	3	1.6	9.60	0.00	9.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pilar 2												
Columnas (acero vertical)	**1"**	3	60.00	15.51	2,791.80	0.00	0.00	0.00	0.00	11,091.82	0.00	0.00
Estribos columnas	**1/2"**	3	54.00	4.80	777.60	0.00	772.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos de estribos	**1/2"**	3	214.00	0.30	192.60	0.00	191.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	3	214.00	0.70	449.40	0.00	446.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	3	108.00	0.60	194.40	0.00	193.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	3	378.00	1.10	1,247.40	0.00	1,239.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga intermedia (horizontal longitudinal)	**1"**	1	30.00	7.60	228.00	0.00	0.00	0.00	0.00	905.84	0.00	0.00
	3/4"	1	10.00	6.80	68.00	0.00	0.00	0.00	151.98	0.00	0.00	0.00
Estribos viga intermedia	**1/2"**	1	24.00	3.60	86.40	0.00	85.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos de estribos	**1/2"**	1	48.00	1.10	52.80	0.00	52.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cabezal (horizontal superior longitudinal)	**3/4"**	1	10.00	8.50	85.00	0.00	0.00	0.00	189.98	0.00	0.00	0.00
	1"	1	14.00	2.40	33.60	0.00	0.00	0.00	0.00	133.49	0.00	0.00
apoyo central	**3/8"**	1	7.00	2.40	16.80	9.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acero horizontal laterales longitudinal	**1/2"**	1	14.00	2.15	30.10	0.00	29.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cabezal (horizontal inferior longitudinal)	**1"**	1	7.00	8.4	58.80	0.00	0.00	0.00	0.00	233.61	0.00	0.00
estribos Cabezal	**1/2"**	1	12	6.5	78.00	0.00	77.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ganchos estribos	**1/2"**	1	5	1.3	6.50	0.00	6.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1/2"	1	3	1.6	4.80	0.00	4.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						28.22	7,290.99	0.00	1,025.87	32,503.11	0.00	0.00
Peso parcial						40,848.19						
Desperdicio (5%)						2,042.41						
Total (Kg)						42,890.60						

05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	**m2**				**570.30**
	En columna (Pilar 1 y 3)		6.00	5.20	7.70	240.24
	En columna (Pilar 2)		3.00	5.20	10.90	170.04
	En Vigas centrales		6.00	2.00	4.00	48.00
	En viga cabezal		3.00	7.90	1.60	37.92
			6.00	9.50	1.30	74.1
05.04	**VIGAS CENTRALES Y LATERALES**					
05.04.01	CONCRETO PARA VIGAS f'c=350 kg/cm2	**m3**			**201.31**	
	Vigas laterales		2.00	120.00	99.31	0.41
	Vigas interiores		2.00	120.00	102.00	0.43

05.04.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro						
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	0.994	1.552	2.235	3.973	6.225	8.938
Tramo 1												
Viga VED (Superior)	**1"**	1	11	12.50	137.50	0.00	0.00	0.00	0.00	546.29	0.00	0.00
Viga VED (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VED (inferior)	**1"**	1	8	30.5	244.00	0.00	0.00	0.00	0.00	969.41	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1(Superior)	**1"**	1	11	12.50	137.50	0.00	0.00	0.00	0.00	546.29	0.00	0.00
Viga VI1 (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 (inferior)	**1"**	1	3	30.5	91.50	0.00	0.00	0.00	0.00	363.53	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI2(Superior)	**1"**	1	10	12.50	125.00	0.00	0.00	0.00	0.00	496.63	0.00	0.00
Viga VI2 (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI2 (inferior)	**1"**	1	4	30.5	122.00	0.00	0.00	0.00	0.00	484.71	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	0.00	0.00	484.71	0.00	0.00
Viga VEI (Superior)	**1"**	1	11	12.50	137.50	0.00	0.00	0.00	0.00	546.29	0.00	0.00
Viga VEI (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VEI (inferior)	**1"**	1	3	30.5	91.50	0.00	0.00	0.00	0.00	363.53	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Tramo 2												
Viga VED (Superior)	**1"**	1	9	12.50	112.50	0.00	0.00	0.00	0.00	446.96	0.00	0.00
Viga VED (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VED (inferior)	**1"**	1	7	30.5	213.50	0.00	0.00	0.00	0.00	848.24	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1(Superior)	**1"**	1	8	12.50	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	397.30	0.00	0.00
Viga VI1 (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 (inferior)	**1"**	1	3	30.5	91.50	0.00	0.00	0.00	0.00	363.53	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI2(Superior)	**1"**	1	7	12.50	87.50	0.00	0.00	0.00	0.00	347.64	0.00	0.00
Viga VI2 (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI2 (inferior)	**1"**	1	3	30.5	91.50	0.00	0.00	0.00	0.00	363.53	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VEI (Superior)	**1"**	1	7	12.50	87.50	0.00	0.00	0.00	0.00	347.64	0.00	0.00
Viga VEI (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VEI (inferior)	**1"**	1	3	30.5	91.50	0.00	0.00	0.00	0.00	363.53	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00

Tramo 3													
Viga VED (Superior)	**1"**	1	6	12.50	75.00	0.00	0.00	0.00	0.00	297.98	0.00	0.00
Viga VED (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VED (inferior)	**1"**	1	11	30.5	335.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1,332.94	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1(Superior)	**1"**	1	8	12.50	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	397.30	0.00	0.00
Viga VI1 (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 (inferior)	**1"**	1	3	30.5	91.50	0.00	0.00	0.00	0.00	363.53	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI2(Superior)	**1"**	1	18	12.50	225.00	0.00	0.00	0.00	0.00	893.93	0.00	0.00
Viga VI2 (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI2 (inferior)	**1"**	1	5	30.5	152.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VEI (Superior)	**1"**	1	5	12.50	62.50	0.00	0.00	0.00	0.00	248.31	0.00	0.00
Viga VEI (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VEI (inferior)	**1"**	1	3	30.5	91.50	0.00	0.00	0.00	0.00	363.53	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Tramo 4													
Viga VED (Superior)	**1"**	1	6	12.50	75.00	0.00	0.00	0.00	0.00	297.98	0.00	0.00
Viga VED (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VED (inferior)	**1"**	1	21	30.5	640.50	0.00	0.00	0.00	0.00	2,544.71	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1(Superior)	**1"**	1	8	12.50	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	397.30	0.00	0.00
Viga VI1 (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI1 (inferior)	**1"**	1	3	30.5	91.50	0.00	0.00	0.00	0.00	363.53	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI2(Superior)	**1"**	1	18	12.50	225.00	0.00	0.00	0.00	0.00	893.93	0.00	0.00
Viga VI2 (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VI2 (inferior)	**1"**	1	11	30.5	335.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1,332.94	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VEI (Superior)	**1"**	1	5	12.50	62.50	0.00	0.00	0.00	0.00	248.31	0.00	0.00
Viga VEI (medio)	**5/8"**	1	8	40.4	323.20	0.00	0.00	501.61	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga VEI (inferior)	**1"**	1	5	30.5	152.50	0.00	0.00	0.00	0.00	605.88	0.00	0.00
estribos	**5/8"**	2	67.00	1.1	147.40	0.00	0.00	228.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						0.00	0.00	11,457.17	0.00	18,861.82	0.00	0.00
Peso parcial						30,318.99						
Desperdicio (5%)						1,515.95						
Total (Kg)						31,834.94						

05.04.03	CABLE DE ALTA RESITENCIA PARA VIGAS CAJON	**Ton/m**				**1,924.528**
	Tramo 1 2 3 4 VED		16	30.0652		481.043
	Tramo 1 2 3 4 VI1		16	30.0726		481.162
	Tramo 1 2 3 4 VI2		16	30.0726		481.162
	Tramo 1 2 3 4 VEI		16	30.0726		481.162

05.04.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	**m2**				**2,486.38**
	Tramo 1, 2, 3, y 4 (encofrado interior)		12.00	30.00	5.15	1,852.49
			12.00	30.00	1.72	620.35
			4.00	8.00	0.42	13.54

05.05 LOSA SUPERIOR E INFERIOR (Postensado)

05.05.01	CONCRETO PARA LOSAS f'c=350 kg/cm2	**m3**					**413.68**
	Losa inferior		1.00	120.00	7.90	0.15	142.20
	Losa superior		1.00	120.00	10.20	0.20	244.80
	Sobreancho losa superior		1.00	26.68			26.68

05.05.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	**fierro**	**N° elementos iguales**	**N° Ø (piezas por elemento)**	**Longitud (m)**	**Longitud Total(m)**	**Diametro**						
						3/8"	**1/2"**	**5/8"**	**3/4"**	**1"**	**1 1/4"**	**1 1/2"**
						0.56	**0.994**	**1.552**	**2.235**	**3.973**	**6.225**	**8.938**
Tramo 1												
LOSA INF. (Capa superior P6)	**5/8"**	1	100.00	7.5	750.00	0.00	0.00	1,164.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INF. (Capa superior L3)	**1/2"**	1	26.00	34.2	889.20	0.00	883.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior P7)	**5/8"**	1	100.00	7.5	750.00	0.00	0.00	1,164.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior L4)	**1/2"**	3	7.00	34.2	718.20	0.00	713.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P1)	**3/4"**	1	149.00	13.00	1,937.00	0.00	0.00	0.00	4,329.20	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P3)	**3/4"**	2	149.00	2.10	625.80	0.00	0.00	0.00	1,398.66	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior L1)	**3/8"**	1	26.00	33.5	871.10	487.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa inferior P2)	**1"**	1	200.00	13.50	2,700.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10,727.10	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	58.00	33.1	1,919.80	0.00	0.00	0.00	4,290.75	0.00	0.00	0.00

Tramo 2												
LOSA INF. (Capa superior P8)	**5/8"**	1	75.00	7.5	562.50	0.00	0.00	873.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INF. (Capa superior L3)	**1/2"**	1	25.00	34.2	855.00	0.00	849.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior P9)	**5/8"**	1	75.00	7.5	562.50	0.00	0.00	873.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior L4)	**1/2"**	3	7.00	34.2	718.20	0.00	713.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P1)	**3/4"**	1	149.00	13.00	1,937.00	0.00	0.00	0.00	4,329.20	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P3)	**3/4"**	2	149.00	2.10	625.80	0.00	0.00	0.00	1,398.66	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior L1)	**3/8"**	1	26.00	33.5	871.10	487.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa inferior P4)	**3/4"**	1	149.00	13.50	2,011.50	0.00	0.00	0.00	4,495.70	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	58.00	33.1	1,919.80	0.00	0.00	0.00	4,290.75	0.00	0.00	0.00
Sobreancho												
LOSA SUP. (Capa superior P1)	**3/4"**	1	75.00	0.3	22.50	0.00	0.00	0.00	50.29	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P3)	**3/4"**	1	75.00	0.3	22.50	0.00	0.00	0.00	50.29	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior L1)	**3/8"**	1	1.00	16	16.00	8.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa inferior P4)	**3/4"**	1	75.00	0.3	22.50	0.00	0.00	0.00	50.29	0.00	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	2.00	15	30.00	0.00	0.00	0.00	67.05	0.00	0.00	0.00
Tramo 3												
LOSA INF. (Capa superior P10)	**3/4"**	1	85.00	7.5	637.50	0.00	0.00	0.00	1,424.81	0.00	0.00	0.00
LOSA INF. (Capa superior L3)	**1/2"**	1	25.00	34.2	855.00	0.00	849.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INF. (Capa inferior P11)	**3/4"**	1	85.00	7.5	637.50	0.00	0.00	0.00	1,424.81	0.00	0.00	0.00
LOSA INFERIOR (Capa inferior L4)	**1/2"**	3	7.00	34.2	718.20	0.00	713.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P1)	**3/4"**	1	149.00	13.00	1,937.00	0.00	0.00	0.00	4,329.20	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P3)	**3/4"**	2	149.00	2.10	625.80	0.00	0.00	0.00	1,398.66	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior L1)	**3/8"**	1	26.00	33.5	871.10	487.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa inferior P4)	**3/4"**	1	149.00	13.50	2,011.50	0.00	0.00	0.00	4,495.70	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	58.00	33.1	1,919.80	0.00	0.00	0.00	4,290.75	0.00	0.00	0.00
Sobreancho												
LOSA SUP. (Capa superior P1)	**3/4"**	1	75.00	0.3	22.50	0.00	0.00	0.00	50.29	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P3)	**3/4"**	1	75.00	0.3	22.50	0.00	0.00	0.00	50.29	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior L1)	**3/8"**	1	1.00	16	16.00	8.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa inferior P4)	**3/4"**	1	75.00	0.3	22.50	0.00	0.00	0.00	50.29	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	2.00	15	30.00	0.00	0.00	0.00	67.05	0.00	0.00	0.00
Tramo 4												
LOSA INF. (Capa superior P10)	**3/4"**	1	85.00	7.5	637.50	0.00	0.00	0.00	1,424.81	0.00	0.00	0.00
LOSA INF. (Capa superior L3)	**1/2"**	1	25.00	34.2	855.00	0.00	849.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA INF. (Capa inferior P11)	**3/4"**	1	85.00	7.5	637.50	0.00	0.00	0.00	1,424.81	0.00	0.00	0.00
LOSA INF. (Capa inferior L4)	**1/2"**	3	7.00	34.2	718.20	0.00	713.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior P1)	**3/4"**	1	149.00	13.00	1,937.00	0.00	0.00	0.00	4,329.20	0.00	0.00	0.00

LOSA SUP. (Capa superior P5)	**3/4"**	2	200.00	2.10	840.00	0.00	0.00	0.00	1,877.40	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa superior L1)	**3/8"**	1	26.00	33.5	871.10	487.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LOSA SUP. (Capa inferior P2)	**1"**	1	200.00	13.50	2,700.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10,727.10	0.00	0.00
LOSA SUPERIOR (Capa inferior L2)	**3/4"**	1	41.00	33.1	1,357.10	0.00	0.00	0.00	3,033.12	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						1,969.17	6,289.04	4,074.00	54422.03	21,454.20	0.00	0.00
Peso parcial						88,208.44						
Desperdicio (5%)						4,410.42						
Total (Kg)						92,618.86						

05.05.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS	**m2**				**1,888.20**
Inferior (tramo 1, 2, 3 y 4)	4.00	30.00	7.90	948.00	
	8.00	37.90	0.15	45.48	
Superior (tramo 1, 2, 3 y 4)	12.00	30.00	1.78	640.80	
	4.00	30.00	1.78	213.60	
	8.00	10.2	0.20	16.32	
	4.00	30.00	0.20	24.00	

05.06 LOSA DE APROXIMACION

05.06.01 CONCRETO PARA LOSAS DE APROXIMACION f'c=280 kg/cm2	**m3**				**23.24**
	2.00	5.00	8.30	0.28	23.24

05.06.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	**fierro**	**N° elementos iguales**	**N° Ø (piezas por elemento)**	**Longitud (m)**	**Longitud Total(m)**	**Diametro**						
						3/8"	**1/2"**	**5/8"**	**3/4"**	**1"**	**1 1/4"**	**1 1/2"**
						0.56	**0.994**	**1.552**	**2.235**	**3.973**	**6.225**	**8.938**
Transversal	**3/8"**	4	41.00	8.15	1,336.60	748.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Longitudinal	**3/8"**	4	25.00	4.95	495.00	277.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						1,025.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso parcial						1,025.70						
Desperdicio (5%)						51.28						
Total (Kg)						1,076.98						

05.06.03	ENCOFRADO Y DES. CARAVISTA EN LOSAS DE APROXIMACION	**m2**				**97.90**
			4.00	8.30	0.28	9.30
			4.00	5.00	0.28	5.60
			2.00	8.30	5.00	83.00

05.07 BARRERAS DE CONCRETO

05.07.01	CONCRETO PARA MUROTIPO NEW JERSEY f'c=210 kg/cm2	**m3**			**31.11**	
	Lado izquierdo		1.00	118.00	19.58	0.17
	Lado derecho		1.00	121.16	11.53	0.10

05.07.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	fierro	N° elementos iguales	N° Ø (piezas por elemento)	Longitud (m)	Longitud Total(m)	Diametro						
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"
						0.56	0.994	1.552	2.235	3.973	6.225	8.938
Acero transversal	**3/8"**	2	7.00	136	1,904.00	1,066.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
estribo	**3/8"**	2	705.88	1.6366	2,310.49	1,293.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3/8"	2	705.88	1.4294	2,017.97	1,130.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						3,490.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso parcial						3,490.18						
Desperdicio (5%)						174.51						
Total (Kg)						3,664.68						

05.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	**m2**				**418.91**
			2.00	120.00	1.73	416.26
			2.00	8.00	0.17	2.65

06 OBRAS COMPLEMENTARIAS

06.01 PAVIMENTOS

06.01.01	PAVIMENTO RIGIDOf'c=210 kg/cm2	**m3**			**81.00**	
			1	22.5	7.88	0.35
			1	7.5	5.63	0.75
			3	30	67.50	0.75

06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PAVIMENTO RIGIDO	**m2**				**9.84**
			6	8.2	0.2	9.84

06.01.03	REPOSICION DE PAVIMENTO FLEXIBLE	**m2**				**628.42**
			1	339.34		339.34
			1	289.08		289.08

06.02 BARANDAS

06.02.01	BARANDAS METALICAS PARA PUENTE	**m**			**240.00**
			2.00	120.00	240.00

06.03 VEREDAS DE CONCRETO

06.03.01	CONCRETO PARA VEREDAS f'c= 175 kg/cm2	**m3**			**66.00**	
	Lado izquierdo		4.00	30.00	12.00	0.10
	Lado derecho		2.00	45.00	9.00	0.10
			2.00	75.00	45.00	0.30

06.03.02 ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2

Descripcion	**fierro**	**N° elementos iguales**	**N° Ø (piezas por elemento)**	**Longitud (m)**	**Longitud Total(m)**	**Diametro**						
						3/8"	**1/2"**	**5/8"**	**3/4"**	**1"**	**1 1/4"**	**1 1/2"**
						0.56	**0.994**	**1.552**	**2.235**	**3.973**	**6.225**	**8.938**
Acero transversal	**3/8"**	8	5.00	32.4	1,296.00	725.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Hacer longitudinal	**3/8"**	8	100.00	0.95	760.00	425.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso por tipo de varilla						1,151.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso parcial						1,151.36						
Desperdicio (5%)						57.57						
Total (Kg)						1,208.93						

06.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VEREDAS	**m2**				**49.60**
			16.00	30.00	0.10	48.00
			16.00	1.00	0.10	1.60

06.03.04	ACABADO, FROTACHADO Y BRUÑAS DE VEREDAS	**m2**				**192.00**	
			8.00	30.00	0.80	192.00	
06.03.05	PINTURA EN VEREDAS	**m2**				**48.00**	
			8.00	30.00	0.20	48.00	
06.04	**SEÑALIZACION**						
06.04.01	PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO	**m2**				**87.00**	
			1.00	180.00	0.15	27.00	
			2.00	30.00		60.00	
06.04.02	SEÑALIZACIONES INFORMATIVAS	**und**					**10.00**
			10.00				10.00
06.04.03	SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS	**und**					**4.00**
			4				4.00
06.04	**OTROS**						
06.04.01	APOYO DE NEOPRENE – Puente Presforzado Postensado	**und**					**19.00**
		Pilares	3	5			15
		estribos	2	2			4
06.04.02	SELLADOR ELASTOMERICO EN TOPES SISMICOS	**gln**					**60.00**
06.04.03	JUNTAS DE DILATACION METALICAS	**m**				**51.00**	
			5	10.2		51	
06.04.04	TUBOS DE DRENAJE PVC 3"	**m**				**40.00**	
			80	0.5		40	

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7.3 Presupuesto para ambas propuestas

7.3.1 Presupuesto de Puente de Concreto Simplemente Reforzado

Presupuesto

Presupuesto **ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACION DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA - AREQUIPA**

Subpresup. **PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO**
Lugar **AREQUIPA - AREQUIPA - YARABAMBA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**35,316.01**
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION OBRA 3.60 X 2.4 M	und	1.00	1,266.69	1,266.69
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	2,750.00	2,750.00
01.03	CORTE Y ROTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE 2"	m2	732.68	21.78	15,957.77
01.04	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO EN EL PROYECTO	m2	1,515.00	2.46	3,726.90
01.05	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	1,224.00	2.96	3,623.04
01.06	SEGURIDAD GUARDIANIA Y MANTENIMIENTO DE TRANSITO	mes	5.50	1,453.02	7,991.61
02	**OBRAS PROVISIONALES**				**3,000.00**
02.01	ALMACEN OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA	glb	1.00	3,000.00	3,000.00
03	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**213,119.65**
03.01	EXCAVACION EN TERRENO ROCOSO	m3	1,741.18	17.71	30,836.30
03.02	EXCAVACION EN TERRENO SEMIROCOSO	m3	1,223.64	13.02	15,931.79
03.03	RELLENO MASIVO CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	784.34	72.68	57,005.83
03.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	732.26	59.63	43,664.66
03.05	NIVELACION INTERIOR PARA SOLADOS	m2	291.00	4.14	1,204.74
03.06	ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE EXCAVACIONES	m3	2,232.56	28.88	64,476.33
04	**CONCRETO SIMPLE**				**11,191.86**
04.01	SOLADOS PARA ZAPATA f'c=100 Kg/cm2	m2	291.00	38.46	11,191.86
05	**CONCRETO ARMADO**				**2,272,812.20**
05.01	**ZAPATAS**				**292,033.97**
05.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	m3	430.40	345.36	148,642.94
05.01.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	30,639.11	4.68	143,391.03
05.02	**ESTRIBOS**				**157,021.55**
05.02.01	CONCRETO PARA ESTRIBOS f'c=280 kg/cm2	m3	154.97	437.33	67,773.03
05.02.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	15,326.61	4.68	71,728.53
05.02.03	ENCOFRADO Y DES. NORMAL EN PANTALLA DEL ESTRIBO	m2	163.94	40.82	6,692.03
05.02.04	ENCOFRADO Y DES. CARAVISTA EN PANTALLA DEL ESTRIBO	m2	213.78	50.65	10,827.96
05.03	**PILARES**				**392,294.77**
05.03.01	CONCRETO PARA PILARES f'c=280 kg/cm2	m3	222.71	437.33	97,397.76
05.03.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	56,388.07	4.68	263,896.17
05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	m2	612.06	50.65	31,000.84
05.04	**VIGAS CENTRALES Y LATERALES**				**778,442.86**
05.04.01	CONCRETO PARA VIGAS f'c=280 kg/cm2	m3	206.40	460.24	94,993.54
05.04.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	119,126.96	4.68	557,514.17
05.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	m2	2,486.38	50.65	125,935.15
05.05	**LOSA SUPERIOR E INFERIOR**				**587,363.04**
05.05.01	CONCRETO PARA LOSAS f'c=280 kg/cm2	m3	461.08	405.25	186,852.67

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

05.05.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	64,668.05	4.68	302,646.47
05.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS	m2	1,932.16	50.65	97,863.90
05.06	**LOSA DE APROXIMACION**				**18,301.40**
05.06.01	CONCRETO PARA LOSAS DE APROXIMACION f'c=280 kg/cm2	m3	23.24	357.25	8,302.49
05.06.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	1,076.98	4.68	5,040.27
05.06.03	ENCOFRADO Y DES. CARAVISTA EN LOSAS DE APROXIMACION	m2	97.90	50.65	4,958.64
05.07	**BARRERAS DE CONCRETO**				**47,354.61**
05.07.01	CONCRETO PARA MURO TIPO NEW JERSEY f'c=210 kg/cm2	m3	31.11	288.85	8,986.12
05.07.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	3,664.68	4.68	17,150.70
05.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	m2	418.91	50.65	21,217.79
06	**OBRAS COMPLEMENTARIAS**				**215,234.44**
06.01	**PAVIMENTOS**				**63,466.34**
06.01.01	PAVIMENTO RIGIDO f'c=210 kg/cm2	m3	81.00	280.34	22,707.54
06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PAVIMENTO RIGIDO	m2	9.84	40.82	401.67
06.01.03	REPOSICION DE PAVIMENTO FLEXIBLE 2"	m2	628.42	64.22	40,357.13
06.02	**BARANDAS**				**91,137.60**
06.02.01	BARANDAS METALICAS PARA PUENTES	m	240.00	379.74	91,137.60
06.03	**VEREDAS DE CONCRETO**				**28,920.18**
06.03.01	CONCRETO PARA VEREDAS f'c=175 kg/cm2	m3	66.00	243.26	16,055.16
06.03.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	1,208.93	4.68	5,657.79
06.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VEREDAS	m2	49.60	40.82	2,024.67
06.03.04	ACABADO FROTACHADO Y BRUÑAS DE VEREDAS	m2	192.00	22.10	4,243.20
06.03.05	PINTURA EN VEREDAS	m2	48.00	19.57	939.36
06.04	**SEÑALIZACION**				**11,791.33**
06.04.01	PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO	m2	87.00	31.41	2,732.67
06.04.02	SEÑALIZACIONES INFORMATIVAS	und	10.00	769.91	7,699.10
06.04.03	SEÑALES PREVENTIVAS	und	4.00	339.89	1,359.56
06.05	**OTROS**				**19,918.99**
06.05.01	APOYO DE NEOPRENO	und	24.00	404.10	9,698.40
06.05.02	SELLADOR ELASTOMERICO EN TOPES SISMICOS	gal	60.00	94.97	5,698.20
06.05.03	JUNTAS DE DILATACION METALICAS	m	51.00	62.69	3,197.19
06.05.04	TUBO DE DRENAJE PVC 3"	m	40.00	33.13	1,325.20
	COSTO DIRECTO				**2,750,674.16**
	GASTOS GENERALES (10%)				**275,067.42**
	UTILIDAD (8%)				**220,053.93**

	SUBTOTAL				**3,245,795.51**
	IMPUESTO IGV (18%)				**584,243.19**
					==========
	PRESUPUESTO TOTAL				**3,830,038.70**

SON : TRES MILLONES OCHOCIENTOS TREINTA MIL TRENTIOCHO Y 70/100 NUEVOS SOLES

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7.3.2 Presupuesto de Puente Pre-esforzado Postensado

Presupuesto

Presupuesto **ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACION DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA - AREQUIPA**

Subpresup. **PUENTE DE CONCRETO PRE-ESFORZADO POSTENSADO**
Lugar **AREQUIPA - AREQUIPA - YARABAMBA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**35,316.01**
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION OBRA 3.60 X 2.4 M	und	1.00	1,266.69	1,266.69
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	2,750.00	2,750.00
01.03	CORTE Y ROTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE 2"	m2	732.68	21.78	15,957.77
01.04	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO EN EL PROYECTO	m2	1,515.00	2.46	3,726.90
01.05	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	1,224.00	2.96	3,623.04
01.06	SEGURIDAD GUARDIANIA Y MANTENIMIENTO DE TRANSITO	mes	5.50	1,453.02	7,991.61
02	**OBRAS PROVISIONALES**				**3,000.00**
02.01	ALMACEN OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA	glb	1.00	3,000.00	3,000.00
03	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**209,004.62**
03.01	EXCAVACION EN TERRENO ROCOSO	m3	1,715.38	17.71	30,379.38
03.02	EXCAVACION EN TERRENO SEMIROCOSO	m3	1,223.64	13.02	15,931.79
03.03	RELLENO MASIVO CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	744.26	72.68	54,092.82
03.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	732.26	59.63	43,664.66
03.05	NIVELACION INTERIOR PARA SOLADOS	m2	291.00	4.14	1,204.74
03.06	ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE EXCAVACIONES	m3	2,206.76	28.88	63,731.23
04	**CONCRETO SIMPLE**				**11,191.86**
04.01	SOLADOS PARA ZAPATA f'c=100 Kg/cm2	m2	291.00	38.46	11,191.86
05	**CONCRETO ARMADO**				**1,904,325.03**
05.01	**ZAPATAS**				**274,975.42**
05.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	m3	404.52	345.36	139,705.03
05.01.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	28,903.93	4.68	135,270.39
05.02	**ESTRIBOS**				**163,597.09**
05.02.01	CONCRETO PARA ESTRIBOS f'c=280 kg/cm2	m3	167.66	437.33	73,322.75
05.02.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	15,447.03	4.68	72,292.10
05.02.03	ENCOFRADO Y DES. NORMAL EN PANTALLA DEL ESTRIBO	m2	167.36	40.82	6,831.64
05.02.04	ENCOFRADO Y DES. CARAVISTA EN PANTALLA DEL ESTRIBO	m2	220.15	50.65	11,150.60
05.03	**PILARES**				**311,630.58**
05.03.01	CONCRETO PARA PILARES f'c=280 kg/cm2	m3	187.54	437.33	82,016.87
05.03.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	42,890.60	4.68	200,728.01
05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	m2	570.30	50.65	28,885.70
05.04	**VIGAS CENTRALES Y LATERALES**				**379,020.27**
05.04.01	CONCRETO PARA VIGAS f'c=350 kg/cm2	m3	201.31	465.19	93,647.40
05.04.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	31,834.94	4.68	148,987.52
05.04.03	CABLE DE ACERO ALTA RESISTENCIA DE 7 HILOS	t/m	1,924.53	5.43	10,450.20
05.04.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	m2	2,486.38	50.65	125,935.15
05.05	**LOSA SUPERIOR E INFERIOR**				**709,445.66**
05.05.01	CONCRETO PARA LOSAS f'c=350 kg/cm2	m3	413.68	435.97	180,352.07
05.05.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	92,618.86	4.68	433,456.26
05.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS	m2	1,888.20	50.65	95,637.33

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

05.06	**LOSA DE APROXIMACION**				**18,301.40**
05.06.01	CONCRETO PARA LOSAS DE APROXIMACION f'c=280 kg/cm2	m3	23.24	357.25	8,302.49
05.06.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	1,076.98	4.68	5,040.27
05.06.03	ENCOFRADO Y DES. CARAVISTA EN LOSAS DE APROXIMACION	m2	97.90	50.65	4,958.64
05.07	**BARRERAS DE CONCRETO**				**47,354.61**
05.07.01	CONCRETO PARA MURO TIPO NEW JERSEY f'c=210 kg/cm2	m3	31.11	288.85	8,986.12
05.07.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	3,664.68	4.68	17,150.70
05.07.03	ENCOFRADO Y DES. CARAVISTA EN BARRERAS	m2	418.91	50.65	21,217.79
06	**OBRAS COMPLEMENTARIAS**				**213,213.94**
06.01	**PAVIMENTOS**				**63,466.34**
06.01.01	PAVIMENTO RIGIDO f'c=210 kg/cm2	m3	81.00	280.34	22,707.54
06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PAVIMENTO RIGIDO	m2	9.84	40.82	401.67
06.01.03	REPOSICION DE PAVIMENTO FLEXIBLE 2"	m2	628.42	64.22	40,357.13
06.02	**BARANDAS**				**91,137.60**
06.02.01	BARANDAS METALICAS PARA PUENTES	m	240.00	379.74	91,137.60
06.03	**VEREDAS DE CONCRETO**				**28,920.18**
06.03.01	CONCRETO PARA VEREDAS f'c=175 kg/cm2	m3	66.00	243.26	16,055.16
06.03.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.	kg	1,208.93	4.68	5,657.79
06.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VEREDAS	m2	49.60	40.82	2,024.67
06.03.04	ACABADO FROTACHADO Y BRUÑAS DE VEREDAS	m2	192.00	22.10	4,243.20
06.03.05	PINTURA EN VEREDAS	m2	48.00	19.57	939.36
06.04	**SEÑALIZACION**				**11,791.33**
06.04.01	PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO	m2	87.00	31.41	2,732.67
06.04.02	SEÑALIZACIONES INFORMATIVAS	und	10.00	769.91	7,699.10
06.04.03	SEÑALES PREVENTIVAS	und	4.00	339.89	1,359.56
06.05	**OTROS**				**17,898.49**
06.05.01	APOYO DE NEOPRENO	und	19.00	404.10	7,677.90
06.05.02	SELLADOR ELASTOMERICO EN TOPES SISMICOS	gal	60.00	94.97	5,698.20
06.05.03	JUNTAS DE DILATACION METALICAS	m	51.00	62.69	3,197.19
06.05.04	TUBO DE DRENAJE PVC 3"	m	40.00	33.13	1,325.20
	COSTO DIRECTO				**2,376,051.46**
	GASTOS GENERALES (10%)				**237,605.15**
	UTILIDAD (8%)				**190,084.12**

	SUBTOTAL				**2,803,740.73**
	IMPUESTO IGV (18%)				**504,673.33**
					==========
	PRESUPUESTO TOTAL				**3,308,414.06**

SON : TRES MILLONES TRESCIENTOS OCHO MIL CUATROCIENTOS CATORCE Y 06/100 NUEVOS SOLES

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7.4 Precios y cantidades requeridos por tipo de ambas propuestas

7.4.1 Precios y cantidades requeridos por tipo – Puente Concreto Simplemente Reforzado

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACION DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA - AREQUIPA**

Subpresupuesto **PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO**

Código	Recurso	Unidad		Precio S/.	Parcial S/.
		MANO DE OBRA			
0101010002	CAPATAZ	hh	2,527.3628	25.38	64,144.47
0101010003	OPERARIO	hh	14,272.8605	21.91	312,718.37
0101010004	OFICIAL	hh	13,506.7662	18.93	255,683.08
0101010005	PEON	hh	7,791.5147	17.38	135,416.53
01010300000005	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	31.9665	17.80	569.00
					768,531.45
		MATERIALES			
0201030001	GASOLINA	gal	527.7348	10.16	5,361.79
0201040002	KEROSENE INDUSTRIAL	gal	40.0000	2.60	104.00
0201040003	PETROLEO	gal	73.2260	10.50	768.87
0201050007	NEOPRENE 300 x 350 x 100 mm	und	24.0000	322.50	7,740.00
0201050008	MEZCLA ASFALTICA EN FRIO	m3	43.9894	360.00	15,836.18
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	1,795.3739	3.10	5,565.66
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg	8,762.9800	3.30	28,917.83
0204020009	ANGULO DE ACERO LIV 4" x 4" x 1/4" x 6 m	pza	31.0500	7.15	222.01
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2	kg	300,862.3690	2.98	896,569.86
0204060004	ACERO NEGRO 1/2" x 6 M	pza	2.5500	5.19	13.23
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA C/C DE 3"	kg	1,052.6501	3.30	3,473.75
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA C/C DE 4"	kg	4.5450	3.40	15.45
02041600020003	PLATINA DE ACERO NEGRO DE 3 1/4" X 6 m	pza	9.6900	74.92	725.97
02041600020004	PLATINA DE ACERO DE 4"x1/8	kg	2,618.4000	7.10	18,590.64
02041600020005	PLATINA DE ACERO DE 3/16"	kg	1,919.5200	6.23	11,958.61
02052600010009	TUBERIA PVC 3" CLASE 75	m	42.8000	5.20	222.56
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3	1,341.5282	78.97	105,940.48
02070200010001	ARENA FINA	m3	5.7600	51.94	299.17
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	838.4550	42.10	35,298.96
0207020003	ARENA PARA IMPRIMADO	m3	25.1368	50.85	1,278.21
0207030001	HORMIGON	m3	26.4990	35.70	946.01
0207040002	MATERIAL DE RELLENO	m3	784.3400	26.30	20,628.14
0207040003	MATERIAL CLASIFICADO PARA BASE	m3	951.9380	38.50	36,649.61
0207040004	BASE GRANULAR	m3	163.3892	40.00	6,535.57
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	479.1934	7.00	3,354.35
0210010001	FIBRA DE VIDRIO DE 4 mm ACABADO	m2	2.3200	173.00	401.36
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	18,094.0906	16.95	306,694.84
02130300010001	YESO BOLSA 28 kg	bol	15.1500	5.10	77.27
0213060001	OCRE	kg	15.1500	3.25	49.24
0217010002	TUBO DE 4 1/2"	m	252.0000	59.40	14,968.80
0218020001	PERNO HEXAGONAL	und	10.0000	0.60	6.00
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO	hm	1,045.1600	48.00	50,167.68
0222090005	PEGAMENTO EPOXICO	kg	2.0400	68.20	139.13
0222140006	LACA DESMOLDEADORA	gal	345.6714	38.10	13,170.08
02221500010022	ADITIVO GROUTING EPOXICO LIQUIDO	kg	1.2000	110.30	132.36
02221600010024	SELLADOR ELASTOMERICO	und	60.0000	69.30	4,158.00
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	1,312.9284	4.98	6,538.38
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS	p2	24,427.4456	5.81	141,923.46

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

0231040002	ESTACAS DE MADERA	p2	30.3000	3.80	115.14
02310500010007	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 10 mm	pln	864.1785	28.53	24,655.01
0231050002	TRIPLAY DE 8 MM	m2	4.0000	32.00	128.00
0231050003	TRIPLAY DE 6 MM PARA ENCOFRADO	pln	49.1436	27.00	1,326.88
0238010005	LIJA PARA CONCRETO	und	4.0000	1.50	6.00
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	29.1790	27.32	797.17
0240030005	PINTURA IMPRIMANTE	gal	0.2000	40.05	8.01
0240060001	PINTURA PARA TRAFICO	gal	13.0500	49.50	645.98
02400600010001	PINTURA WASH PRIMER	gal	8.7600	96.75	847.53
0240060009	MICROESFERAS DE VIDRIO	kg	30.4500	23.00	700.35
02400600100001	TINTA SERIGRAFICA NEGRA	gal	0.1360	1,265.00	172.04
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA	gal	11.9100	28.68	341.58
0240080012	THINNER	gal	4.8463	20.50	99.35
0240150004	IMPRIMANTE MC-30	gal	201.0944	18.50	3,720.25
02460700010004	PERNOS DE ANCLAJE 5/8"	kg	1,821.6000	3.50	6,375.60
0255060001	OXIGENO	m3	0.9360	18.03	16.88
0255060002	ACETILENO	m3	0.0960	45.85	4.40
02550800010006	SOLDADURA ELECTRICA 1/8"	kg	61.7100	4.71	290.65
02550800010007	SOLDADURA CELLOCORD P 3/16"	kg	811.0000	9.10	7,380.10
0259020001	ALMACEN OFICINA Y CASETA	glb	1.0000	3,000.00	3,000.00
02621400010025	PLACA DE APOYO	kg	811.2000	3.56	2,887.87
0267110022	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	p2	24.2800	16.20	393.34
0271050139	PERNO ANCLAJE PARA ENCOFRADO	und	374.4774	1.41	528.01
02760100100001	WINCHA METALICA DE 50 m	und	1.5150	22.00	33.33
0276020050	DISCO DE DESBASTE	und	10.0800	12.64	127.41
0290130005	ESCOBAS	und	3.1421	8.00	25.14
02901300090006	WAYPE INDUSTRIAL	kg	16.0000	2.15	34.40
0292010001	CORDEL	m	454.5000	1.50	681.75
					1,800,785.68

EQUIPOS

0301000011	TEODOLITO	hm	31.9665	21.00	671.30
0301000020	NIVEL TOPOGRAFICO	he	31.9665	10.00	319.67
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo			24,002.73
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	80.9790	28.00	2,267.41
03011000060002	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton	hm	23.4323	145.00	3,397.68
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	hm	64.0080	13.98	894.83
03011600010003	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	333.2515	230.00	76,647.85
03011700020002	RETROEXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115 - 165 HP	hm	146.7779	160.00	23,484.46
0301180003	TRACTOR DE ORUGAS 140 - 160 HP	hm	50.1978	255.00	12,800.44
03012200010002	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO LIVIANO EN CAMION 3t	vje	1.0000	2,050.00	2,050.00
0301220004	CAMION VOLQUETE	hm	77.6931	120.00	9,323.17
03012200040002	CAMION VOLQUETE DE 10 m3	hm	3.1421	237.08	744.93
03012200050001	CAMION CISTERNA (2,500 GLNS.)	hm	5.0274	156.54	786.99
03012500010003	GRUPO ELECTROGENO DE 75 KW.	hm	127.9920	14.10	1,804.69
03012700010003	MAQUINA PARA PINTAR MARCAS EN EL PAVIMENTO	hm	11.5971	48.80	565.94
03012700010004	MAQUINA DE SOLDAR	hm	16.3200	8.53	139.21
0301270005	MOTOSOLDADORA DE 250 AMP	hm	129.3252	14.21	1,837.71
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	625.9242	7.39	4,625.58
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	42.3405	15.85	671.10
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3	hm	625.9241	9.93	6,215.43
0301330008	EQUIPO DE CORTE	hm	127.9920	11.70	1,497.51
0301330009	CORTADORA DE PAVIMENTO	hm	209.3267	29.66	6,208.63
03014800020003	BROCHA DE NYLON DE 4"	und	24.0000	10.40	249.60
0304010003	EQUIPO AUTOTRANSPORTADO	vje	1.0000	700.00	700.00
					181,906.86
				Total S/.	**2,751,223.99**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7.4.2 Precios y cantidades requeridos por tipo – Puente Postensado

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACION DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA - AREQUIPA**

Subpresupuesto **PUENTE DE CONCRETO PRE-ESFORZADO POSTENSADO**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	P S/.	Parcial S/.
	MANO DE OBRA				
0101010002	CAPATAZ	hh	2,022.7140	25.38	51,336.48
0101010003	OPERARIO	hh	11,731.2541	21.91	257,031.78
0101010004	OFICIAL	hh	10,987.0789	18.93	207,985.40
0101010005	PEON	hh	7,317.4924	17.38	127,178.02
0101010008	TECNICO ESPECIALISTA EN POSTENSADO	hh	57.3510	26.50	1,519.80
01010300000005	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	31.9665	17.80	569.00
					645,620.48
	MATERIALES				
0201030001	GASOLINA	gal	499.4968	10.16	5,074.89
0201040002	KEROSENE INDUSTRIAL	gal	40.0000	2.60	104.00
0201040003	PETROLEO	gal	73.2260	10.50	768.87
0201050007	NEOPRENE 300 x 350 x 100 mm	und	19.0000	322.50	6,127.50
0201050008	MEZCLA ASFALTICA EN FRIO	m3	43.9894	360.00	15,836.18
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	1,772.5920	3.10	5,495.04
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg	6,529.3800	3.30	21,546.95
0204020009	ANGULO DE ACERO LIVIANO DE 4" x 4" x 1/4" x 6 m	pza	31.0500	7.15	222.01
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	224,175.3254	2.98	668,042.47
02040300010043	ACERO PARA CONCRETO PREESFORZADO	kg	133.9473	21.15	2,832.99
0204060004	ACERO NEGRO 1/2" x 6 M	pza	2.5500	5.19	13.23
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	1,040.2208	3.30	3,432.73
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"	kg	4.5450	3.40	15.45
02041600020003	PLATINA DE ACERO NEGRO DE 3 1/4" X 6 m	pza	9.6900	74.92	725.97
02041600020004	PLATINA DE ACERO DE 4"x1/8	kg	2,618.4000	7.10	18,590.64
02052600010009	TUBERIA PVC 3" CLASE 75	m	42.8000	5.20	222.56
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3	1,260.8483	78.97	99,569.19
02070200010001	ARENA FINA	m3	5.7600	51.94	299.17
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	788.0302	42.10	33,176.07
0207020003	ARENA PARA IMPRIMADO	m3	25.1368	50.85	1,278.21
0207030001	HORMIGON	m3	26.4990	35.70	946.01
0207040002	MATERIAL DE RELLENO	m3	744.2600	26.30	19,574.04
0207040003	MATERIAL CLASIFICADO PARA BASE	m3	951.9380	38.50	36,649.61
0207040004	BASE GRANULAR	m3	163.3892	40.00	6,535.57
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	461.0428	7.00	3,227.30
0210010001	FIBRA DE VIDRIO DE 4 mm ACABADO	m2	2.3200	173.00	401.36
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	18,221.6483	16.95	308,856.94
02130300010001	YESO BOLSA 28 kg	bol	15.1500	5.10	77.27
0217010002	TUBO DE 4 1/2"	m	252.0000	59.40	14,968.80
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO	hm	970.1900	48.00	46,569.12
0219170002	DUCTO CORRUGADO METALICO	und	16.9359	26.30	445.41
0222090005	PEGAMENTO EPOXICO	kg	1.6150	68.20	110.14
0222140006	LACA DESMOLDEADORA	gal	340.9104	38.10	12,988.69
02221500010022	ADITIVO GROUTING EPOXICO LIQUIDO	kg	0.9500	110.30	104.79
02221600010024	SELLADOR ELASTOMERICO	und	60.0000	69.30	4,158.00
02222000010025	ADITIVO PLASTIFICANTE	kg	7.1208	4.10	29.20
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	1,327.3266	4.98	6,610.09
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2	24,091.0016	5.81	139,968.72
0231040002	ESTACAS DE MADERA	p2	30.3000	3.80	115.14

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

02310500010007	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 10 mm	pln	852.2760	28.53	24,315.43
0231050002	TRIPLAY DE 8 MM	m2	4.0000	32.00	128.00
0231050003	TRIPLAY DE 6 MM PARA ENCOFRADO	pln	49.8960	27.00	1,347.19
0238010005	LIJA PARA CONCRETO	und	4.0000	1.50	6.00
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	29.1790	27.32	797.17
0240030005	PINTURA IMPRIMANTE	gal	0.2000	40.05	8.01
0240060001	PINTURA PARA TRAFICO	gal	13.0500	49.50	645.98
02400600010001	PINTURA WASH PRIMER	gal	8.7600	96.75	847.53
0240060009	MICROESFERAS DE VIDRIO	kg	30.4500	23.00	700.35
02400600100001	TINTA SERIGRAFICA NEGRA	gal	0.1360	1,265.00	172.04
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA	gal	11.9100	28.68	341.58
0240080012	THINNER	gal	4.8463	20.50	99.35
0240150004	IMPRIMANTE MC-30	gal	201.0944	18.50	3,720.25
02460700010004	PERNOS DE ANCLAJE 5/8"	kg	1,821.6000	3.50	6,375.60
0255060001	OXIGENO	m3	0.9360	18.03	16.88
02550800010006	SOLDADURA ELECTRICA 1/8"	kg	61.7100	4.71	290.65
02550800010007	SOLDADURA CELLOCORD P 3/16"	kg	811.0000	9.10	7,380.10
0259020001	ALMACEN OFICINA Y CASETA	glb	1.0000	3,000.00	3,000.00
02621400010025	PLACA DE APOYO	kg	811.2000	3.56	2,887.87
0267110022	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	p2	24.2800	16.20	393.34
0270110324	ANCLAJE FIJO	und	1.9245	1,055.34	2,031.00
0271050139	PERNO ANCLAJE PARA ENCOFRADO 1/2"X0.50 M	und	369.3197	1.41	520.74
02760100100001	WINCHA METALICA DE 50 m	und	1.5150	22.00	33.33
0276020050	DISCO DE DESBASTE	und	10.0800	12.64	127.41
02901300090006	WAYPE INDUSTRIAL	kg	16.0000	2.15	34.40
0290180008	SEPARADORES	und	22.9019	1.85	42.37
0292010001	CORDEL	m	454.5000	1.50	681.75
					1,554,698.03

EQUIPOS

0301000011	TEODOLITO	hm	31.9665	21.00	671.30
0301000020	NIVEL TOPOGRAFICO	he	31.9665	10.00	319.67
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo			20,307.05
0301040004	GATA DE TENSADO	hm	7.1208	51.60	367.43
0301040005	BOMBA DE TENSADO	hm	7.1208	65.37	465.49
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	80.9790	28.00	2,267.41
03011000060002	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7- 9 ton	hm	23.4323	145.00	3,397.68
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	hm	64.0080	13.98	894.83
03011600010003	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	325.4304	230.00	74,848.99
03011700020002	RETROEXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115 - 165 HP	hm	145.4028	160.00	23,264.45
0301180003	TRACTOR DE ORUGAS 140 - 160 HP	hm	47.6326	255.00	12,146.31
03012200010002	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	vje	1.0000	2,050.00	2,050.00
0301220004	CAMION VOLQUETE	hm	76.7952	120.00	9,215.42
03012200040002	CAMION VOLQUETE DE 10 m3	hm	3.1421	237.08	744.93
03012200050001	CAMION CISTERNA (2,500 GLNS.)	hm	5.0274	156.54	786.99
03012500010003	GRUPO ELECTROGENO DE 75 KW.	hm	127.9920	14.10	1,804.69
03012700010003	MAQUINA PARA PINTAR MARCAS EN EL PAVIMENTO	hm	11.5971	48.80	565.94
03012700010004	MAQUINA DE SOLDAR	hm	16.3200	8.53	139.21
03012700010005	MAQUINA DE DUCTOS	hm	7.1208	84.79	603.77
03012700010006	MEZCLADORA INYECTORA	hm	7.1208	51.00	363.16
0301270005	MOTOSOLDADORA DE 250 AMP	hm	129.3252	14.21	1,837.71
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	560.7131	7.39	4,143.67
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	42.3405	15.85	671.10
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	560.7136	9.93	5,567.89
0301330008	EQUIPO DE CORTE	hm	127.9920	11.70	1,497.51
0301330009	CORTADORA DE PAVIMENTO	hm	209.3267	29.66	6,208.63
03013400010009	ANDAMIAJE	hm	0.7698	67.54	51.99
03014800020003	BROCHA DE NYLON DE 4"	und	24.0000	10.40	249.60
0304010003	EQUIPO AUTOTRANSPORTADO	vje	1.0000	700.00	700.00
					176,152.82
				Total S/.	**2,376,471.33**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7.5 Análisis de Costos Unitarios de ambas propuestas

7.5.1 Analisis de precios unitarios de partidas para ambas propuestas

Existen una serie de actividades (Subpartidas) que básicamente son las mismas para ambas propuestas, ya que se desarrollo el presupuesto tomando en cuenta los mismos precios y por lo tanto mismos costos unitarios, por tal motivo se presenta el análisis unificado para ambos puentes, en las siguientes partidas:

- Trabajos preliminares (Partida 01 y todas las subpartidas)
- Obras provisionales (Partida 02 y todas las subpartidas)
- Movimiento de tierras (Partida 03 y todas las subpartidas)
- Concreto simple (Partida 04 y todas las subpartidas)
- Obras complementarias (Partida 06 y todas las subpartidas)

Análisis de precios unitarios

Presupuesto: **ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACION DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA - AREQUIPA**

TRABAJOS PRELIMINARES

Partida **01.01** **CARTEL DE IDENTIFICACION OBRA 3.60 X 2.4 M**

Rendimiento **und/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo unitario directo por : und **1,266.69**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	16.0000	21.91	350.56
0101010005	PEON	hh	2.0000	16.0000	17.38	278.08
						628.64
	Materiales					
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		1.0000	3.30	3.30
0207030001	HORMIGON	m3		0.6000	35.70	21.42
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		1.0000	16.95	16.95
0218020001	PERNO HEXAGONAL	und		10.0000	0.60	6.00
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		90.0000	4.98	448.20
0231050002	TRIPLAY DE 8 MM	m2		3.0000	32.00	96.00
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		1.0000	27.32	27.32
						619.19
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	628.64	18.86
						18.86

Partida **01.02** **MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS**

Rendimiento **glb/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo unitario directo por : glb **2,750.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Equipos					
03012200010002	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO LIVIANO EN CAMION 3t	vje		1.0000	2,050.00	2,050.00
0304010003	EQUIPO AUTOTRANSPORTADO	vje		1.0000	700.00	700.00
						2,750.00

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	**01.03**	**CORTE Y ROTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE 2"**					
Rendimiento	**m2/DIA**	MO.	**28.0000**	EQ.	**28.0000**	Costo unitario directo por : m2	**21.78**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0571	25.38	1.45
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.2857	21.91	6.26
0101010005	PEON		hh	1.0000	0.2857	17.38	4.97
							12.68
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	12.68	0.63
0301330009	CORTADORA DE PAVIMENTO		hm	1.0000	0.2857	29.66	8.47
							9.10

Partida	**01.04**	**TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO EN EL PROYECTO**					
Rendimiento	**m2/DIA**	MO.	**380.0000**	EQ.	**380.0000**	Costo unitario directo por : m2	**2.46**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0211	18.93	0.40
0101010005	PEON		hh	1.0000	0.0211	17.38	0.37
01010300000005	OPERARIO TOPOGRAFO		hh	1.0000	0.0211	17.80	0.38
							1.15
	Materiales						
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"		kg		0.0030	3.40	0.01
02130300010001	YESO BOLSA 28 kg		bol		0.0100	5.10	0.05
0213060001	OCRE		kg		0.0100	3.25	0.03
0231040002	ESTACAS DE MADERA		p2		0.0200	3.80	0.08
02760100100001	WINCHA METALICA DE 50 m		und		0.0010	22.00	0.02
0292010001	CORDEL		m		0.3000	1.50	0.45
							0.64
	Equipos						
0301000011	TEODOLITO		hm	1.0000	0.0211	21.00	0.44
0301000020	NIVEL TOPOGRAFICO		he	1.0000	0.0211	10.00	0.21
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		2.0000	1.15	0.02
							0.67

Partida	**01.05**	**LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL**					
Rendimiento	**m2/DIA**	MO.	**500.0000**	EQ.	**500.0000**	Costo unitario directo por : m2	**2.96**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0016	25.38	0.04
0101010005	PEON		hh	10.0000	0.1600	17.38	2.78
							2.82
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	2.82	0.14
							0.14

Partida	**01.06**	**SEGURIDAD GUARDIANIA Y MANTENIMIENTO DE TRANSITO**					
Rendimiento	**mes/DIA**	MO.	**1.0000**	EQ.	**1.0000**	Costo unitario directo por : mes	**1,453.02**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.8000	25.38	20.30
0101010005	PEON		hh	10.0000	80.0000	17.38	1,390.40
							1,410.70
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1,410.70	42.32
							42.32

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

OBRAS PROVISIONALES

Partida	**02.01**	**ALMACEN OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA**				
Rendimiento	**glb/DIA**	MO. **1.0000**	EQ. **1.0000**	Costo unitario directo por : glb		**3,000.00**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Materiales					
0259020001	ALMACEN OFICINA Y CASETA	glb		1.0000	3,000.00	3,000.00
						3,000.00

MOV. DE TIERRAS

Partida	**03.01**	**EXCAVACION EN TERRENO ROCOSO**				
Rendimiento	**m3/DIA**	MO. **150.0000**	EQ. **150.0000**	Costo unitario directo por : m3		**17.71**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.1067	21.91	2.34
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0533	18.93	1.01
0101010005	PEON	hh	6.0000	0.3200	17.38	5.56
						8.91
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	8.91	0.27
03011700020002	RETROEXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115 - 165 HP	hm	1.0000	0.0533	160.00	8.53
						8.80

Partida	**03.02**	**EXCAVACION EN TERRENO SEMIROCOSO**				
Rendimiento	**m3/DIA**	MO. **200.0000**	EQ. **200.0000**	Costo unitario directo por : m3		**13.02**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.0800	21.91	1.75
0101010004	OFICIAL	hh	0.5000	0.0200	18.93	0.38
0101010005	PEON	hh	6.0000	0.2400	17.38	4.17
						6.30
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	6.30	0.32
03011700020002	RETROEXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115 - 165 HP	hm	1.0000	0.0400	160.00	6.40
						6.72

Partida	**3.03**	**RELLENO MASIVO CON MATERIAL DE PRESTAMO**				
Rendimiento	**m3/DIA**	MO. **250.0000**	EQ. **250.0000**	Costo unitario directo por : m3		**72.68**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	18.93	0.61
						0.61
	Materiales					
0207040002	MATERIAL DE RELLENO	m3		1.0000	26.30	26.30
						26.30
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		2.0000	0.61	0.01
03011600010003	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	4.0000	0.1280	230.00	29.44
0301180003	TRACTOR DE ORUGAS 140 - 160 HP	hm	2.0000	0.0640	255.00	16.32
						45.77

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	03.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : m3		59.63
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.91	0.70
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	18.93	0.61
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.0640	17.38	1.11
						2.42
	Materiales					
0201040003	PETROLEO	gal		0.1000	10.50	1.05
0207040003	MATERIAL CLASIFICADO PARA BASE	m3		1.3000	38.50	50.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.2000	7.00	1.40
						52.50
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	2.42	0.07
03011000060002	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 7-9 ton	hm	1.0000	0.0320	145.00	4.64
						4.71

Partida	03.05	NIVELACION INTERIOR PARA SOLADOS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 145.0000	EQ. 145.0000	Costo unitario directo por : m2		4.14
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0552	21.91	1.21
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.0552	17.38	0.96
						2.17
	Materiales					
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0500	7.00	0.35
						0.35
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	2.17	0.07
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	1.0000	0.0552	28.00	1.55
						1.62

Partida	03.06	ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE EXCAVACIONES				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 230.0000	EQ. 230.0000	Costo unitario directo por : m3		28.88
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0035	25.38	0.09
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.0348	17.38	0.60
						0.69
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.69	0.02
03011600010003	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	3.0000	0.1043	230.00	23.99
0301220004	CAMION VOLQUETE	hm	1.0000	0.0348	120.00	4.18
						28.19

Partida	04.01	SOLADOS PARA ZAPATA f'c=100 Kg/cm2				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 55.0000	EQ. 55.0000	Costo unitario directo por : m2		38.46
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0291	25.38	0.74
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.2909	21.91	6.37
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.1455	18.93	2.75
0101010005	PEON	hh	6.0000	0.8727	17.38	15.17
						25.03
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2000	10.16	2.03
0207030001	HORMIGON	m3		0.0890	35.70	3.18
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0100	7.00	0.07
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.3000	16.95	5.09
						10.37
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	25.03	0.75
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	1.0000	0.1455	15.85	2.31
						3.06

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

OBRAS COMPLEMENTARIAS

Partida	**06.01.01**		**PAVIMENTO RIGIDO f'c=210 kg/cm2**			
Rendimiento	**m3/DIA**	MO. **45.0000**	EQ. **45.0000**	Costo unitario directo por : m3		**280.34**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.0889	25.38	2.26
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.3556	21.91	7.79
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.3556	18.93	6.73
0101010005	PEON	hh	6.0000	1.0667	17.38	18.54
						35.32
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	16.95	152.55
						240.88
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	35.32	1.06
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.1778	7.39	1.31
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.1778	9.93	1.77
						4.14

Partida	**06.01.02**		**ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PAVIMENTO RIGIDO**			
Rendimiento	**m2/DIA**	MO. **45.0000**	EQ. **45.0000**	Costo unitario directo por : m2		**40.82**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0178	25.38	0.45
0101010003	OPERARIO	hh	2.0003	0.3556	21.91	7.79
0101010004	OFICIAL	hh	1.0001	0.1778	18.93	3.37
						11.61
	Materiales					
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.10	0.93
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.3100	3.30	1.02
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		4.2100	4.98	20.97
0231050003	TRIPLAY DE 6 MM PARA ENCOFRADO	pln		0.2200	27.00	5.94
						28.86
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	11.61	0.35
						0.35

Partida	**06.01.03**		**REPOSICION DE PAVIMENTO FLEXIBLE 2"**			
Rendimiento	**m2/DIA**	MO. **100.0000**	EQ. **100.0000**	Costo unitario directo por : m2		**64.22**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Subpartidas					
010104040103	NIVELACION Y COMPACTACION DE BASE GRANULAR	m2		1.0000	5.71	5.71
010107020107	ARENADO PARA IMPRIMADO	m2		1.0000	2.03	2.03
010301010211	ELIMINACION DE MATERIAL DE PAVIMENTO	m2		1.0000	1.94	1.94
010304020203	IMPRIMACION PARA REPOSICION DE PAVIMENTO	m2		1.0000	6.11	6.11
010304020204	BARRIDO PARA BASE GRANULAR	m2		1.0000	0.59	0.59
010304030204	REPOSICION DE PAVIMENTO FLEXIBLE	m2		1.0000	34.16	34.16
010601080415	RELLENO CON BASE GRANULAR E=20CM	m2		1.0000	13.68	13.68
						64.22

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Sub Partida	NIVELACION Y COMPACTACION DE BASE GRANULAR					
Rendimiento	m2/DIA	MO.160.00	EQ.160.00	Costo unitario directo por : m2		5.71
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0100	25.38	0.25
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.1000	17.38	1.74
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.1000	21.91	2.19
						4.18
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	4.18	0.13
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	1.0000	0.0500	28.00	1.40
						1.53

Sub Partida	ARENADO PARA IMPRIMADO					
Rendimiento	m2/DIA	MO.2,300.00	EQ.2,300.00	Costo unitario directo por : m2		2.03
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Materiales					
0207020003	ARENA PARA IMPRIMADO	m3		0.0400	50.85	2.03
						2.03

Sub Partida	ELIMINACION DE MATERIAL DE PAVIMENTO					
Rendimiento	m2/DIA	MO.800.00	EQ.800.00	Costo unitario directo por : m2		1.94
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0010	25.38	0.03
0101010005	PEON	hh	4.0000	0.0400	17.38	0.70
						0.72
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.73	0.02
03012200040002	CAMION VOLQUETE DE 10 m3	hm	0.5000	0.0050	237.08	1.19
						1.21

Sub Partida	IMPRIMACION PARA REPOSICION DE PAVIMENTO					
Rendimiento	m2/DIA	MO.4,400.00	EQ.4,400.00	Costo unitario directo por : m2		6.11
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0018	18.93	0.03
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0018	21.91	0.04
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	0.0018	25.38	0.05
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.0036	17.38	0.06
						0.18
	Materiales					
0240150004	IMPRIMANTE MC-30	gal		0.3200	18.50	5.92
						5.92
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.18	0.01
						0.01

Sub Partida	BARRIDO PARA BASE GRANULAR					
Rendimiento	m2/DIA	MO.2,500.00	EQ.2,500.00	Costo unitario directo por : m2		0.59
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0003	25.38	0.01
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0032	21.91	0.07
0101010005	PEON	hh	8.0000	0.0256	17.38	0.44
						0.52
	Materiales					
0290130005	ESCOBAS	und		0.0050	8.00	0.04
						0.04
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	0.52	0.03
						0.03

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Sub Partida	**REPOSICION DE PAVIMENTO FLEXIBLE**					
Rendimiento	**m2/DIA**	MO.150.00	EQ.150.00	Costo unitario directo por : m2		**34.16**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0107	25.38	0.27
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.1067	21.91	2.34
0101010005	PEON	hh	5.0000	0.2667	17.38	4.64
						7.24
	Materiales					
0201050008	MEZCLA ASFALTICA EN FRIO	m3		0.0700	360.00	25.20
						25.20
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	7.25	0.22
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	1.0000	0.0533	28.00	1.49
						1.71

Sub Partida	**RELLENO CON BASE GRANULAR E=20CM**					
Rendimiento	**m2/DIA**	MO.1,000.00	EQ.1,000.00	Costo unitario directo por : m2		**13.68**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.0040	25.38	0.10
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.0160	17.38	0.28
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.0160	21.91	0.35
						0.73
	Materiales					
0207040004	BASE GRANULAR	m3		0.2600	40.00	10.40
						10.40
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.73	0.02
03012200050001	CAMION CISTERNA (2,500 GLNS.)	hm	1.0000	0.0080	156.54	1.25
03011700020002	RETROEXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115 - 165 HP	hm	1.0000	0.0080	160.00	1.28
						2.55

Partida	**06.02.01**		**BARANDAS METALICAS PARA PUENTES**			
Rendimiento	**m/DIA**	MO. **15.0000**	EQ. **15.0000**	Costo unitario directo por : m		**379.74**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1067	25.38	2.71
0101010003	OPERARIO	hh	3.0000	1.6000	21.91	35.06
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.5333	18.93	10.10
0101010005	PEON	hh	4.0000	2.1333	17.38	37.08
						84.95
	Materiales					
02041600020004	PLATINA DE ACERO DE 4"x1/8	kg		10.9100	7.10	77.46
02041600020005	PLATINA DE ACERO DE 3/16"	kg		7.9980	6.23	49.83
0217010002	TUBO DE 4 1/2"	m		1.0500	59.40	62.37
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0.0602	27.32	1.64
02400600010001	PINTURA WASH PRIMER	gal		0.0365	96.75	3.53
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA	gal		0.0237	28.68	0.68
02460700010004	PERNOS DE ANCLAJE 5/8"	kg		7.5900	3.50	26.57
0255060001	OXIGENO	m3		0.0039	18.03	0.07
0255060002	ACETILENO	m3		0.0004	45.85	0.02
02550800010007	SOLDADURA CELLOCORD P 3/16"	kg		3.3780	9.10	30.74
02621400010025	PLACA DE APOYO	kg		3.3800	3.56	12.03
0276020050	DISCO DE DESBASTE	und		0.0420	12.64	0.53
						265.47
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	84.95	4.25
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	hm	0.5000	0.2667	13.98	3.73
03012500010003	GRUPO ELECTROGENO DE 75 KW.	hm	1.0000	0.5333	14.10	7.52
0301270005	MOTOSOLDADORA DE 250 AMP	hm	1.0000	0.5333	14.21	7.58
0301330008	EQUIPO DE CORTE	hm	1.0000	0.5333	11.70	6.24
						29.32

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	06.03.01		CONCRETO PARA VEREDAS f'c=175 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO.	45.0000	EQ.	45.0000	Costo unitario directo por : m3	243.26
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.5000	0.0889	25.38	2.26
0101010003	OPERARIO		hh	2.0000	0.3556	21.91	7.79
0101010004	OFICIAL		hh	2.0000	0.3556	18.93	6.73
0101010005	PEON		hh	5.0000	0.8889	17.38	15.45
							32.23
	Materiales						
0201030001	GASOLINA		gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA		m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA		m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		7.0000	16.95	118.65
							206.98
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	32.23	0.97
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"		hm	1.0000	0.1778	7.39	1.31
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)		hm	1.0000	0.1778	9.93	1.77
							4.05

Partida	06.03.02		ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.				
Rendimiento	kg/DIA	MO.	250.0000	EQ.	250.0000	Costo unitario directo por : kg	4.68
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0064	25.38	0.16
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	21.91	0.70
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	18.93	0.61
							1.47
	Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0300	3.30	0.10
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0300	2.98	3.07
							3.17
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.47	0.04
							0.04

Partida	06.03.03		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VEREDAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO.	45.0000	EQ.	45.0000	Costo unitario directo por : m2	40.82
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0178	25.38	0.45
0101010003	OPERARIO		hh	2.0003	0.3556	21.91	7.79
0101010004	OFICIAL		hh	1.0001	0.1778	18.93	3.37
							11.61
	Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.3000	3.10	0.93
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.3100	3.30	1.02
0231010001	MADERA TORNILLO		p2		4.2100	4.98	20.97
0231050003	TRIPLAY DE 6 MM PARA ENCOFRADO		pln		0.2200	27.00	5.94
							28.86
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	11.61	0.35
							0.35

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	06.03.04	ACABADO FROTACHADO Y BRUÑAS DE VEREDAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : m2		22.10
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.3200	21.91	7.01
0101010005	PEON	hh	3.0000	0.4800	17.38	8.34
						15.35
	Materiales					
02070200010001	ARENA FINA	m3		0.0300	51.94	1.56
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0700	7.00	0.49
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2500	16.95	4.24
						6.29
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	15.35	0.46
						0.46

Partida	06.03.05	PINTURA EN VEREDAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m2		19.57
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.2667	21.91	5.84
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.2667	18.93	5.05
						10.89
	Materiales					
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0.1000	27.32	2.73
0240080012	THINNER	gal		0.0100	20.50	0.21
						2.94
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	10.89	0.54
03014800020003	BROCHA DE NYLON DE 4"	und		0.5000	10.40	5.20
						5.74

Partida	06.04.01	PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 120.0000	EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : m2		31.41
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	0.0667	25.38	1.69
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0667	21.91	1.46
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.1333	18.93	2.52
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.1333	17.38	2.32
						7.99
	Materiales					
0240060001	PINTURA PARA TRAFICO	gal		0.1500	49.50	7.43
0240060009	MICROESFERAS DE VIDRIO	kg		0.3500	23.00	8.05
0240080012	THINNER	gal		0.0500	20.50	1.03
						16.51
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	7.99	0.40
03012700010003	MAQUINA PARA PINTAR MARCAS EN EL PAVIMENTO	hm	2.0000	0.1333	48.80	6.51
						6.91

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	06.04.02	SEÑALIZACIONES INFORMATIVAS				
Rendimiento	und/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000		Costo unitario directo por : und	769.91
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010004	OFICIAL	hh	3.0000	24.0000	18.93	454.32
0101010005	PEON	hh	1.0000	8.0000	17.38	139.04
						593.36
	Materiales					
0201040002	KEROSENE INDUSTRIAL	gal		4.0000	2.60	10.40
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.3000	3.30	0.99
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		28.2500	4.98	140.69
0231050002	TRIPLAY DE 8 MM	m2		0.1000	32.00	3.20
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0.0010	27.32	0.03
02901300090006	WAYPE INDUSTRIAL	kg		1.6000	2.15	3.44
						158.75
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	593.36	17.80
						17.80

Partida	06.04.03	SEÑALES PREVENTIVAS				
Rendimiento	und/DIA	MO. 6.0000	EQ. 6.0000		Costo unitario directo por : und	339.89
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.2667	25.38	6.77
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	1.3333	21.91	29.21
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	1.3333	18.93	25.24
						61.22
	Materiales					
0204020009	ANGULO DE ACERO LIVIANO DE 4" x 4" x 1/4" x 6 m	pza		3.3000	7.15	23.60
0210010001	FIBRA DE VIDRIO DE 4 mm ACABADO	m2		0.5800	173.00	100.34
0238010005	LIJA PARA CONCRETO	und		1.0000	1.50	1.50
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0.0500	27.32	1.37
0240030005	PINTURA IMPRIMANTE	gal		0.0500	40.05	2.00
02400600100001	TINTA SERIGRAFICA NEGRA	gal		0.0340	1,265.00	43.01
0240080012	THINNER	gal		0.0040	20.50	0.08
02550800010007	SOLDADURA CELLOCORD P 3/16"	kg		0.0700	9.10	0.64
0267110022	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	p2		6.0700	16.20	98.33
						270.87
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	61.22	3.06
0301270005	MOTOSOLDADORA DE 250 AMP	hm	0.2500	0.3333	14.21	4.74
						7.80

Partida	06.05.01	APOYO DE NEOPRENO				
Rendimiento	und/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000		Costo unitario directo por : und	404.10
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1600	25.38	4.06
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	1.6000	21.91	35.06
0101010005	PEON	hh	1.0000	1.6000	17.38	27.81
						66.93
	Materiales					
0201050007	NEOPRENE 300 x 350 x 100 mm	und		1.0000	322.50	322.50
0222090005	PEGAMENTO EPOXICO	kg		0.0850	68.20	5.80
02221500010022	ADITIVO GROUTING EPOXICO LIQUIDO	kg		0.0500	110.30	5.52
						333.82
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	66.93	3.35
						3.35

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	**06.05.02**		**SELLADOR ELASTOMERICO EN TOPES SISMICOS**				
Rendimiento	**gal/DIA**	MO.	**8.0000**	EQ.	**8.0000**	Costo unitario directo por : gal	**94.97**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.1000	25.38	2.54
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	1.0000	21.91	21.91
							24.45
	Materiales						
02221600010024	SELLADOR ELASTOMERICO		und		1.0000	69.30	69.30
							69.30
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	24.45	1.22
							1.22

Partida	**06.05.03**		**JUNTAS DE DILATACION METALICAS**				
Rendimiento	**m/DIA**	MO.	**25.0000**	EQ.	**25.0000**	Costo unitario directo por : m	**62.69**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.5000	0.1600	25.38	4.06
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.3200	21.91	7.01
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.3200	18.93	6.06
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.6400	17.38	11.12
							28.25
	Materiales						
0204020009	ANGULO DE ACERO LIVIANO DE 4" x 4" x 1/4" x 6 m		pza		0.3500	7.15	2.50
0204060004	ACERO NEGRO 1/2" x 6 M		pza		0.0500	5.19	0.26
02041600020003	PLATINA DE ACERO NEGRO DE 3 1/4" X 6 m		pza		0.1900	74.92	14.23
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO		gal		0.1710	27.32	4.67
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA		gal		0.1220	28.68	3.50
02550800010006	SOLDADURA ELECTRICA 1/8"		kg		1.2100	4.71	5.70
							30.86
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	28.25	0.85
03012700010004	MAQUINA DE SOLDAR		hm	1.0000	0.3200	8.53	2.73
							3.58

Partida	**06.05.04**		**TUBO DE DRENAJE PVC 3"**				
Rendimiento	**m/DIA**	MO.	**30.0000**	EQ.	**30.0000**	Costo unitario directo por : m	**33.13**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0267	25.38	0.68
0101010003	OPERARIO		hh	2.0000	0.5333	21.91	11.68
0101010005	PEON		hh	3.0000	0.8000	17.38	13.90
							26.26
	Materiales						
02052600010009	TUBERIA PVC 3" CLASE 75		m		1.0700	5.20	5.56
							5.56
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	26.26	1.31
							1.31

7.5.2 Analisis de precios unitarios de puente simplemente reforzado

La partida y sus subpartidas que intervienen son básicamente las de concreto armado, que presentan presupuesto tomando en cuenta precios y costos unitarios distintos a los del puente postensado, por tratarse de distintas especificaciones especialmente del concreto. No tomándose en cuenta en este ítem las partidas mencionadas en el ítem anterior.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Asi mismo para evitar redundar, se coloca como partidas iniciales y unificadas las que se repiten en cada subpartida de concreto armado y que presentan el mismo costo unitario, que son básicamente las siguientes:

- Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
  - Para zapatas, estribos, pilares, vigas, losas, barreras de concreto
- Encofrado y desencofrado normal
  - Para estribos
- Encofrado y desencofrado caravista
  - Para estribos, pilares, vigas, losas, barrera de concreto

Análisis de precios unitarios

Presupuesto: **ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACION DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA - AREQUIPA**

Partida	**05.01.02**		**ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.**				
Rendimiento	**kg/DIA**	MO.	**250.0000**	EQ.	**250.0000**	Costo unitario directo por : kg	**4.68**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0064	25.38	0.16
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	21.91	0.70
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	18.93	0.61
							1.47
	Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0300	3.30	0.10
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0300	2.98	3.07
							3.17
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.47	0.04
							0.04

Partida	**05.02.03**		**ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PANTALLA DEL ESTRIBO**				
Rendimiento	**m2/DIA**	MO.	**45.0000**	EQ.	**45.0000**	Costo unitario directo por : m2	**40.82**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0178	25.38	0.45
0101010003	OPERARIO		hh	2.0000	0.3556	21.91	7.79
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.1778	18.93	3.37
							11.61
	Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.3000	3.10	0.93
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.3100	3.30	1.02
0231010001	MADERA TORNILLO		p2		4.2100	4.98	20.97
0231050003	TRIPLAY DE 6 MM PARA ENCOFRADO		pln		0.2200	27.00	5.94
							28.86
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	11.61	0.35
							0.35

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	05.02.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN PANTALLA DEL ESTRIBO				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000	Costo unitario directo por : m2		50.65
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0400	25.38	1.02
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.4000	21.91	8.76
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.4000	18.93	7.57
						17.35
	Materiales					
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.10	0.93
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1700	3.30	0.56
0222140006	LACA DESMOLDEADORA	gal		0.0600	38.10	2.29
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2		4.2400	5.81	24.63
02310500010007	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 10 mm	pln		0.1500	28.53	4.28
0271050139	PERNO ANCLAJE PARA ENCOFRADO 1/2"X0.50 M	und		0.0650	1.41	0.09
						32.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	17.35	0.52
						0.52

PARTIDAS DE CONCRETO

Partida	05.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m3		345.36
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.1333	25.38	3.38
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.5333	21.91	11.68
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	18.93	10.10
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.1333	17.38	37.08
						62.24
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		11.0000	16.95	186.45
						274.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	62.24	1.87
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.4000	0.3733	7.39	2.76
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.4000	0.3733	9.93	3.71
						8.34

Partida	05.02.01	CONCRETO PARA ESTRIBOS f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m3		437.33
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.2222	25.38	5.64
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.8889	21.91	19.48
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.8889	18.93	16.83
0101010005	PEON	hh	8.0000	3.5556	17.38	61.80
						103.75
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		11.0000	16.95	186.45
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO	hm		1.0000	48.00	48.00
						322.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	103.75	3.11
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.4444	7.39	3.28
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.4444	9.93	4.41
						10.80

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	05.03.01		CONCRETO PARA PILARES f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO.	18.0000	EQ.	18.0000	Costo unitario directo por : m3	437.33
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.5000	0.2222	25.38	5.64
0101010003	OPERARIO		hh	2.0000	0.8889	21.91	19.48
0101010004	OFICIAL		hh	2.0000	0.8889	18.93	16.83
0101010005	PEON		hh	8.0000	3.5556	17.38	61.80
							103.75
	Materiales						
0201030001	GASOLINA		gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA		m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA		m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		11.0000	16.95	186.45
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO		hm		1.0000	48.00	48.00
							322.78
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	103.75	3.11
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"		hm	1.0000	0.4444	7.39	3.28
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)		hm	1.0000	0.4444	9.93	4.41
							10.80

Partida	05.04.01		CONCRETO PARA VIGAS f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO.	15.0000	EQ.	15.0000	Costo unitario directo por : m3	460.24
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.5000	0.2667	25.38	6.77
0101010003	OPERARIO		hh	2.0000	1.0667	21.91	23.37
0101010004	OFICIAL		hh	2.0000	1.0667	18.93	20.19
0101010005	PEON		hh	8.0000	4.2667	17.38	74.16
							124.49
	Materiales						
0201030001	GASOLINA		gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA		m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA		m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		11.0000	16.95	186.45
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO		hm		1.0000	48.00	48.00
							322.78
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	124.49	3.73
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"		hm	1.0000	0.5333	7.39	3.94
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)		hm	1.0000	0.5333	9.93	5.30
							12.97

Partida	05.05.01		CONCRETO PARA LOSAS f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO.	25.0000	EQ.	25.0000	Costo unitario directo por : m3	405.25
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.5000	0.1600	25.38	4.06
0101010003	OPERARIO		hh	2.0000	0.6400	21.91	14.02
0101010004	OFICIAL		hh	2.0000	0.6400	18.93	12.12
0101010005	PEON		hh	8.0000	2.5600	17.38	44.49
							74.69
	Materiales						
0201030001	GASOLINA		gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA		m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA		m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		11.0000	16.95	186.45
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO		hm		1.0000	48.00	48.00
							322.78
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	74.69	2.24
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"		hm	1.0000	0.3200	7.39	2.36
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)		hm	1.0000	0.3200	9.93	3.18
							7.78

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	05.06.01	CONCRETO PARA LOSAS DE APROXIMACION f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3		357.25
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.1600	25.38	4.06
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.6400	21.91	14.02
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.6400	18.93	12.12
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.5600	17.38	44.49
						74.69
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		11.0000	16.95	186.45
						274.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	74.69	2.24
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.3200	7.39	2.36
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.3200	9.93	3.18
						7.78

Partida	05.07.01	CONCRETO PARA MURO TIPO NEW JERSEY f'c=210 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000	Costo unitario directo por : m3		288.85
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.1000	25.38	2.54
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.4000	21.91	8.76
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.4000	18.93	7.57
0101010005	PEON	hh	7.0000	1.4000	17.38	24.33
						43.20
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	16.95	152.55
						240.88
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	43.20	1.30
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.2000	7.39	1.48
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.2000	9.93	1.99
						4.77

7.5.3 Analisis de Costos unitarios de Puente de Concreto Pre-esforzado Postensado

En el Item 7.5.1. se extraen las partidas que intervienen en ambos presupuestos y que por lo tanto presentan los mismos costos, en tal sentido ya no serán mencionadas en este ítem, éstas son:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Trabajos preliminares (Partida 01 y todas las subpartidas)
- Obras provisionales (Partida 02 y todas las subpartidas)
- Movimiento de tierras (Partida 03 y todas las subpartidas)
- Concreto simple (Partida 04 y todas las subpartidas)
- Obras complementarias (Partida 06 y todas las subpartidas)

Asi mismo al igual que en el ítem 7.5.2. para evitar redundar, se coloca como partidas iniciales y unificadas las que se repiten en cada subpartida de concreto armado y que presentan el mismo costo unitario, que son básicamente las siguientes:

- Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
  - Para zapatas, estribos, pilares, vigas, losas, barreras de concreto
- Encofrado y desencofrado normal
  - Para estribos
- Encofrado y desencofrado caravista
  - Para estribos, pilares, vigas, losas, barrera de concreto

Análisis de precios unitarios

Presupuesto: **ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO EN LA APLICACION DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO - POSTENSADO PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE QUEBRADA HONDA EN EL DISTRITO DE YARABAMBA - AREQUIPA**

Partida	**05.01.02**		**ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.**				
Rendimiento	**kg/DIA**	MO.	**250.0000**	EQ.	**250.0000**	Costo unitario directo por : kg	**4.68**
Código	**Descripción Recurso**		**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0064	25.38	0.16
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	21.91	0.70
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	18.93	0.61
							1.47
	Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0300	3.30	0.10
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0300	2.98	3.07
							3.17
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.47	0.04
							0.04

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	05.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PANTALLA DEL ESTRIBO				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 45.0000	EQ. 45.0000		Costo unitario directo por : m2	40.82
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0178	25.38	0.45
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.3556	21.91	7.79
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.1778	18.93	3.37
						11.61
	Materiales					
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.10	0.93
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.3100	3.30	1.02
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		4.2100	4.98	20.97
0231050003	TRIPLAY DE 6 MM PARA ENCOFRADO	pln		0.2200	27.00	5.94
						28.86
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	11.61	0.35
						0.35

Partida	05.02.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN PANTALLA DEL ESTRIBO				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000		Costo unitario directo por : m2	50.65
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0400	25.38	1.02
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.4000	21.91	8.76
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.4000	18.93	7.57
						17.35
	Materiales					
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.10	0.93
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1700	3.30	0.56
0222140006	LACA DESMOLDEADORA	gal		0.0600	38.10	2.29
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2		4.2400	5.81	24.63
02310500010007	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 10 mm	pln		0.1500	28.53	4.28
0271050139	PERNO ANCLAJE PARA ENCOFRADO 1/2"X0.50 M	und		0.0650	1.41	0.09
						32.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	17.35	0.52
						0.52

PARTIDAS DE CONCRETO

Partida	05.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000		Costo unitario directo por : m3	345.36
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.1333	25.38	3.38
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.5333	21.91	11.68
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	18.93	10.10
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.1333	17.38	37.08
						62.24
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		11.0000	16.95	186.45
						274.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	62.24	1.87
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.4000	0.3733	7.39	2.76
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.4000	0.3733	9.93	3.71

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	05.02.01	CONCRETO PARA ESTRIBOS f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000		Costo unitario directo por : m3	437.33
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.2222	25.38	5.64
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.8889	21.91	19.48
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.8889	18.93	16.83
0101010005	PEON	hh	8.0000	3.5556	17.38	61.80
						103.75
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		11.0000	16.95	186.45
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO	hm		1.0000	48.00	48.00
						322.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	103.75	3.11
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.4444	7.39	3.28
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.4444	9.93	4.41
						10.80

Partida	05.03.01	CONCRETO PARA PILARES f'c=280 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000		Costo unitario directo por : m3	437.33
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.2222	25.38	5.64
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.8889	21.91	19.48
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.8889	18.93	16.83
0101010005	PEON	hh	8.0000	3.5556	17.38	61.80
						103.75
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		11.0000	16.95	186.45
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO	hm		1.0000	48.00	48.00
						322.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	103.75	3.11
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.4444	7.39	3.28
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.4444	9.93	4.41
						10.80

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Partida	05.03.02	ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2.				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000		Costo unitario directo por : kg	4.68
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0064	25.38	0.16
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.91	0.70
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	18.93	0.61
						1.47
	Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.0300	3.30	0.10
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0300	2.98	3.07
						3.17
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.47	0.04
						0.04

Partida	05.04.01	CONCRETO PARA VIGAS f'c=350 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 19.0000	EQ. 19.0000		Costo unitario directo por : m3	465.19
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.2105	25.38	5.34
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.8421	21.91	18.45
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.8421	18.93	15.94
0101010005	PEON	hh	8.0000	3.3684	17.38	58.54
						98.27
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		13.0000	16.95	220.35
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO	hm		1.0000	48.00	48.00
						356.68
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	98.27	2.95
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.4211	7.39	3.11
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.4211	9.93	4.18
						10.24

Partida	05.04.03	CABLE DE ACERO ALTA RESISTENCIA DE 7 HILOS				
Rendimiento	t/m/DIA	MO. 2,150.0000	EQ. 2,150.0000		Costo unitario directo por : t/m	5.43
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	0.0037	25.38	0.09
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0037	21.91	0.08
0101010004	OFICIAL	hh	3.0000	0.0112	18.93	0.21
0101010005	PEON	hh	6.0000	0.0223	17.38	0.39
0101010008	TECNICO ESPECIALISTA EN POSTENSADO	hh	8.0000	0.0298	26.50	0.79
						1.56

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

	Materiales					
02040300010043	ACERO PARA CONCRETO PREESFORZADO	kg		0.0696	21.15	1.47
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.0036	16.95	0.06
0219170002	DUCTO CORRUGADO METALICO	und		0.0088	26.30	0.23
02222000010025	ADITIVO PLASTIFICANTE	kg		0.0037	4.10	0.02
0270110324	ANCLAJE FIJO	und		0.0010	1,055.34	1.06
0290180008	SEPARADORES	und		0.0119	1.85	0.02
						2.86
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.56	0.05
0301040004	GATA DE TENSADO	hm	1.0000	0.0037	51.60	0.19
0301040005	BOMBA DE TENSADO	hm	1.0000	0.0037	65.37	0.24
03012700010005	MAQUINA DE DUCTOS	hm	1.0000	0.0037	84.79	0.31
03012700010006	MEZCLADORA INYECTORA	hm	1.0000	0.0037	51.00	0.19
03013400010009	ANDAMIAJE	hm	0.1000	0.0004	67.54	0.03
						1.01

Partida	**05.05.01**		**CONCRETO PARA LOSAS f'c=350 kg/cm2**			
Rendimiento	**m3/DIA**	MO. **26.0000**	EQ. **26.0000**		Costo unitario directo por : m3	**435.97**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.1538	25.38	3.90
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.6154	21.91	13.48
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.6154	18.93	11.65
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.4615	17.38	42.78
						71.81
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		13.0000	16.95	220.35
0219050002	BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO	hm		1.0000	48.00	48.00
						356.68
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	71.81	2.15
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.3077	7.39	2.27
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.3077	9.93	3.06
						7.48

Partida	**05.06.01**		**CONCRETO PARA LOSAS DE APROXIMACION f'c=280 kg/cm2**			
Rendimiento	**m3/DIA**	MO. **25.0000**	EQ. **25.0000**		Costo unitario directo por : m3	**357.25**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.1600	25.38	4.06
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.6400	21.91	14.02
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.6400	18.93	12.12
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.5600	17.38	44.49

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

						74.69
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		11.0000	16.95	186.45
						274.78
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	74.69	2.24
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.3200	7.39	2.36
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.3200	9.93	3.18
						7.78

Partida	**05.07.01**	**CONCRETO PARA MURO TIPO NEW JERSEY f'c=210 kg/cm2**				
Rendimiento	**m3/DIA**	MO. **40.0000**		EQ. **40.0000**	Costo unitario directo por : m3	**288.85**
Código	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cuadrilla**	**Cantidad**	**Precio S/.**	**Parcial S/.**
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.1000	25.38	2.54
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.4000	21.91	8.76
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.4000	18.93	7.57
0101010005	PEON	hh	7.0000	1.4000	17.38	24.33
						43.20
	Materiales					
0201030001	GASOLINA	gal		0.2800	10.16	2.84
0207010001	PIEDRA CHANCADA	m3		0.8000	78.97	63.18
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.5000	42.10	21.05
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1800	7.00	1.26
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	16.95	152.55
						240.88
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	43.20	1.30
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	1.0000	0.2000	7.39	1.48
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.2000	9.93	1.99
						4.77

.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO VIII

Revisión Comparación y elección de alternativas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8 CAPITULO VIII: REVISION FINAL COMPARACION Y ELECCION

8.1 Revisión final y resumen de los resultados obtenidos de la investigación y análisis

8.1.1 Delos materiales y especificaciones

Tabla VIII - 1Comparación de materiales y especificaciones de cada propuesta

COMPARACIÓN DE MATERIALES Y ESPECIFICACIONES			
Puente de concreto simplemente Reforzado		**Puente de concreto pre-esforzado postensado**	
Concreto	Elaborado para alcanzar una resistencia a los 28 días de 280 kg/cm^2.	Concreto	Elaborado para alcanzar una resistencia a los 28 días de 350 kg/cm^2.
	Objetivo: Soportar cargas en compresión que provoquen esfuerzos menores o iguales a los 280 kg/cm2.		Objetivo: Soportar las cargas de compresión y resistir los esfuerzos producidos en los anclajes de los cables de pre-esfuerzo.
Refuerzo	Refuerzo con varillas de acero de 9.0m de diámetros nominales (refuerzo activo)	Refuerzo	Refuerzo con conjuntos de torones envueltos en cables especialmente diseñados para reducir los esfuerzos de tracción (refuerzo activo).
	Objetivo: Dar resistencia ante los efectos de tracción a la estructura provocado por las cargas permanentes y variables al producir flexión.		Además también usaremos varillas de acero en varios diámetros (refuerzo pasivo).Para reforzar algunas fonas que escapan de la capacidad de absorción de fuerzas de tracción que genera el pre esfuerzo

8.1.2 Del análisis

8.1.2.1 Análisis Superestructura

Tabla VIII - 2Comparación de Análisis estructural de losa y vigas

COMPARACIÓN - ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA			
PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO		**PUENTE DE CONCRETO PRE-ESFORZADO POSTENSADO**	
Deflexiones	En servicio: 22.70 mm. Máxima deflexión: 32.03 mm (aceptables)	Deflexiones	En servicio: 13.34 mm. Máxima deflexión: 18.80 mm (aceptables)
Análisis E. Tablero Tenemos en losa superior e inferior el máx. momento flector + y - respectivamente (sentido perpendicular al tráfico:			
Tramo 1	Sup. 6.60 tn-m -7.76 tn-m Inf. 1.63 tn-m -0.11 tn-m	Tramo 1	Sup. 13.66 tn-m -4.95tn-m Inf. 2.85 tn-m -0.72 tn-m
Tramo 2	Sup 6.94 tn-m Inf 1.12 tn-m -0.04 tn-m	Tramo 2	Sup 6.91 tn-m -6.07 tn-m Inf 1.29 tn-m -0.15 tn-m
Tramo 3	Sup. 6.11 tn-m -3.08 tn-m Inf. 1.12 tn-m -0.08 tn-m	Tramo 3	Sup. 6.73 tn-m -5.00 tn-m Inf. 1.91 tn-m -0.30 tn-m
Tramo 4	Sup. 7.30 tn-m -5.74 tn-m Inf. 1.62 tn-m -0.13 tn-m	Tramo 4	Sup. 12.90 tn-m -7.71 tn-m Inf. 2.86 tn-m -0.40 tn-m
Momentos en vigas Máximos momentos flectores combinación de envolventes			
Viga Ext. Izq	Max (-) =583.59 tn-m, Max pos(+)=541.55 tn-m	Viga Ext. Izq.	Max (-) =583.59 tn-m, Max pos(+)=802.43tn-m
Viga Int. Izq.	Max (-) =690.16 tn-m, Max pos(+)=656.73tn-m	Viga Int. Izq.	Max (-) =974.87 tn-m, Max pos(+)=704.94tn-m
Viga Int. Der.	Max (-) =917.85 tn-m, Max pos(+)=711.37 tn-m	Viga Int. Der.	Max (-) =950.63 tn-m, Max pos(+)=697.60 tn-m
Viga Ext. Der.	Max (-) =724.17 tn-m, Max pos(+)=521.16 tn-m	Viga Ext. Der.	Max (-) =749.63tn-m, Max pos(+)=524.67tn-m

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla VIII - 3 Comparacion de análisis estructural – Cortantes y momentos

COMPARACIÓN - ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA			
PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO		**PUENTE DE CONCRETO PRE-ESFORZADO POSTENSADO**	
Fuerza Cortantes			
Viga Ext. Izq.	Max (-)=148.55 tn, Max (+) =166.87 tn	Viga Ext. Izq.	Max =170.89 tn
Viga Int. Izq.	Max (-)=155.59 tn, Max (+) =174.14tn	Viga Int. Izq.	Max = 180.82 tn
Viga Int. Der.	Max (-)=147.90tn, Max (+) =168.36 tn	Viga Int. Der.	Max =173.82 tn
Viga Ext. Der	Max (-)=120.64 tn, Max (+) =145.20 tn	Viga Ext. Der	Max =145.66 tn
Momentos Torsores			
Viga Ext. Izq.	Max (-) =56.44 tn-m, Max pos(+)=56.25 tn-m	Viga Ext. Izq.	Max=56.77 tn-m,
Viga Int. Izq.	Max (-) =73.32 tn-m, Max pos(+)=60.10 tn-m	Viga Int. Izq.	Max =63.66 tn-m,
Viga Int. Der.	Max (-) =56.28 tn-m, Max pos(+)=53.56 tn-m	Viga Int. Der.	Max =49.68 tn-m,
Viga Ext. Der.	Max (-) =44.76 tn-m, Max pos(+)=43.64 tn-m La combinación de envolventes hace posible la seguridad en la estructura ya que predecimos el refuerzo necesario	Viga Ext. Der.	Max=48.49 tn-m,
		Momentos generados por el efecto del pre-esfuerzo Máximos momentos flectores combinación de envolventes	
		Viga Ext. Izq.	Max (-) =621.40 tn-m, Max pos(+)=366.51tn-m
		Viga Int. Izq.	Max (-) =282.07 tn-m, Max pos(+)=401.06tn-m
		Viga Int. Der.	Max (-) =243.63 tn-m, Max pos(+)=371.81 tn-m
		Viga Ext. Der.	Max (-) =408.67tn-m, Max pos(+)=403.15tn-m
		Fuerzas Cortantes	
		Viga Ext. Izq.	Max =170.89 tn
		Viga Int. Izq.	Max = 180.82 tn
		Viga Int. Der.	Max =173.82 tn
		Viga Ext. Der	Max =145.66 tn
		Momentos Torsores	
		Viga Ext. Izq.	Max=57.67 tn-m,
		Viga Int. Izq.	Max =68.29 tn-m,
		Viga Int. Der.	Max =57.86 tn-m,
		Viga Ext. Der	Max = 68.55 tn-m, La combinación de los efectos de la combinación de envolventes y el pre-esfuerzo hacen posible asegurar la efectividad de la estructura.

FUENTE: ELABORACION PROPIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8.1.2.2 Análisis Subestructura

Tabla VIII - 4Comparación de análisis estructural de la Subestructura

COMPARACIÓN - ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA					
PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO			**PUENTE DE CONCRETO PRE-ESFORZADO POSTENSADO**		
Estribos					
Chequeo de estabilidad FSV= 5.794 (en servicio) Chequeo por deslizamiento FSD=5.220(en servicio) Chequeo por capacidad de carga qmin=24.79 tn/m^2 (no hay tracción)			Chequeo de estabilidad FSV= 5.142 (en servicio) Chequeo por deslizamiento FSD= 4.80 (en servicio) Chequeo por capacidad de carga qmin=19.52 tn/m^2 (no hay tracción)		
Pilares					
Máximo momento sentido longitudinal del puente			Máximo momento sentido longitudinal del puente		
Columna 1	764.77 tn-m		Columna 1	756.61 tn-m	
Columna 2	527.89 tn-m		Columna 2	764.00 tn-m	
Columna 3	752.66 tn-m		Columna 3	747.88 tn-m	
Máximo momento sentido Transversal del puente			Máximo momento sentido Transversal del puente		
Columna 1	363.63 tn-m		Columna 1	313.02 tn-m tn-m	
Columna 2	388.24tn-m		Columna 2	355.95	
Columna 3	364.63 tn-m		Columna 3	314.49 tn-m	
Máxima fuerza axial			Máxima fuerza axial		
691.70 tn			686.48 tn		
Chequeo por capacidad de carga			Chequeo por capacidad de carga		
Pilar 1	qmin=1.99 tn/m^2 (no hay tracción)		Pilar 1	qmin=5.20 tn/m^2 (no hay tracción)	
Pilar 2	qmin=2.52 tn/m^2 (no hay tracción)		Pilar 2	qmin=5.18 tn/m^2 (no hay tracción)	
Pilar 3	qmin=2.59 tn/m^2 (no hay tracción)		Pilar 3	qmin=5.41 tn/m^2 (no hay tracción)	
Análisisísmico			Análisisísmico		
Resultado análisis multimodal	Pilar 1	F_{long}= 308.73 tn F_{trans}=134.32 tn	Resultado análisis multimodal	Pilar 1	F_{long}= 317.34 tn F_{trans}=140.32 tn
	Pilar 2	F_{long}= 321.56 tn F_{trans}=108.80 tn		Pilar 2	F_{long}= 150.16 tn F_{trans}=104.25 tn
	Pilar 3	F_{long}= 314.09 tn F_{trans}=142.19 tn		Pilar 3	F_{long}= 161.30 tn F_{trans}=132.55tn
Momentos sísmicos	Pilar 1	M_{long}= 698.33tn-m M_{trans}=358.18tn-m	Momentos sísmicos	Pilar 1	M_{long}= 680.62tn-m M_{trans}=331.85tn-m
	Pilar 2	M_{long}= 500.02 tn-m M_{trans}=380.24 tn-m		Pilar 2	M_{long}= 489.71 tn-m M_{trans}=347.36 tn-m
	Pilar 3	M_{long}= 685.57tn-m M_{trans}=360.72 tn-m		Pilar 3	M_{long}= 674.58tn-m M_{trans}=334.59 tn-m
Máximo periodo de vibración: T=0.279 seg Máxima deflexión longitudinal al puente x=10.00mm Máxima deflexión transversal al puente y=15.91 mm Máxima deflexión vertical al puente z=0.61mm			Máximo periodo de vibración: T=0.362 seg Máxima deflexión longitudinal al puente x=14.86mm Máxima deflexión transversal al puente y=15.07 mm Máxima deflexión vertical al puente z=0.68mm		

Fuente: Elaboración propia

8.2 Análisis comparativo de acuerdo a los resultados (costo, tiempo, proceso constructivo y resistencia)

Luego de obtener la información necesaria para los sistemas constructivos y teniendo íntegramente el total de costos para ambas propuestas se hizo el análisis de los resultados, el cual es aplicable para puentes que presenten la misma luz (120 m) divididos en 4 tramos, y que además ambos presentan la forma curva en vista de planta.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

8.2.1 Análisis comparativo de costos

Se realizó los metrados, basados en los planos elaborados después del diseño de cada una de las estructuras para luego realizar el análisis de costos con la ayuda del software S10 para la determinación del costo total de cada una de las propuestas de lo cual se puede inferir lo siguiente:

a. Sobre el costo total de materiales de construcción: denota una clara diferencia de costos debido a que los metrados de la primera propuesta es mayor con referencia a la segunda, y esto se debe principalmente que al emplear vigas de concreto reforzado; se requiere de mayor cantidad de acero de refuerzo, el cual en el mercado de la construcción es el material más costoso. Entonces al emplear vigas postensadas el acero de refuerzo se reduce lo que hace que su peso sea menor y a su vez esto hace que reduzcan las dimensiones de los elementos estructurales (superestructura y subestructura) es asi que se aminora aún más el acero y por lo ende el costo de la segunda propuesta.
b. Sobre el costo del equipo y mano de obra: Refiriéndose a la partida de vigas, el alquiler de equipos resulta mucho más costoso en vigas postensadas ya que se requiere de equipo especial para el tensado de cables. En el caso de mano de obra resulta mayor el costo en vigas reforzadas no siendo este costo tan notorio como el de equipos, resultado que da como consecuencia la luz del puente, porque de ser un puente con una luz mucho más pequeña el costo de la mano de obra se incrementaría notoriamente en el caso del postensado, sin embargo cabe mencionar que la contratación de la mano de obra requerida para este último caso mencionado debe ser especializada. Por lo que el jornal de un técnico especialista en postensado está por encima del jornal de un capataz de construcción civil.

Observación: Tomando en cuenta los costos totales de cada propuesta; el costo total sería inferior si se decidiera ejecutar el puente pre-esforzado Postensado, sin embargo el costo de la mano de obra especializada y alquiler de equipo especial es más costoso, pero esta diferencia de costos no vendría a ser mayor que la del material.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En las tablas siguientes se encuentran los costos de material, mano de obra y equipo tanto de la partida solo de vigas reforzadas y postensadas como el costo total de ambas propuestas; con el objetivo de servir como un método de comparación de costos para ambos métodos constructivos.

Tabla VIII - 5Análisis comparativo – costo de vigas de puente

Partida: Vigas de Puente		
Descripción	**Vigas de concreto Postensado**	**Vigas de concreto reforzado**
Mano de obra	113824	235651
Materiales	259727	507862
Equipo	3395	1907
Total	**376947**	**745420**

Fuente: Elaboración propia

Tabla VIII - 6Análisis comparativo – Costo total de Puente

Costo total de Recursos		
Descripción	**Puente Postensado**	**Puente Reforzado**
Mano de obra	645,620.48	768,531.45
Materiales	1,554,698.03	1,800,785.68
Equipo	176,152.82	181,906.86
Total	**2376471.33**	**2751223.99**

Fuente: Elaboración propia

8.2.2 Análisis comparativo de tiempo y proceso constructivo

Conociendo los sistemas constructivos para un puente de concreto reforzado y habiendo realizado una investigación previa al análisis y diseño del puente postensado es que se puede comparar y analizar los aspectos de cada uno de los sistemas constructivos, de lo cual se puede inferir lo siguiente:

Cabe mencionar que ambas propuestas o metodologías de construcción comparten puntos en común que se detallara a continuación.

- Ambas comparten los mismos estudios previos ya que ambos se sitúan en la misma zona y presentan el mismo trazo.
- Comparten también la misma secuencia de construcción hasta el momento de tensado en el caso de vigas de concreto postensado.

Sin embargo en el caso del tensado es un proceso complejo en el cual se necesita una cantidad considerable de días, personal técnico capacitado y equipo especializado, el cual no se necesita para la construcción de un puente simplemente reforzado.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Cabe mencionarque en cuanto a las características de comportamiento de las vigas bajo solicitaciones de carga, están diseñadas para mejorar y superar las bondades de un puentesimplemente reforzado al reducir losesfuerzos en tracción o cambiarlo por esfuerzos de compresión los cuales pueden ser resistido muy bien por el concreto, manteniendo en excelentes condiciones la resistencia a los efectos sometidos en el funcionamiento y generando mejores beneficios como evitar el agrietamiento.Así mismo se realizó una programación de cada alternativa:

- Puente de concreto simplemente reforzado : 250 días
- Puente de concreto pre-esforzado postensado: 201 dias

8.2.3 Análisis comparativo del mejor comportamiento estructural y resistencia

La técnica del postensado en la aplicación del pre-esfuerzo mantiene todo el concreto de vigas a compresión, lo cual hace que se pueda controlar las fisuras, por lo tanto provee una mejor protección contra la corrosión del acero y una mejor protección contra infiltraciones; la fuerza inversa a las fuerzas producidas por el paso de los vehículos son generadas por el tensado lo que hace que el puente de concreto postensado tenga menos deflexión que el puente de concreto armado y además estando sometido a las mismas condiciones de carga.

Para el puente de concreto postensado se sabe que la deflexión será menor, por lo tanto la elección del peralte de ésta será también menor reduciéndose de 1.80 m (vigas armadas) a 1.30 m (vigas postensadas); así mismo las vigas postensadas reducen peralte pero aumenta el ancho de 0.25m (vigas armadas) a 0.40m (vigas postensadas) esto debido a la geometría del puente ya que por su forma curva los tendones al ser tesados generaran fuerzas verticales y horizontalesque el concreto tendrá que soportar sin producirse ningún tipo de falla, por lo tanto es necesario aumentar la sección del ancho de lasvigas para que el concreto y los estribos especialmente colocados eviten la fuerza cortante de los cables y sean capaces de resistir los efectos cortantes y de compresión.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

El puente de concreto postensado siendo más ligero en su superestructura que el puente de concreto armado de una misma luz y la misma carga aplicada, impuso cargas menores en los apoyos (estribos y columnas) y cimientos. De esta forma los pilares se benefician particularmente de la fuerzas de pre-esfuerzo postensado de las vigas porque el cable de pre-esfuerzo reduce los momentos en éstos dándonos la posibilidad de reducir dimensiones que a su vez disminuyen rigidezdándonos mejores propiedades de ductilidad a la estructura. Entonces los efectos producidos durante lavida útil se pueden cuantificar mediante las fuerzas y momentos resultados del análisis y que en base a ellos se determina lacantidad de refuerzo y el tamaño de las secciones deberátener laestructura de esta forma la reducción en estos valores después de un correcto análisis pueden expresarse en un ahorro significativo.

8.3 Elección final en base a los resultados

a. Si se quiere aminorar costos, será conveniente optar por un puente que tenga vigas pre-esforzadas postensadas.
b. Se busca reducir tiempos, y los procedimientos constructivos se deberán analizar teniendo en cuenta no solo la construcción y tensado sino del puente en su totalidad, según los resultados la alternativa que más optimiza los tiempos de ejecución es el puente postensado.
c. La metodología postensado nos otorga generosas ventajas como entre las más importantes están; elimina grietas, reducir secciones, alivianar la losa de modo que sea más flexible pudiendo así soportar efectos impuestos por la naturaleza como son los sismos.

Habiendo hecha la comparación y en base a los resultados obtenidos luego de los estudios, análisis y diseño; bajo nuestra consideraciones sustentadas en esta tesis proponemos que la mejor opción para construir el puente Quebrada Honda es hacerlo utilizando concreto pre-esforzado postensado, no desmereciendo la total efectividad que tendría utilizando concreto simplemente reforzado, las razones que nos permiten elegir las cuales describimos anteriormente se apegan a los beneficios adicionales así como tiempo y costo

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CAPITULO IX

Conclusiones y Recomendaciones

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

9 CAPITULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 CONCLUSIONES

- Del diseño vertical ahora propuesto, las pendientes no superan lo máximo permitido que es 8%, a diferencia del diseño de la carretera actual donde la pendiente en la salida del puente es de 8.16%. Y en cuanto a las curvas verticales, el vértice PVI en ambas curvas halladas están a máximo 2.5 m del inicio del puente, generando curvas asimétricas totalmente identificables.

- Del diseño transversal se adecuo al trazado actual de la carretera con la que se mantiene el ancho de vía de 8.20 metros pese a que para carreteras de segunda clase es de 7.2 m, para darle continuidad en la geometría transversal no recurriendo a un acortamiento de la calzada.

- La metodología del postensado hace que mejore las características mecánicas de resistencia del concreto armado; y presenta un mejor comportamiento bajo solicitaciones de carga, pues su objetivo es reducir los esfuerzos de tracción para los cuales el concreto no es específicamentefuncional, así al reducir la tracción el refuerzo de acero seaen mínimas cantidades, los resultados del pre-esfuerzo nos permite también reducir la fisuracion del concreto, todas las ventajas se obtendrán sin aditivos o características especiales de fábrica.

- La deflexión es tomada en cuenta porque se observa que es mucho menor con respecto al puente de concreto simplemente reforzado, ya que se reduce en un 41%; por las mismas propiedades de resultado que se tiene en el uso del pre-esfuerzo, inclusive es importante recalcar que se obtiene menos deflexión disminuyendo el peraltedelasuperestructura que enel concreto simplemente reforzado es la base para disminuir la deflexión pues a mayor peraltemenordeflexión

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Evitar la fisuracion en el puente de concreto postensado entonces provee una mejor protección contra la corrosión del acero y al mismo tiempo una mejor protección contra infiltraciones que la que tendría el puente de concreto armado fisurado. Se evitan las fallas estructurales; pues mientras más gruesas y pegadas estén las fisuras la debilidad a la resistencia ante un efecto sísmico es menor, espreferible tener fisuras pequeñas espaciadas.

- Para el puente de concreto postensado la deflexión será menor, por lo tanto la elección del peralte de ésta será también menor reduciéndose de 1.80 m (vigas armadas) a 1.30 m (vigas postensadas). Esto es porque la fuerza inversa a la provocada por el funcionamiento de los vehículos cuando pasan por el provocando deflexiones equipara dichos efectos teniendo como objetivo eliminar cualquier deflexión.

- El puente de concreto pre-esforzado postensado siendo más ligero en su superestructura que el puente de concreto armado de una misma luz y la misma carga aplicada, impuso cargas menores en los apoyos (estribos y columnas) y cimientos, así mismo el cable de pre-esfuerzo reduce los momentos en éstos, por lo tanto ya que el tamaño y su refuerzo dependen además de las fuerzas y los efectos que generan como la compresión y tracción del momento flector, éste último al reducirse resulta un ahorro significativo.

- Un puente reforzado simple requiere de una mayor cantidad de concreto y acero, ya que es necesario para poder alcanzar la resistencia requerida con el que fue diseñado, y éste viene a ser el material más costoso del mercado en construcción, lo que lo hace que el costo se eleve aproximadamente en un 13% con respecto al costo de un puente de metodología postensada.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Para el puente de concreto armado tanto en superestructura como subestructura se diseñó con una resistencia de 280 Kg/cm2, lo que varía en el caso del puente de concreto postensado en cuanto a la superestructura ya que se diseñó con una resistencia mayor de 350 kg/cm2. Esto debido a que la presión en los extremos del puente y cerca de los pilares crece ya que para tensar el puente se necesita grandes fuerzas que generan grandes presiones de compresión lo que el puente al recibir estas fuerzas debe de resistir sin variar su estructura

- En tiempo total y debido a la reducción de acero la culminación de la programación del puente de concreto postensado es más rápida siendo de 201 días, que la del puente de concreto postensado siendo 250 días.

- En cuanto a la simplicidad de procesos constructivos la metodología más conveniente, por no requerir equipos especializados y mano de obra técnica especializada seria la que se utiliza al construir un puente reforzado simple, ya que si se requiere en el proceso de postensado. Sin embargo aun así utilizando la especialización para la construcción del puente pre-esforzado postensado, el costo es menor en relación a un puente simplemente reforzado como se puede visualizar en el análisis de costos, siendo esta una razón clave para elegir la metodología del pre-esfuerzo ya que la economía es vital al momento de realizar cualquier obra.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

9.2 Recomendaciones

- De acuerdo a los cálculos realizados y obtenidos se recomienda se utilice con más frecuencia la metodología del postensado ya que no solo beneficia en tiempo y dinero sino que su comportamiento es el másóptimo que el que usualmente conocemos como el caso del concreto armado. De esta manera se generara más confianza socialmente a esta metodología y más avance ya que los equipos y materiales que se usan están al alcance y están puestos en el mercado de nuestro país

- Es recomendable que los vehículos reduzcan su velocidad hasta 60 Km/h pese a que la velocidad de diseño hallada fue de 80 km /hr según la carretera de segunda clase que tenemos, además que está dentro del rango calculado en el análisis geométrico y de la velocidad de diseño al entrar a una curva en el puente, esto se plasma en la señalización propuesta en planos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Bibliografía general

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2012). *Especificaciones AASTHO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD .* Washington.

Bahena, C. R. (2006). *Manual de Puentes en Concreto Reforzado.* Colombia.

Bahena, C. R. (2008). *Puentes Curvos Presforzados.* Colombia.

Bahena, C. R. (2009). *Puentes en concreto Postensado.* Colombia.

Bejar, M. V. (s.f.). *Hidrologia.* Costa Rica: Instituto tecnologico de Costa Rica.

Carrasco, L. R. (1992). *Hidrologia Basica.* Lima: CONCYTEC.

Cesar, A. G. (2006). *Analisis y diseño de puentes de concreto armado Metodo AASHTO - LRFD.*Lima - UNI-ACI.

Comunicaciones, M. d. (2011). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.*

Das, B. M. (2001). *Principios de la Ingenieria de Cimentaciones 4ta edicion* (Cuarta edicion ed.). Distrito Federal, Mexico: International Thomson Edtores.

Garcia Rossell, C. A. (2006). *Analisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado.* Lima, Peru: Fondo Editorial del Capitulo de Estudiantes ACI UNI.

Grisales, J. C. (2002). *Diseño Geometrico de Carreteras.* Bogota.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones Direccion General de Caminos y Ferrocarriles. (2013). *Manual de Diseño de Puentes* (Cuarta Edicion ed.). Lima, Peru: Editorial ICG.

Rodríguez, A. J. (1992). *Mecanica de Suelos.* Mexico: Grupo Noriega editores.

Smith, D. W. (1976). *Bridge Failures. Proceedings Institution of Civil Engineers.*

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

PLANOS

Indice de planos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

INDICE DE PLANOS

Planos generales y de topografía

Plano de ubicación y accesos PT 01

Vista en planta, perfil y transversal el puente PT 02

Vista en planta, perfil y trazo del puente y accesos PT 03

Alineación y trazo del puente y accesos PT 04

Secciones transversales PT 05

Elevacion en perfil del puente PT 06

Trazo actual de la carretera PT 07

Planos puente de concreto simplemente reforzado

Arquitectura

Perfil isométrico de estribos AR 01

Arquitectura pilar central, extremos e isométrico AR 02

Estructuras

Refuerzo de zapatas de estribos, detalles, perfil y planta ER 01

Armadura en cuerpo de estribos ER 02

Refuerzo de zapatas de pilares en planta ER 03

Refuerzo de zapatas de pilares en perfil ER 04

Detalles armadura columnas, vigas diafragma e intermedia de pilares ER 05

Armadura en vigas, detalle longitudinal - Tramo 1 y 2 ER 06

Armadura en vigas, detalle longitudinal - Tramo 3 y 4 ER 07

Armadura en vigas y losas, detalle transversal ER 08

Armadura en losas, vista en planta ER 09

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Planos de puente de concreto Pre-esforzado - Postensado

Arquitectura

Perfil isométrico de estribos	AP 01
Arquitectura pilar central, extremos e isométrico	AP 02

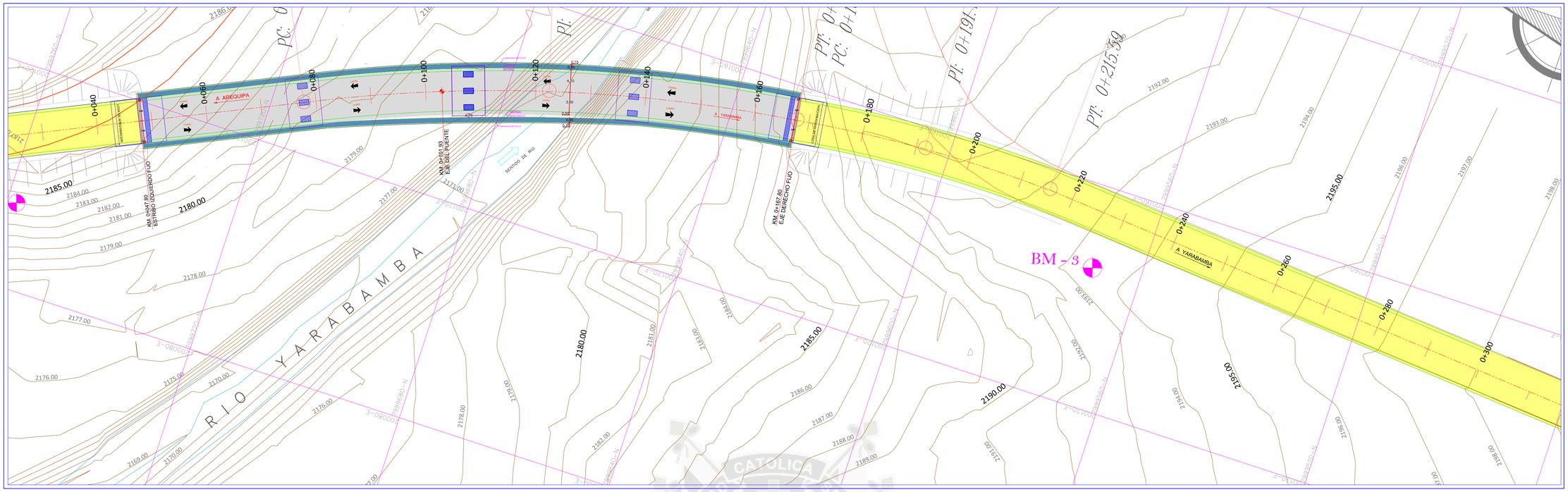
Estructuras

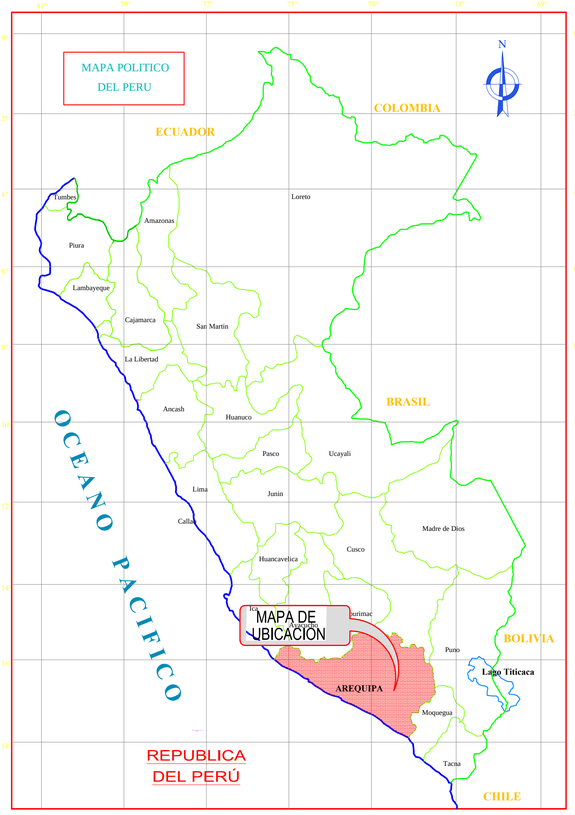
Refuerzo de zapatas de estribos, detalles, perfil y planta	EP 01
Armadura en cuerpo de estribos	EP 02
Refuerzo de zapatas de pilares en planta	EP 03
Refuerzo de zapatas de pilares en perfil	EP 04
Detalles armadura columnas, vigas diafragma e intermedia de pilares	EP 05
Armadura en vigas, detalle longitudinal - Tramo 1	EP 06
Armadura en vigas, detalle longitudinal - Tramo 2	EP 07
Armadura en vigas, detalle longitudinal - Tramo 3	EP 08
Armadura en vigas, detalle longitudinal - Tramo 4	EP 09
Trayectoria de Cable de pre-esforzado	EP 10
Armadura en vigas y losas, detalle transversal	EP 11
Armadura en losas, vista en planta	EP 12

Planos de detalles

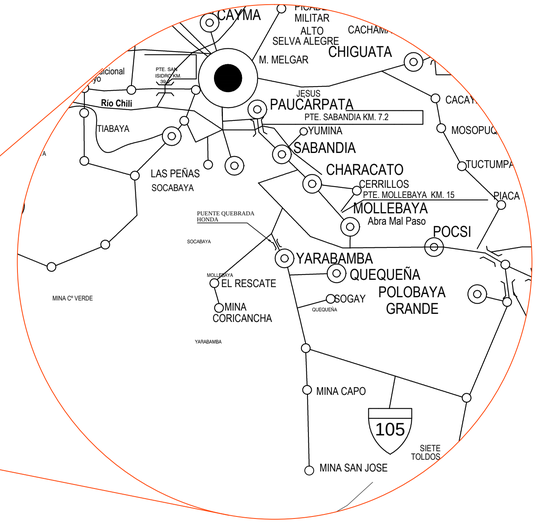
Detalles de baranda metálica y cartel de obra	PD 01
Elementos complementarios, dispositivos de apoyo	PD 02
Losa de aproximación y barrera de concreto	PD 03

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

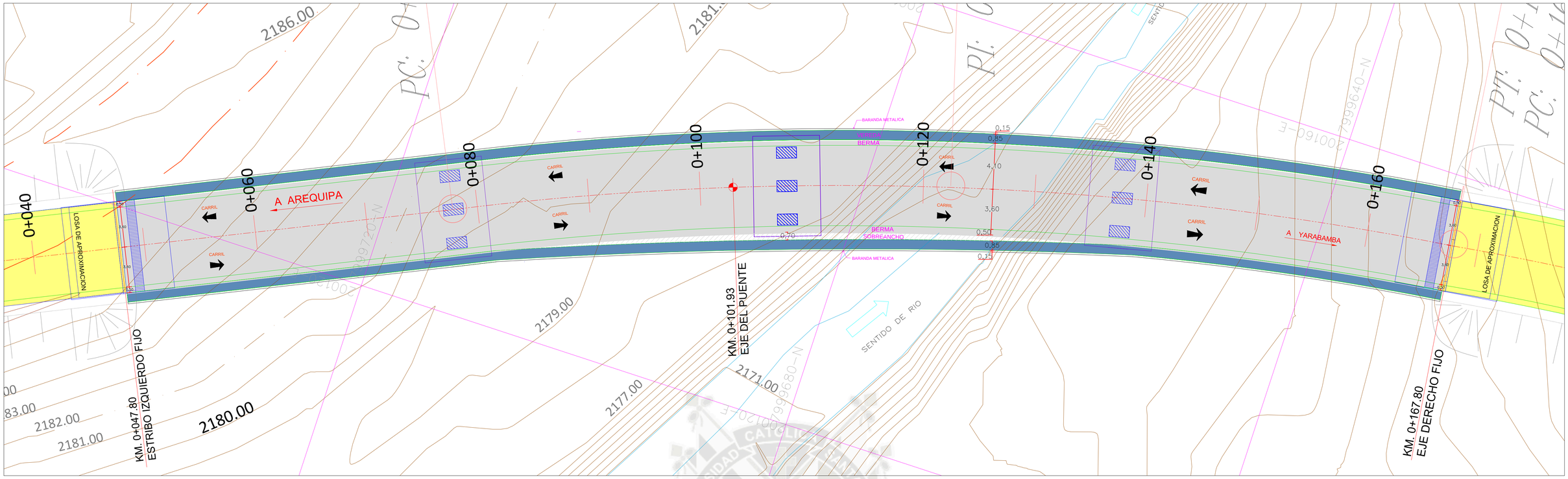




MAPA DE UBICACIÓN



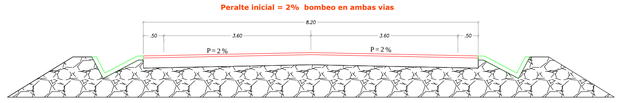
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA			
Título de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"	Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE		
Plano: UBICACION DEL PUENTE Y SUS ACCESOS	Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL		
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068802602 Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451S1	Departamento: AREQUIPA	Provincia: AREQUIPA	Distrito: YARABAMBA	Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba
Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara	Escala: 1:500	Fecha: Agosto 2015	Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS	Lamina N°: PT-01



ALINEACION DEL PL

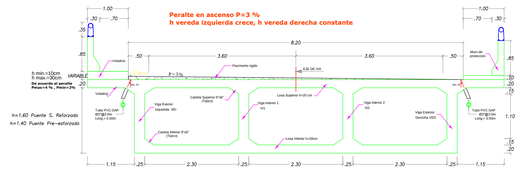
ESC: 1/200

Variacion de la superficie de rodadura por la colocacion de peralte a lo largo del tramo curvo



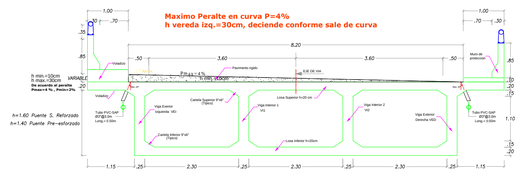
Seccion transversal del Acceso 1

Escala 1/75



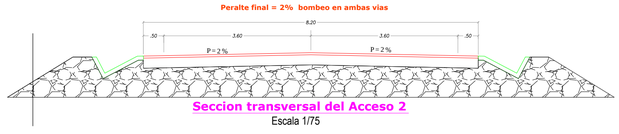
Seccion transversal Puente L=120 m
transicion a la curva 2%<P<4%

Escala 1/75



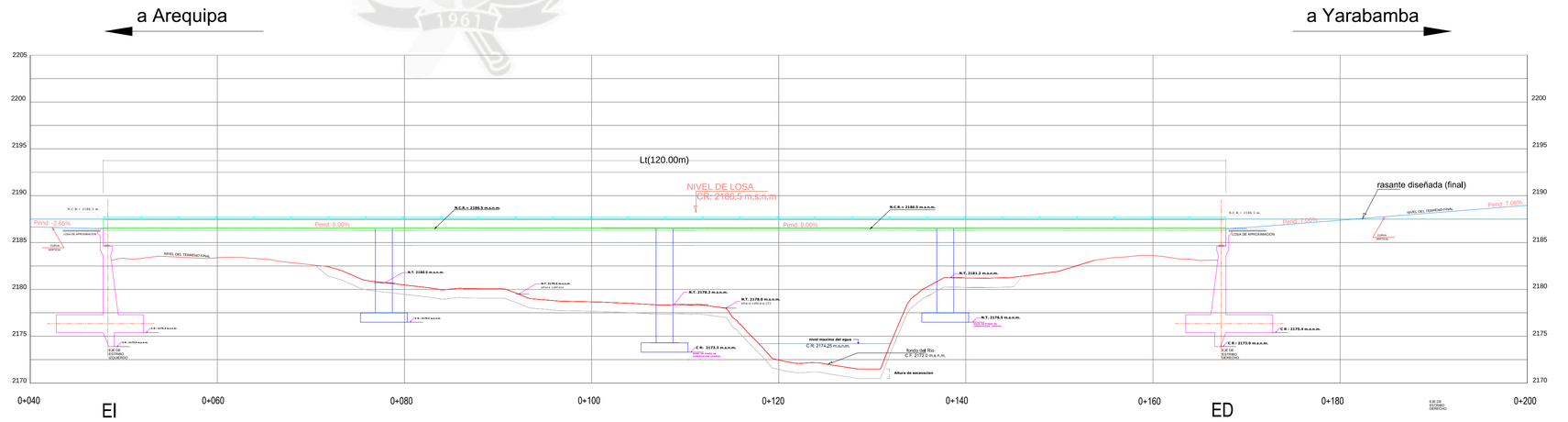
Seccion transversal Puente L=110 m
En curva P=4%

Escala 1/75



Seccion transversal del Acceso 2

Escala 1/75



Nivel de Terreno

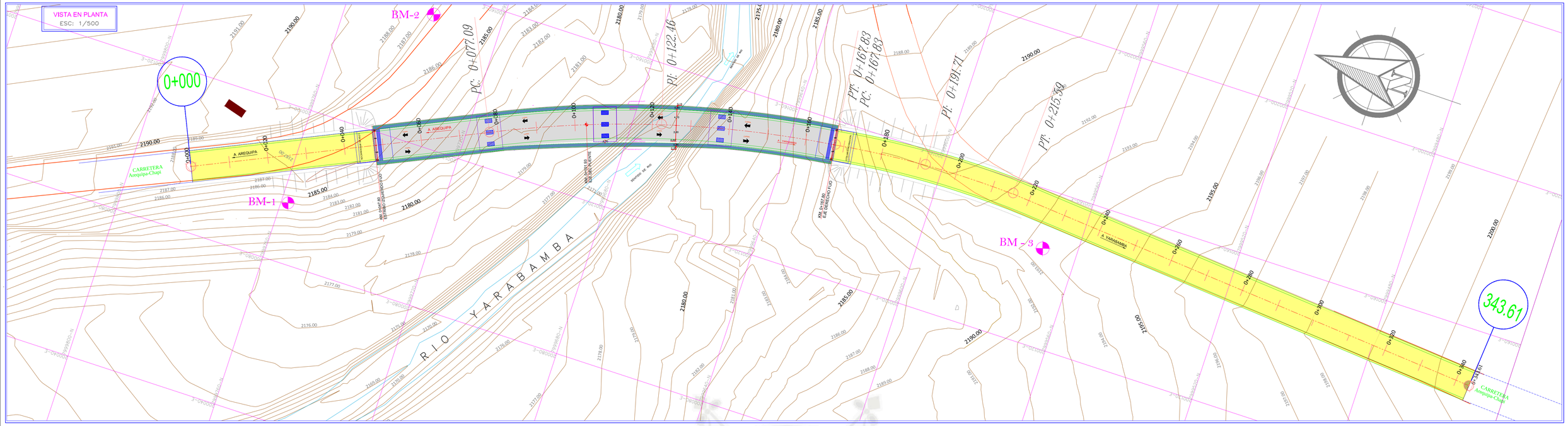
Nivel de Socavacion

Seccion Longitudinal del Puente L=120 m

escala 1/300

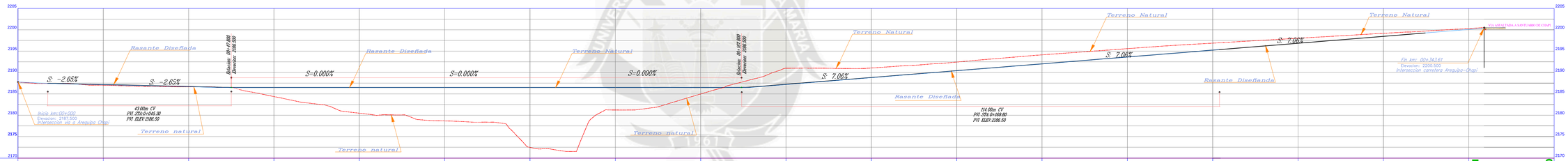
Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
	Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
Plano: VISTA EN PLANTA, PERFIL Y TRANSVERSAL DEL PUENTE	Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068020/02 Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072401/51	Departamento: AREQUIPA / Provincia: AREQUIPA / Distrito: YARABAMBA / Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba
Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara / Escala: 1:500 / Fecha: Agosto 2015	Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS
	Lamina N°: PT-02

VISTA EN PLANTA
ESC: 1/500



VISTA EN PERFIL
ESC: 1/500

PERFIL LONGITUDINAL



PROGRESIVAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+343.61	0+360.00
COTA TERRENO	2187.83	2187.01	2186.63	2184.37	2180.47	2178.67	2172.46	2181.22	2184.97	2191.00	2191.05	2192.44	2194.14	2195.59	2196.88	2198.02	2199.18	2200.30	
COTA RASANTE	2187.83	2187.34	2186.97	2186.70	2186.55	2186.50	2186.61	2186.94	2187.52	2188.32	2189.36	2190.64	2192.15	2193.76	2195.37	2196.98	2198.60	2200.21	
ALTURA DE CORTE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.68	1.69	1.81	1.99	1.83	1.51	1.04	0.58	0.10	
ALTURA DE RELLENO	0.00	0.33	0.34	2.33	6.07	7.83	14.14	5.73	2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
PENDIENTE	Dist: 47.800 Pend: -2.650%			Dist: 120.000 Pend: 0.000%						Dist: 175.810 Pend: 7.060%									

LEYENDA	
BM-	Bench Mark
△	Punto de interseccion vía-Puente
ⓒ	Punto interseccion curva Vertical PVI
Mid	Punto medio de curva
PC	Comienzo de curva
PT	Termino de curva

BENCH MARKS

Codigo	UBICACIÓN ESTE	UBICACIÓN NORTE	ALTURA (m.s.n.m.)
BM-01	200104.72	7999755.49	2188.00
BM-02	200184.41	7999724.99	2187.00
BM-03	200149.37	7999578.18	2193.00

CUADRO DE ELEMENTOS PARA TRAZO
PUENTE QUEBRADA HONDA

Elmento	Angulo	LONG. M	Punto Inicial PC	Punto Inicial NORTE	Punto Inicial ESTE	Punto Final PT	Punto Final NORTE	Punto Final ESTE	RADIO m	S A m	P %	H m.s.n.m.
												2187.85
E1	S2949'39"E	47.80	00+000.00	7999714.96	200128.72	00+047.98	7999673.62	200148.36	00.00	0.00	-2.65	2186.50
E2	S2949'39"E	30.00	00+047.98	7999673.62	200148.36	00+077.09	7999714.96	200128.72	00.00	0.00	0.00	2186.50
E3	S16º08'10"E	90.74	00+077.09	7999714.96	200128.72	00+167.83	7999628.17	200153.82	280.00	0.40	0.00	2186.50
E4	S2745'34.54"E	47.75	00+167.83	7999628.17	200153.82	00+215.59	7999580.55	200156.12	242.07	0.30	0.00	2186.50
E4	S2651'20"58"E	128.02	00+215.59	7999580.55	200156.12	00+343.61	7999452.96	200145.74	00.00	0.00	7.06	2200.50

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES. PUENTE QUEBRADA HONDA
ELEMENTOS GEOMETRICOS

C.Nº	S	AD	R	LC	PC	PC NORTE	PC ESTE	PI	PI NORTE	PI ESTE	PT	PT NORTE	PT ESTE	SA	P
001	D	S16º08'10"E	280.00	90.74	00+77.090	7999714.96	200128.72	00+122.46	7999673.62	200148.36	00+167.83	7999628.17	200153.82	0.4	0.00
002	D	S2945'34.54"E	242.07	47.75	00+167.83	7999628.17	200153.82	00+191.71	7999604.48	200157.33	00+215.59	7999580.55	200156.12	0.3	0.00

CUACRO DE ELEMENTOS DE CURVAS VERTICALES, PUENTE QUEBRADA HONDA - ELEMENTOS GEOMETRICOS
CURVAS VERTICALES (ASIMETRICAS)

	LONGITUD DE CURVA Long de Curva 1	LONGITUD DE CURVA Long de Curva 2	Externa E	Variacion de pendientes A (%)	PCV COTA m.s.n.m.	PCV Progresiva	PIV COTA m.s.n.m.	PIV Progresiva	PTV COTA m.s.n.m.	PTV Progresiva
C. V. 1	2.5	40.5	0.031	2.65	2187.58	0+4.80	2186.53	0+45.30	2+186.50	0+47.80
C.V. 2	2	112	0.069	7.06	2186.50	0+167.80	2186.57	0+169.80	0+281.80	2195.37

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: PLANTA, PERFIL Y TRAZO DEL PUENTE Y ACCESOS

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20088029/02
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451/51

Dibujo: Angge Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

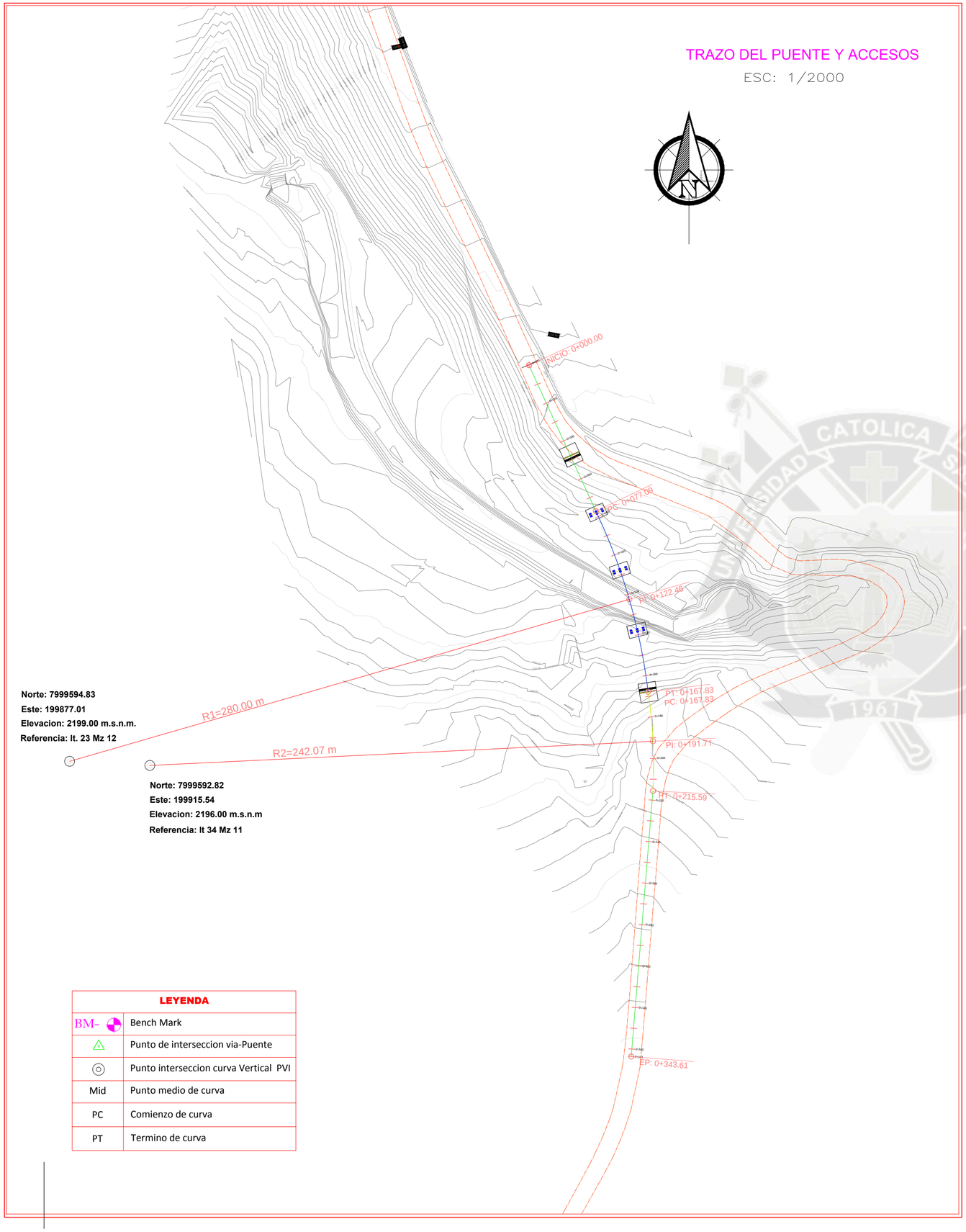
Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Lamina N°: PT-03

TRAZO DEL PUENTE Y ACCESOS

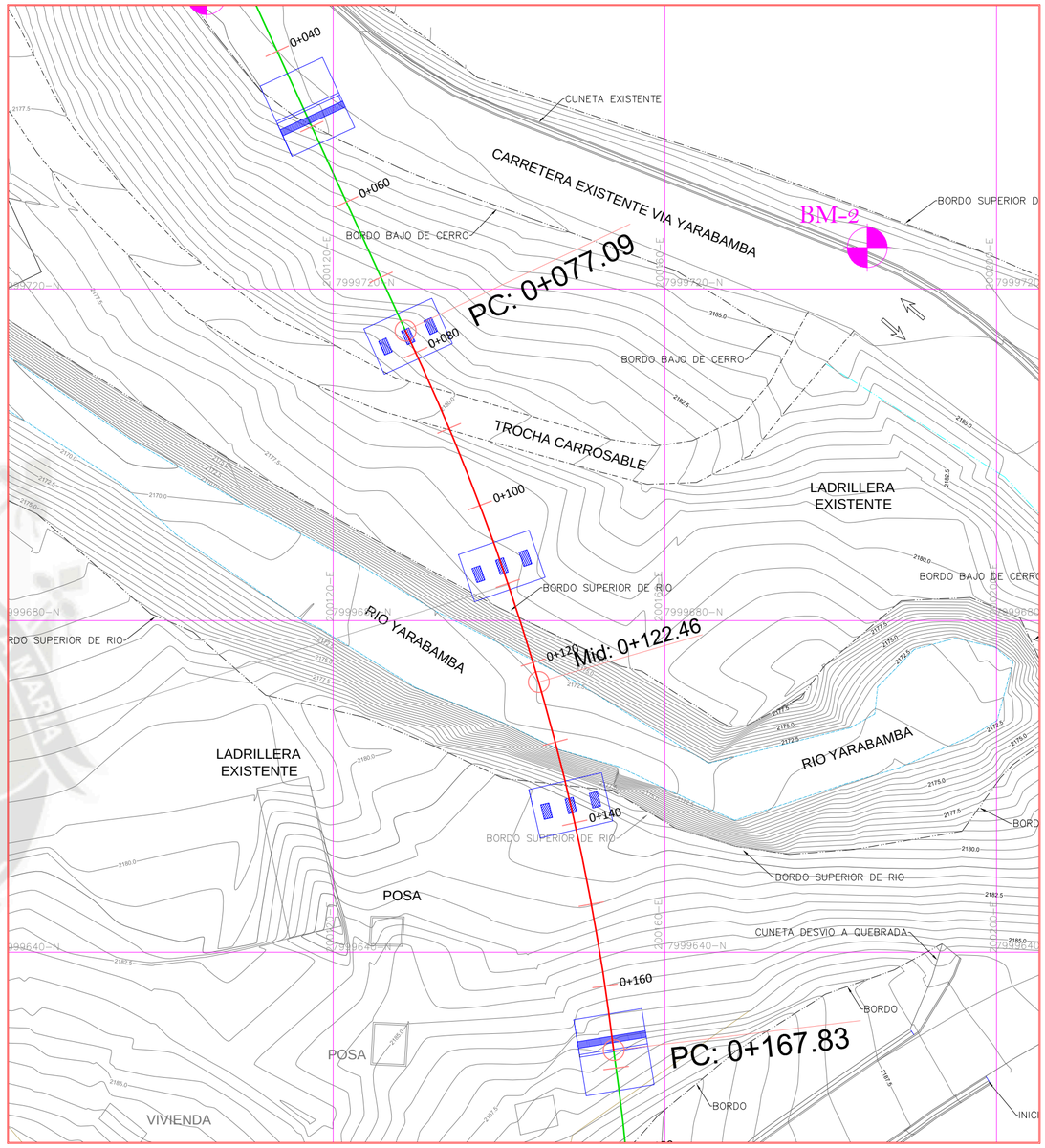
ESC: 1/2000



Norte: 7999594.83
Este: 199877.01
Elevacion: 2199.00 m.s.n.m.
Referencia: lt. 23 Mz 12

Norte: 7999592.82
Este: 199915.54
Elevacion: 2196.00 m.s.n.m
Referencia: lt 34 Mz 11

LEYENDA	
BM-	Bench Mark
△	Punto de interseccion via-Puente
◎	Punto interseccion curva Vertical PVI
Mid	Punto medio de curva
PC	Comienzo de curva
PT	Termino de curva



ALINEACION DEL PUENTE

ESC: 1/200

BENCH MARKS			
Codigo	UBICACIÓN		ALTURA (m.s.n.m.)
	ESTE	NORTE	
BM-01	200104.72	7999755.49	2188.00
BM-02	200184.41	7999724.99	2187.00
BM-03	200149.37	7999578.18	2193.00

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ALINEACION, TRAZO DE PUENTE Y ACCESOS

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

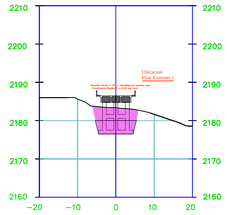
Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

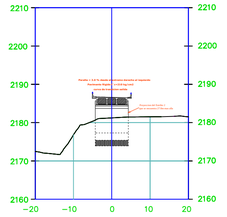
Lamina N°: PT-04

0+077.80



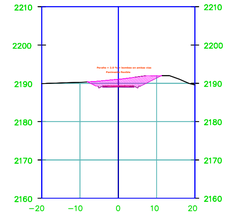
VOLUMENES TOTALES 0+077.80	
AREA DE CORTE	72.06
AREA DE RELLENO	34.91
VOLUMEN CORTE	432.36
VOLUMEN RELLENO	209.46
COTA DE TERRENO	2184.0
COTA DE RASANTE	2186.5

0+140.00



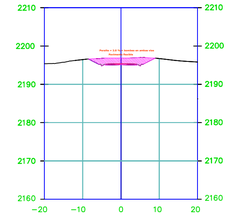
VOLUMENES TOTALES 0+140.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2181.9
COTA DE RASANTE	2186.5

0+200.00



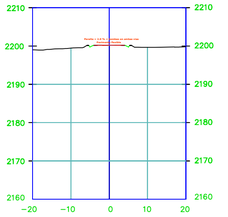
VOLUMENES TOTALES 0+200.00	
AREA DE CORTE	30.17
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	628.27
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2192.4
COTA DE RASANTE	2189.0

0+280.00



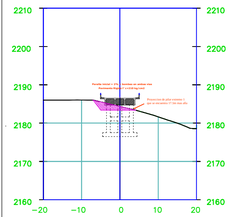
VOLUMENES TOTALES 0+280.00	
AREA DE CORTE	18.19
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	475.62
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2197.0
COTA DE RASANTE	2194.2

0+343.61



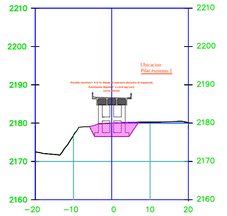
VOLUMENES TOTALES 0+340.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2200.3
COTA DE RASANTE	2200.3

0+060.00



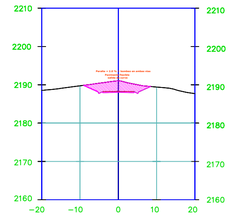
VOLUMENES TOTALES 0+060.00	
AREA DE CORTE	12.55
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	129.70
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2186.0
COTA DE RASANTE	2186.5

0+137.80



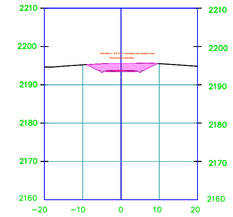
VOLUMENES TOTALES 0+137.80	
AREA DE CORTE	37.80
AREA DE RELLENO	34.10
VOLUMEN CORTE	226.80
VOLUMEN RELLENO	204.60
COTA DE TERRENO	2180.2
COTA DE RASANTE	2186.5

0+180.00



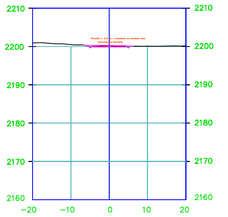
VOLUMENES TOTALES 0+180.00	
AREA DE CORTE	34.81
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	328.84
VOLUMEN RELLENO	451.44
COTA DE TERRENO	2191.0
COTA DE RASANTE	2188.3

0+260.00



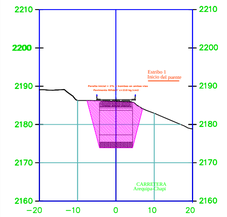
VOLUMENES TOTALES 0+260.00	
AREA DE CORTE	29.37
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	626.26
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2196.0
COTA DE RASANTE	2193.0

0+340.00



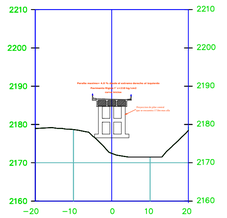
VOLUMENES TOTALES 0+340.00	
AREA DE CORTE	2.05
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	86.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2200.3
COTA DE RASANTE	2200.0

0+047.80



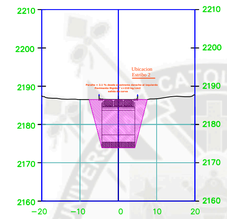
VOLUMENES TOTALES 0+160.00	
AREA DE CORTE	140.40
AREA DE RELLENO	62.31
VOLUMEN CORTE	1300.72
VOLUMEN RELLENO	569.39
COTA DE TERRENO	2186.1
COTA DE RASANTE	2186.5

0+120.00



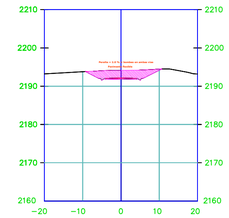
VOLUMENES TOTALES 0+120.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2172.3
COTA DE RASANTE	2186.5

0+167.80



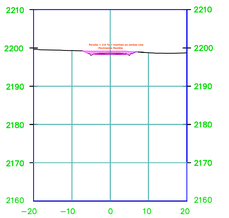
VOLUMENES TOTALES 0+167.80	
AREA DE CORTE	150.21
AREA DE RELLENO	62.31
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	2700.00
COTA DE TERRENO	2186.2
COTA DE RASANTE	2186.5

0+240.00



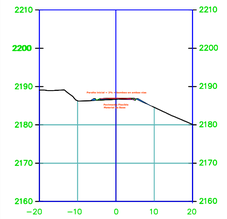
VOLUMENES TOTALES 0+240.00	
AREA DE CORTE	33.26
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	631.13
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2186.0
COTA DE RASANTE	2192.0

0+320.00



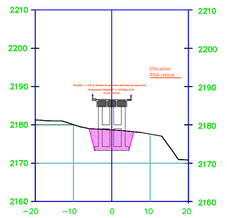
VOLUMENES TOTALES 0+320.00	
AREA DE CORTE	6.10
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	169.20
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2199.9
COTA DE RASANTE	2199.0

0+040.00



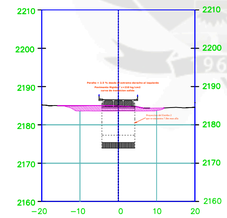
VOLUMENES TOTALES 0+040.00	
AREA DE CORTE	0.42
AREA DE RELLENO	2.49
VOLUMEN CORTE	4.19
VOLUMEN RELLENO	51.60
COTA DE TERRENO	2186.2
COTA DE RASANTE	2186.5

0+107.80



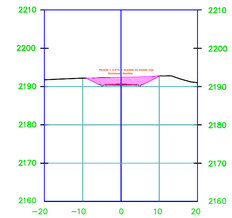
VOLUMENES TOTALES 0+107.80	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	236.16
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	3692.08
COTA DE TERRENO	2179.2
COTA DE RASANTE	2186.5

0+160.00



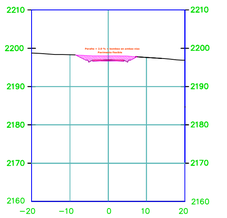
VOLUMENES TOTALES 0+160.00	
AREA DE CORTE	63.07
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	2700.00
COTA DE TERRENO	2185.1
COTA DE RASANTE	2186.5

0+220.00



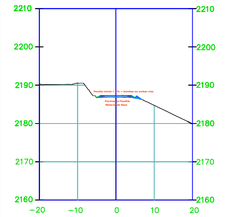
VOLUMENES TOTALES 0+220.00	
AREA DE CORTE	29.85
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	596.62
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2193.6
COTA DE RASANTE	2190.0

0+300.00



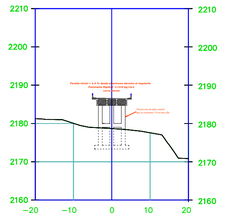
VOLUMENES TOTALES 0+300.00	
AREA DE CORTE	10.82
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	241.30
VOLUMEN RELLENO	290.10
COTA DE TERRENO	2198.3
COTA DE RASANTE	2197.0

0+020.00



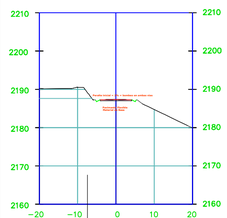
VOLUMENES TOTALES 0+020.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	2.67
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2186.5
COTA DE RASANTE	2187.0

0+100.00



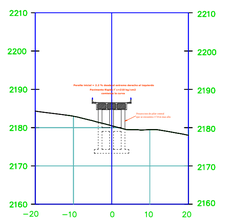
VOLUMENES TOTALES 0+100.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2179.0
COTA DE RASANTE	2186.5

0+000.00



VOLUMENES TOTALES 0+000.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2187.2
COTA DE RASANTE	2187.5

0+080.00



VOLUMENES TOTALES 0+080.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2180.6
COTA DE RASANTE	2186.5

TABLA VOLUMENES TOTALES

PROGRESIVA	Area de Relleno	Area de Corte	Volumen de Relleno	Volumen de Corte	Acumulacion Volumen de Relleno	Acumulacion Volumen de Corte
0+020.00	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+040.00	2.49	0.42	51.60	4.19	51.60	4.19
0+047.80	62.31	140.40	569.39	1300.72	620.99	1304.91
0+060.00	0.00	12.55	0.00	129.70	620.99	1434.61
0+077.80	34.91	72.08	209.46	432.36	830.45	1866.97
0+080.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+137.80	34.10	37.80	204.60	226.80	1035.05	2093.77
0+140.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1035.05	2093.77
0+160.00	0.00	63.07	0.00	630.70	1035.05	2724.47
0+167.80	62.31	150.21	650.79	1300.00	1685.79	4024.47
0+180.00	0.00	34.81	0.00	348.10	1685.79	4372.57
0+200.00	0.00	30.17	0.00	628.27	1685.79	5000.84
0+220.00	0.00	29.85	0.00	596.62	1685.79	5597.46
0+240.00	0.00	33.26	0.00	631.13	1685.79	6228.59
0+260.00	0.00	29.37	0.00	626.26	1685.79	6854.85
0+280.00	0.00	18.19	0.00	475.62	1685.79	7330.47
0+300.00	0.00	10.82	0.00	290.10	1685.79	7620.57
0+320.00	0.00	6.10	0.00	169.20	1685.79	7789.77
0+340.00	0.00	2.05	0.00	86.00	1685.79	7875.77
0+343.61	0.00	0.00	0.00	0.00	1685.79	7875.77

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: SECCIONES TRANSVERSALES

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068020602
Bach. JARA TUIRPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451S1

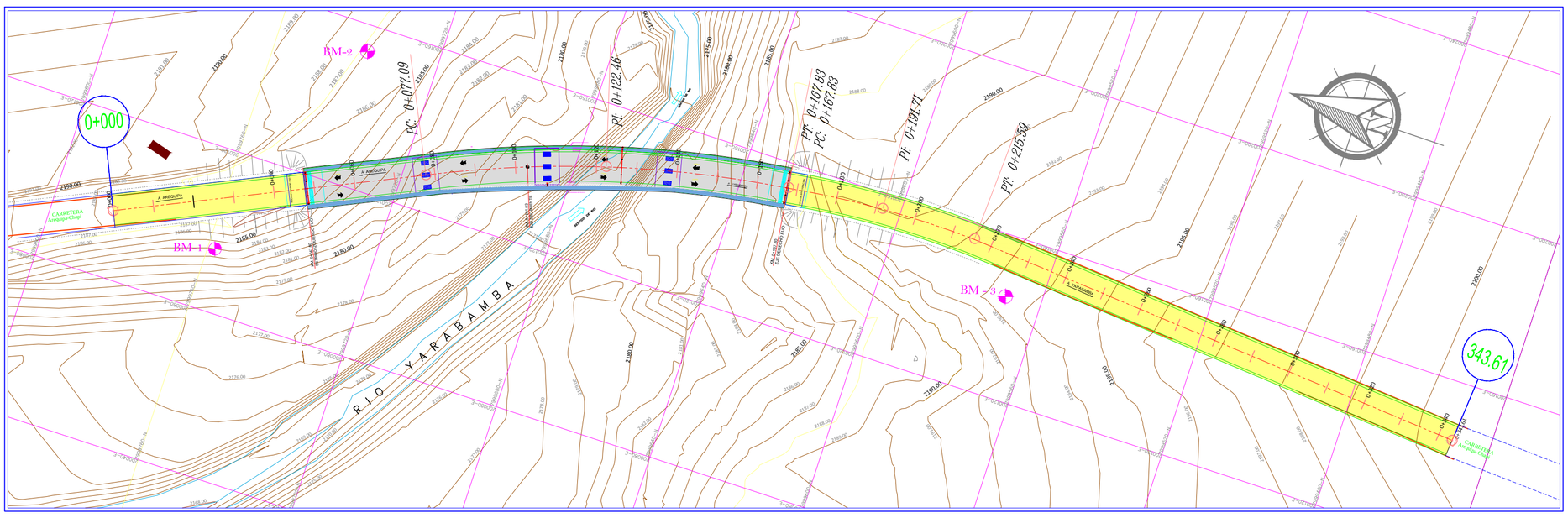
Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Lamina N°: PT-05

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

VISTA EN PLANTA
ESC: 1/900



PERFIL LONGITUDINAL 0+000 — 0+343.61

VISTA EN PERFIL
ESC horizontal: 1/900
ESC vertical: 1/90

INICIO PROGRESIVA = 0+000.00
ELEVACION = 2187.700

PVI Progresiva:0+045.30
PVI Elevacion:2186.50
K:7.05
LC:43.00
PCV.: 0+04.80
Elevacion: 2187.58
PTV.: 0+047.80
Elevacion: 2186.50

PVI Progresiva:0+169.80
PVI Elevacion:2186.50
K:6.41
LC:114.00
PCV.: 0+167.80
Elevacion: 2186.50
PTV.: 0+281.80
Elevacion: 2195.37

FIN PROGRESIVA = 0+343.61
ELEVACION = 2200.500

S=-2.65%
S=-0.00%
S=7.06%

Curva vertical 1
Correccion 0.000 0.002 0.006 0.017 0.030 0.031 0.02 0.011 0.0012
Posicion 43.0m 33.0m 23.0m 13.0m 3.0m 2.5m 2.0m 1.5m 0.5m

Curva vertical 2
Correccion 0.000 0.017 0.039 0.069 0.055 0.027 0.014 0.00 0.00
Posicion 0.00m 1.00m 1.50m 2.00m 33.0m 63.0m 93.0m 103.0m 114.0m

PROGRESIVA:	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+343.61
COTA TERRENO:	2187.83	2187.01	2186.63	2184.37	2180.47	2178.67	2172.46	2181.22	2184.97	2191.00	2191.05	2192.44	2194.14	2195.59	2196.88	2198.02	2199.18	2200.30	
COTA RASANTE:	2187.83	2187.34	2186.97	2186.70	2186.55	2186.50	2186.61	2186.94	2187.52	2188.32	2189.36	2190.64	2192.15	2193.76	2195.37	2196.98	2196.98	2200.21	
ALTURA DE CORTE:	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.68	1.69	1.81	1.99	1.83	1.51	1.04	0.58	0.1	
ALTURA DE RELLENO:	0.00	0.33	0.34	2.33	0.00	0.00	0.00	0.00	2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
ALINEAMIENTO:		L=77.09m			L=90.74m R=280.00m PI=1					L=47.75m R=242.07m PI=2		L=128.02m							
PENDIENTE:		Dist: 47.800 Pend: -2.650%			Dist: 120.000 Pend: 0.000%					Dist: 175.810 Pend: 7.060%									

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ELEVACION EN PERFIL

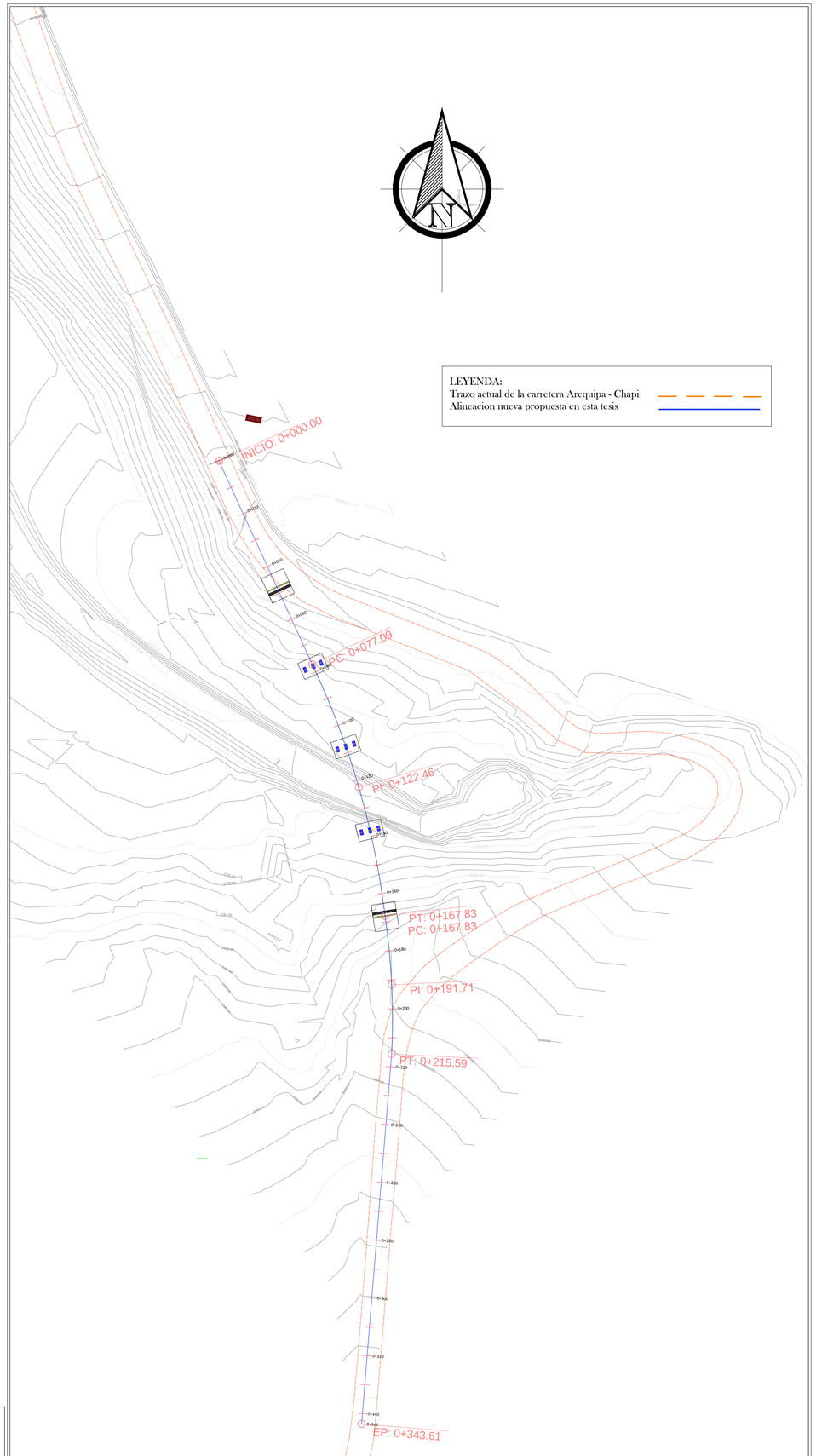
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

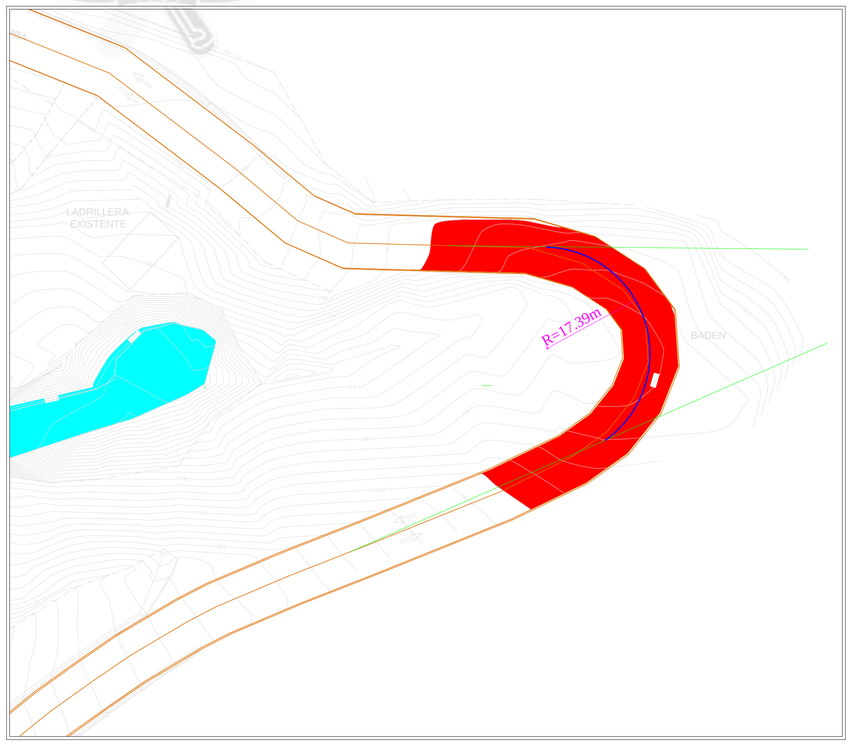
Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Lamina N°: PT-06





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: TRAZO ACTUAL DE LA CARRETERA AREQUIPA - CHAPI TRAMO: KM 6 + 100 AL KM 6 + 439

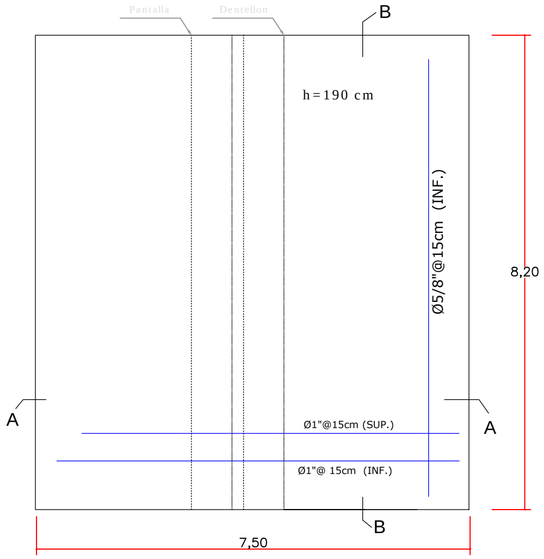
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068020602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451S1

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

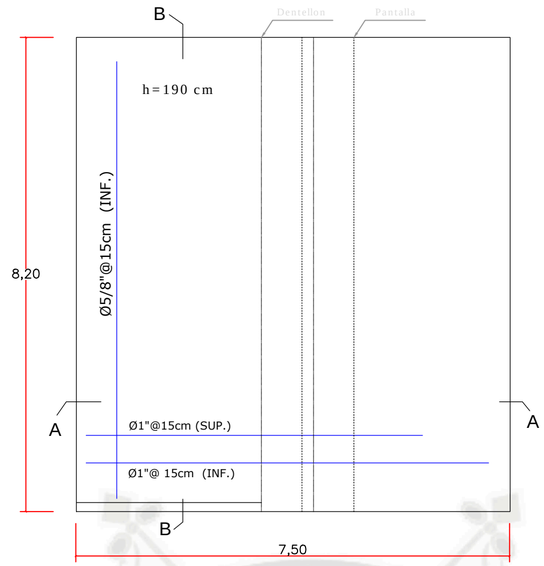
Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Lamina N°: PT-07



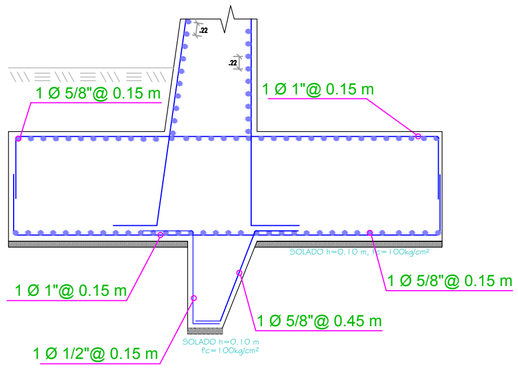
ZAPATA DE ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/75



ZAPATA DE ESTRIBO IZQUIERDO

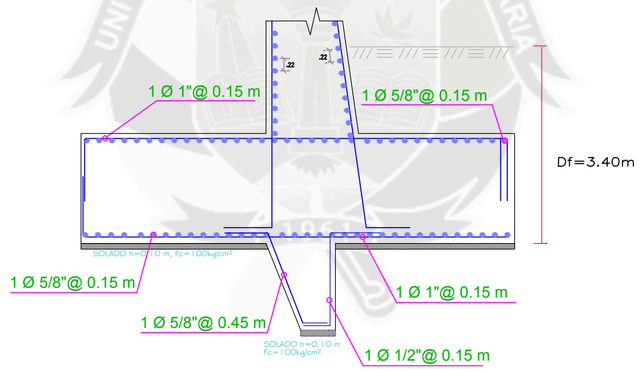
ESC.: 1/75



SECCION A-A VISTA LATERAL

ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/75



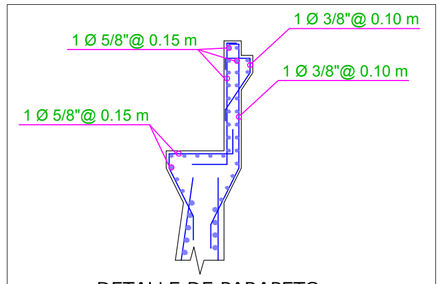
SECCION A-A VISTA LATERAL

ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/75

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	M3	134.2	134.2
Pantalla principal	M3	63.30	63.30
Cabezal	M3	8.52	8.52
Muro parapeto	M3	5.68	5.68
Total		211.7	211.7

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	KG	6,187.7	6,187.7
Pantalla principal	KG	6,461.52	6,461.52
Cabezal	KG	360.25	360.25
Muro parapeto	KG	841.53	841.53
Total		**13,851.00**	**13,851.00**



DETALLE DE PARAPETO

ESC.: 1/75

RESUMEN DE METRADOS EN SUB-ESTRUCTURA					
Item	**Descripcion**	**E. Derecho**	**E.Izquierdo**	**Total**	**Und**
01	Excavacion	946.22	794.96	1741.18	m3
02	Cº solado	64.50	64.50	129.00	m2
03	Concreto f'c=280kg/cm2	211.7	211.7	423.4	m3
04	Encofrados y desencofrado	188.86	188.86	377.72	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	13 851.00	13 851.00	27 702.00	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: PANTALLA ESTRIBO ZAPATA ESTRIBO	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

PANTALLA:

CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm

CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :

CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm

CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Título de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: REFUERZO ZAPATA DE ESTRIBOS

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara

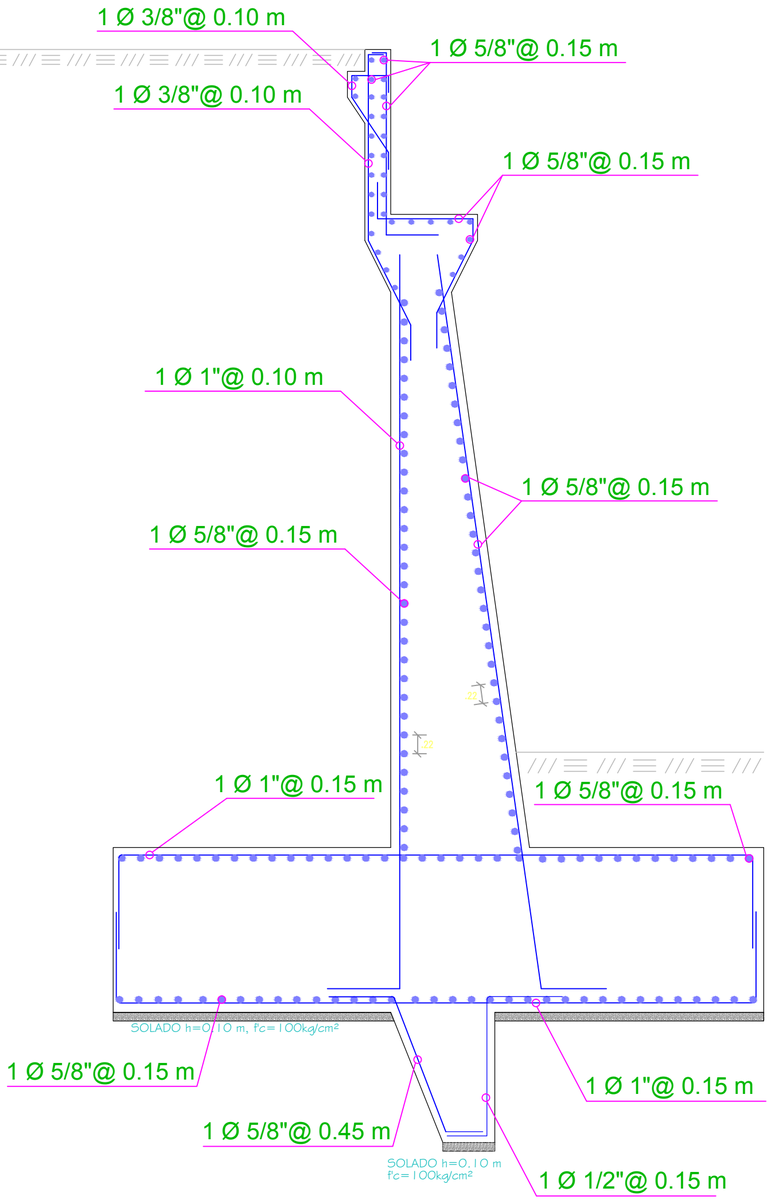
Escala: 1:500

Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

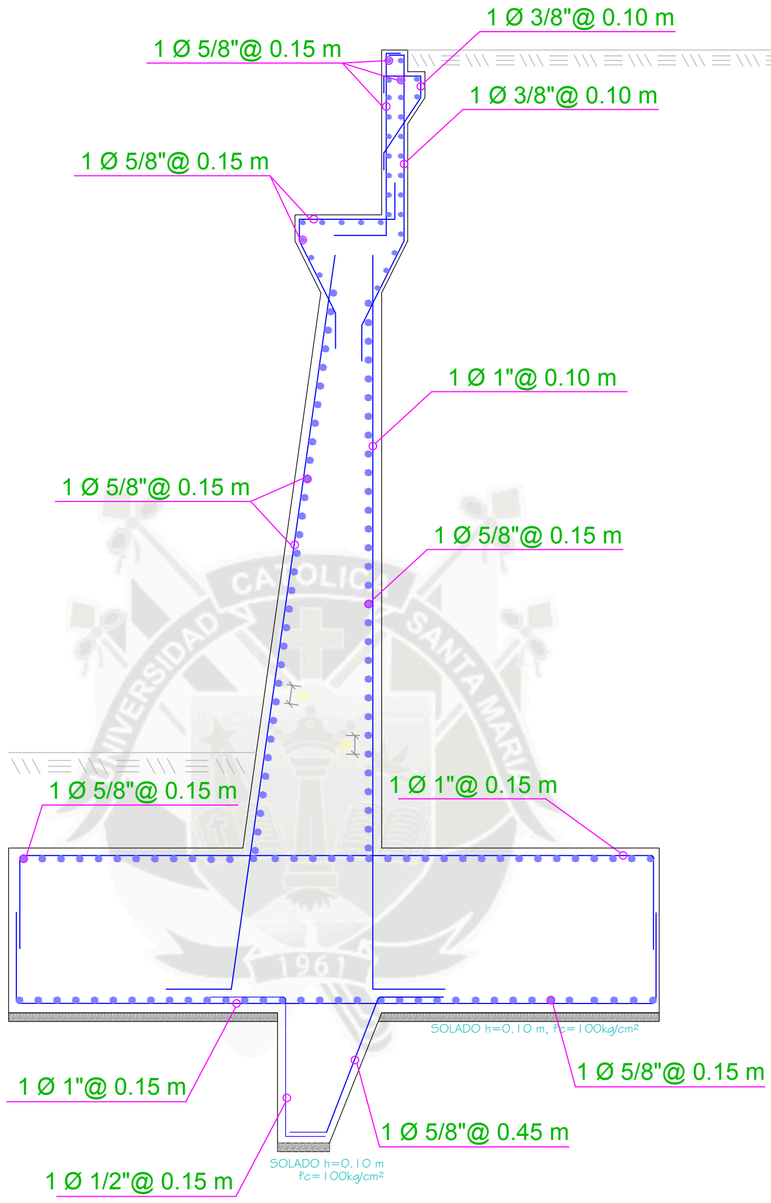
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-01



ELEVACION - VISTA LATERAL ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/50



ELEVACION - VISTA LATERAL ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/50

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	M3	134.2	134.2
Pantalla principal	M3	63.30	63.30
Cabezal	M3	8.52	8.52
Muro parapeto	M3	5.68	5.68
Total		211.7	211.7

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	KG	6,187.7	6,187.7
Pantalla principal	KG	6,461.52	6,461.52
Cabezal	KG	360.25	360.25
Muro parapeto	KG	841.53	841.53
Total		**13,851.00**	**13,851.00**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: PANTALLA ESTRIBO ZAPATA ESTRIBO	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

PANTALLA:
- CAPA EXTERIOR — 3.0 cm
- CAPA INTERIOR — 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR — 7.5 cm
- CAPA INFERIOR — 7.5 cm

RESUMEN DE METRADOS EN SUB-ESTRUCTURA					
Item	**Descripcion**	**E. Derecho**	**E.Izquierdo**	**Total**	**Und**
01	Excavacion	946.22	794.96	1741.18	m3
02	C° solado	64.50	64.50	129.00	m2
03	Concreto f'c=280kg/cm2	211.7	211.7	423.4	m3
04	Encofrados y desencofrado	188.86	188.86	377.72	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	13 851.00	13 851.00	27 702.00	kg

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano:
ARMADURA DE CUERPO DE ESTRIBOS

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

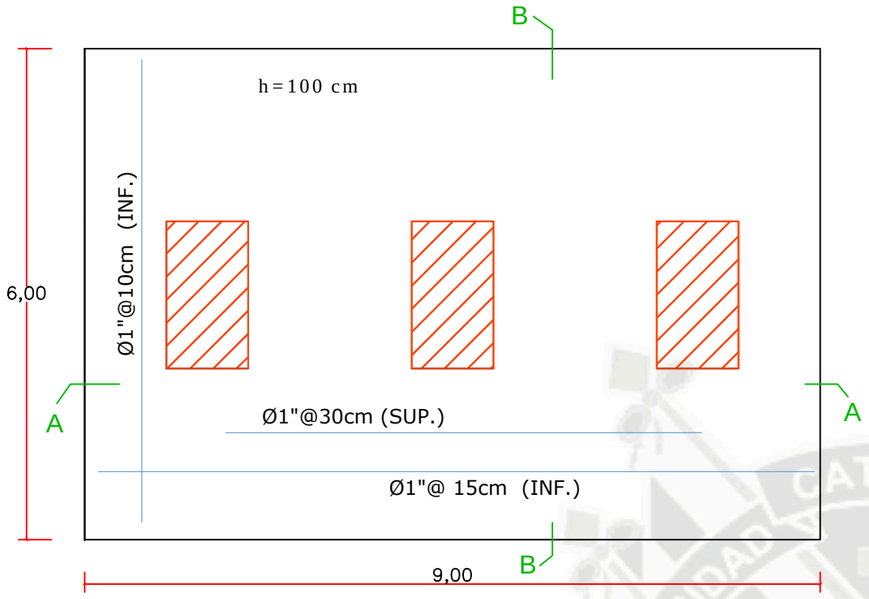
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

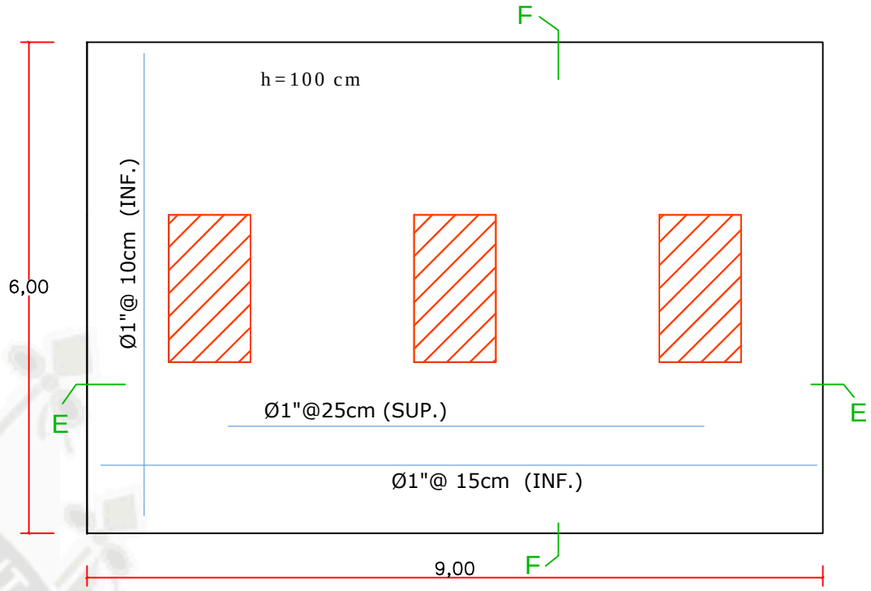
Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: 1:500
Fecha: Agosto 2015

Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

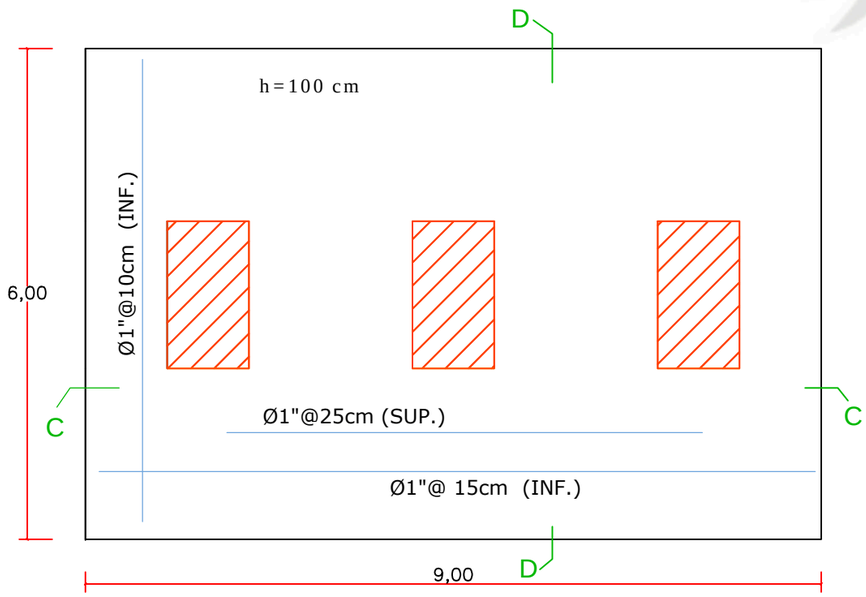
Lamina N°:
ER-02



ZAPATA DE PILAR EXTREMO 1
ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES
ESC: 1/75



ZAPATA DE PILAR EXTREMO 2
ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES
ESC: 1/75



ZAPATA DE PILAR CENTRAL
ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES
ESC: 1/75

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	KG	12 106.84	6156.88
Columnas	KG	29 947.56	18 575.56
Viga cabezal	KG	2 390.97	1 135.79
Viga intermedia	KG	2 874.47	1 463.72
	Total	47,319.84	27,331.95

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2

SUBESTRUCTURA:
COLUMNAS PILARES
VIGA CABEZAL PILAR
VIGA INTERMEDIA PILAR

CEMENTO : PORTLAND TIPO I
AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:
COLUMNAS:
CAPA EXTERIOR — 3.0 cm
CAPA INTERIOR — 4.0 cm
ZAPATA :
CAPA SUPERIOR — 7.5 cm
CAPA INFERIOR — 7.5 cm
VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
CAPA SUPERIOR — 4.0 cm
CAPA INFERIOR — 5.0 cm

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano:
REFUERZO DE ZAPATA DE PILARES EN PLANTA

Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: Indicada
Fecha: Agosto 2015

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

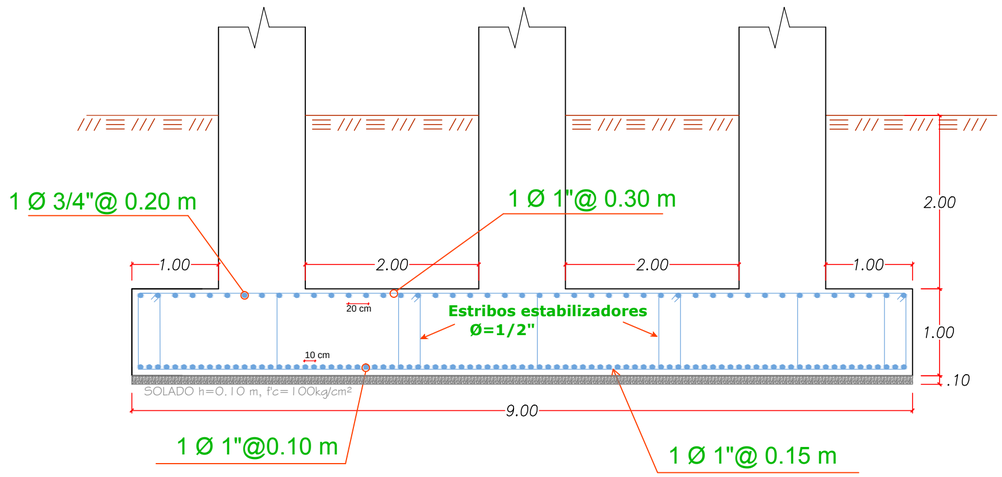
Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

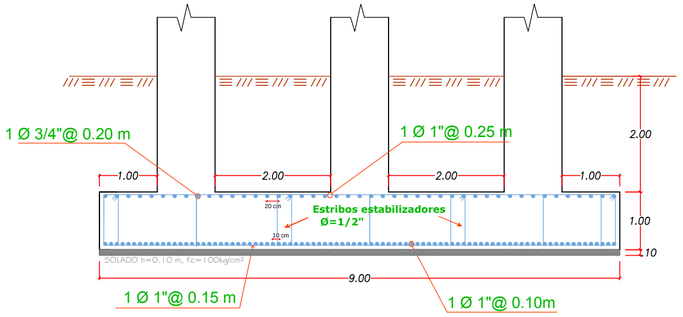
Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°:
ER-03



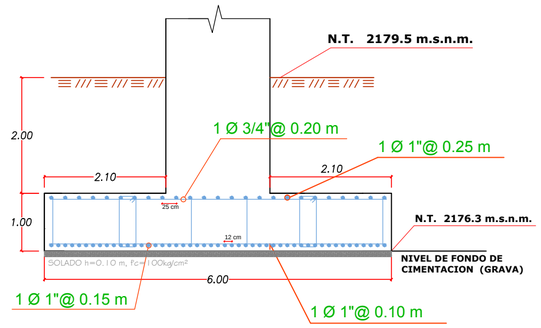
CORTE A-A
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR EXTREMO 1

ESC: 1/50



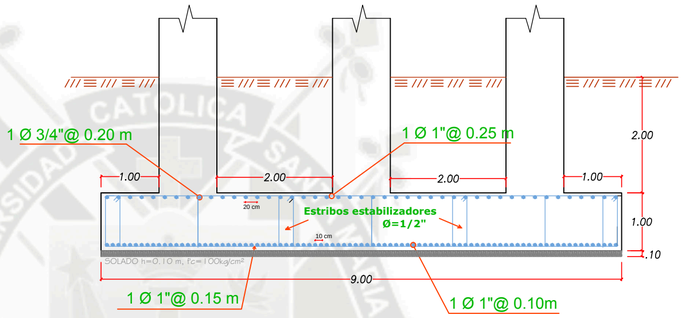
CORTE C-C
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR CENTRAL

ESC: 1/75



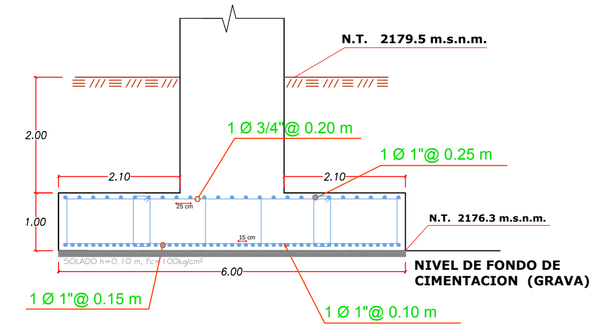
CORTE D-D
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR CENTRAL

ESC: 1/75



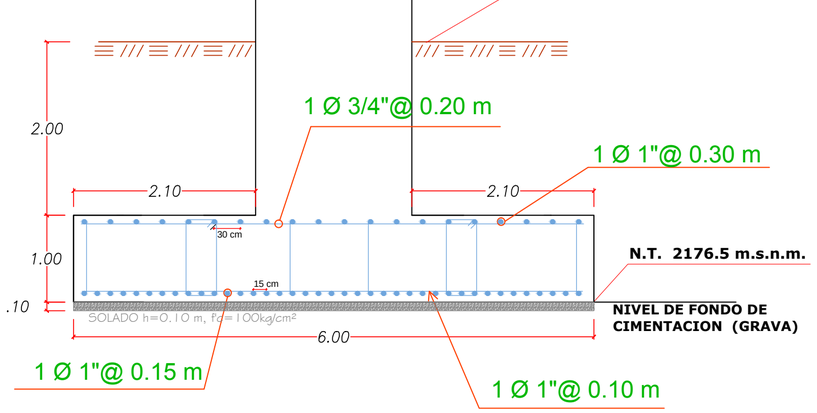
CORTE E-E
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR EXTREMO 2

ESC: 1/75



CORTE F-F
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR EXTREMO 2

ESC: 1/75



CORTE B-B
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR EXTREMO 1

ESC: 1/50

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	77.76	56.16
Viga cabezal	M3	51.19	25.60
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	**244.95**	**139.76**

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	KG	12 106.84	6156.88
Columnas	KG	29 947.56	18 575.56
Viga cabezal	KG	2 390.97	1 135.79
Viga intermedia	KG	2 874.47	1 463.72
	Total	47,319.84	27,331.95

RESUMEN DE METRADOS EN PILARES			
Item	**Descripción**	**Metrado**	**Unidad**
01	Excavacion	1223.64	m3
02	Concreto en solado	162.00	m3
03	Concreto f´c=280 kg/cm2	384.71	m3
04	Encofrado y desencofrado	612.06	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	74 651.79	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2

SUBESTRUCTURA:
COLUMNAS PILARES
VIGA CABEZAL PILAR
VIGA INTERMEDIA PILAR

- CEMENTO : PORTLAND TIPO I
- AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
- ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR — 3.0 cm
- CAPA INTERIOR — 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR — 7.5 cm
- CAPA INFERIOR — 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR — 4.0 cm
- CAPA INFERIOR — 5.0 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y prestforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: REFUERZO DE ZAPATA DE PILARES EN PERFIL

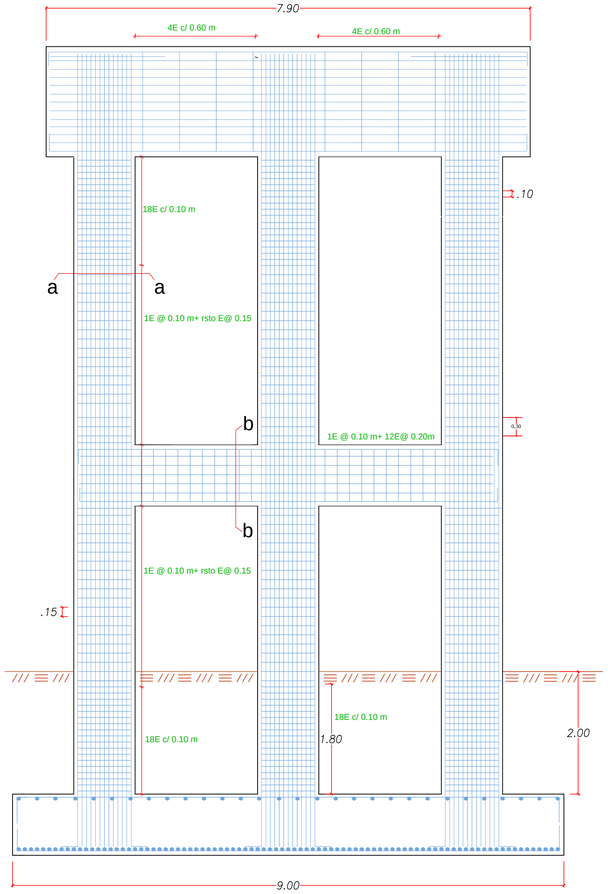
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

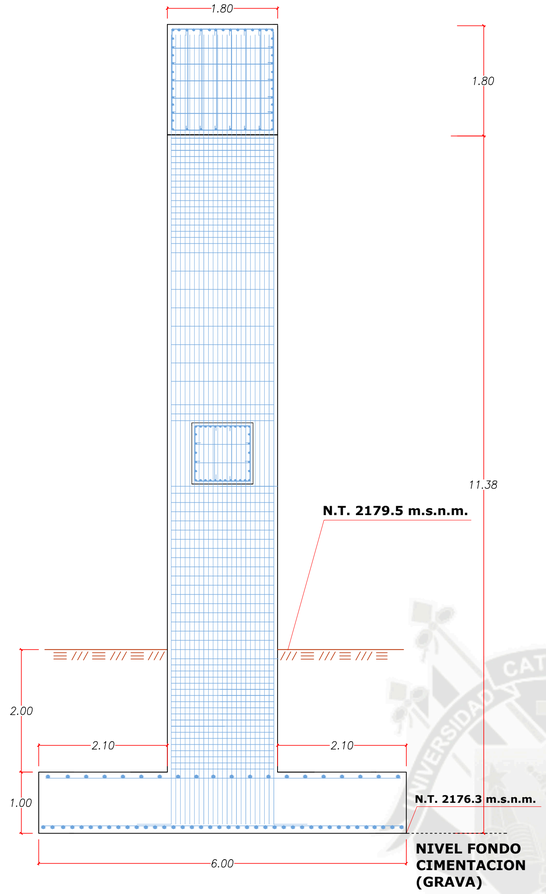
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-04



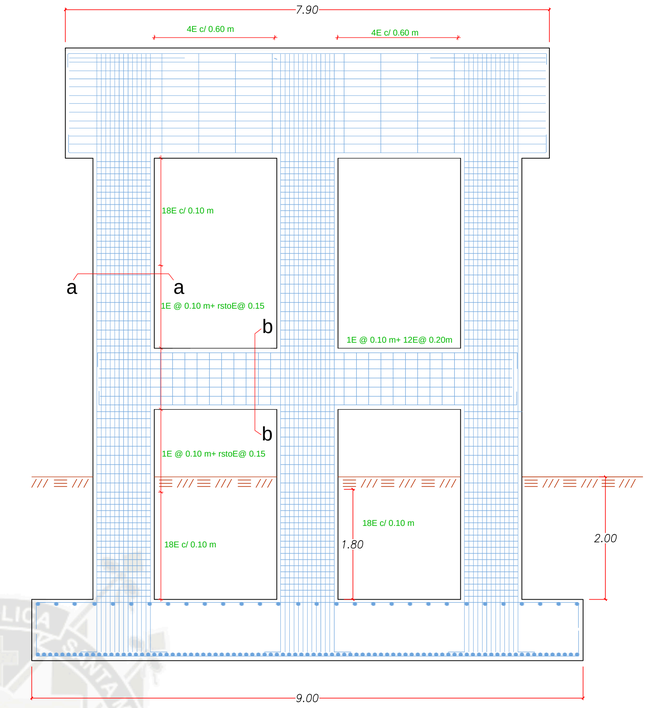
ELEVACION - VISTA FRONTAL PILARES CENTRAL 2

ESC: 1/50



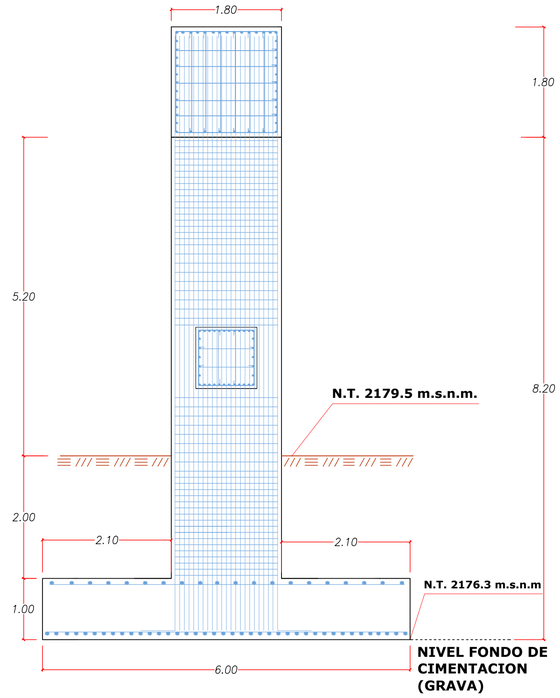
ELEVACION - VISTA LATERAL PILARE CENTRAL 2

ESC: 1/50



ELEVACION - VISTA FRONTAL PILARES EXTREMOS

ESC: 1/50



ELEVACION - VISTA LATERAL PILARES EXTREMOS

ESC: 1/50

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	KG	12 106.84	6156.88
Columnas	KG	29 947.56	18 575.56
Viga cabezal	KG	2 390.97	1 135.79
Viga intermedia	KG	2 874.47	1 463.72
	Total	47,319.84	27,331.95

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	77.76	56.16
Viga cabezal	M3	51.19	25.60
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	**244.95**	**139.76**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	*SUBESTRUCTURA:* COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:

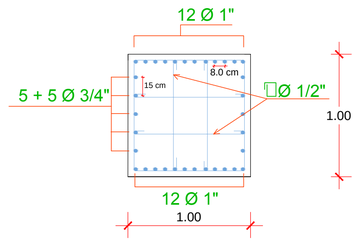
- CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
- CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :

- CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
- CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

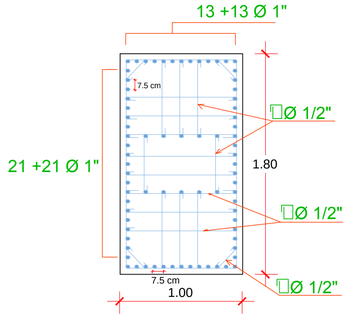
VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:

- CAPA SUPERIOR ____ 4.0 cm
- CAPA INFERIOR ____ 5.0 cm



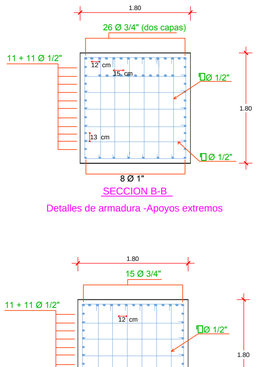
CORTE b-b Armadura viga intermedia

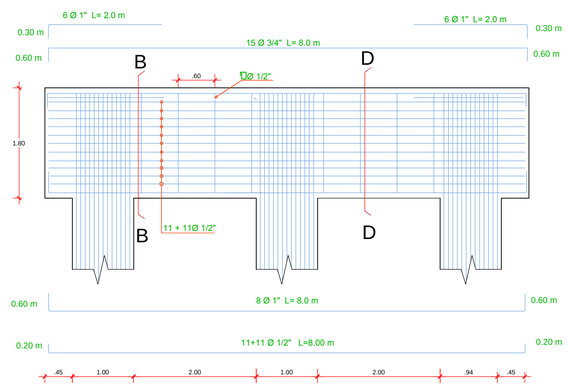
ESC: 1/25



CORTE a-a Armadura longitudinal de columnas (tipica)

ESC: 1/25





CABEZAL DE PILAR - VISTA FRONTAL

ESC: 1/50

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: DETALLES ARMADURA COLUMNAS VIGAS DIAFRAGMA E INTERMEDIA DE PILARES

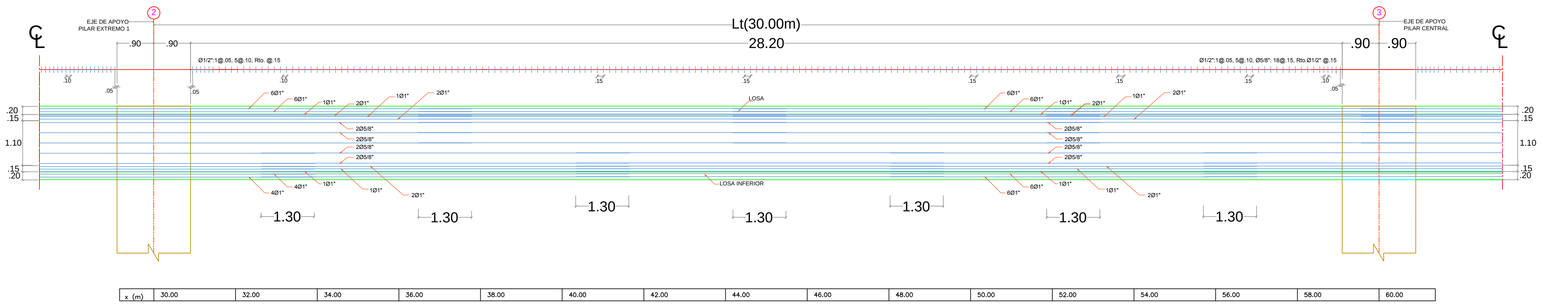
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20066828182
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujó: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

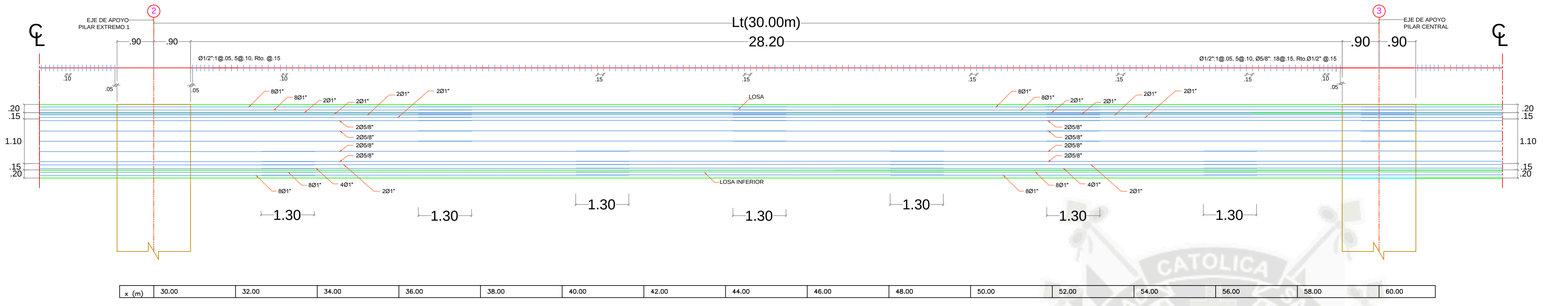
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-05



ELEVACION VIGAS VED y VEI - TRAMO 02

ESC: 1/75

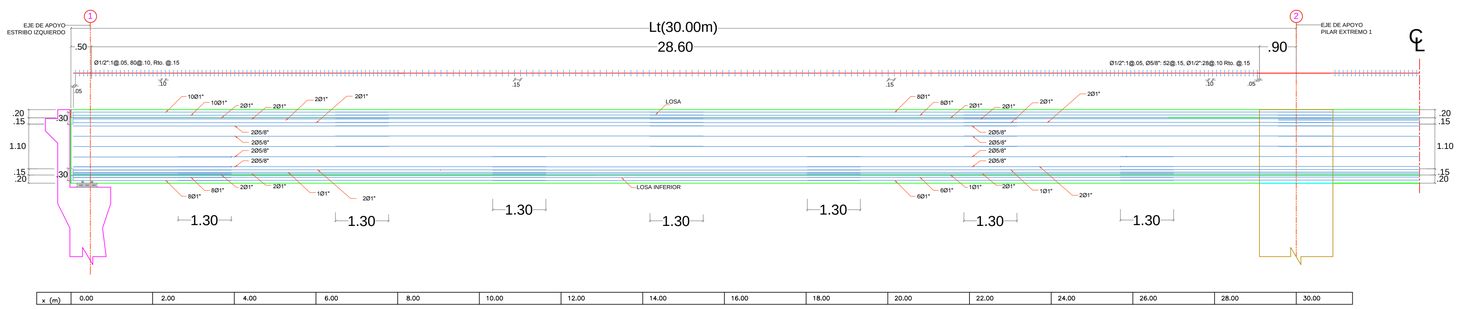


ELEVACION VIGA VI1 y VI2 - TRAMO 02

ESC: 1/75

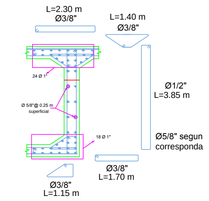
ELEVACION VIGAS VED y VEI - TRAMO 01

ESC: 1/75



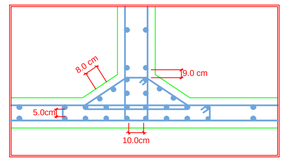
ELEVACION VIGA VI1 y VI2 - TRAMO 01

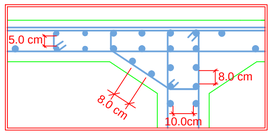
ESC: 1/75



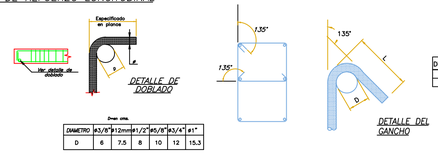
Armadura de viga
Tramo 01

ESC: 1/50





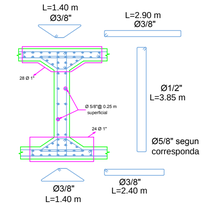
DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



Diametro	D(mm)	L(mm)
Ø3/8"	38	105
Ø1/2"	51	115

3mm mm

DIAMETRO	#3/8"	#12mm	#1/2"	#5/8"	#3/4"	#1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3



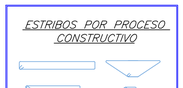
Armadura de viga
Tramo 01

ESC: 1/50

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

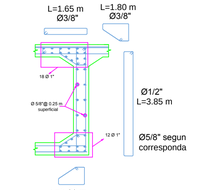
ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0

ESTRIBOS POR PROCESO CONSTRUCTIVO



RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=280kg/cm2	206.40	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	119,126.96	kg



Armadura de viga
Tramo 02

ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas : f'c=280 kg/cm2

Concreto Losa : f'c=280 kg/cm2

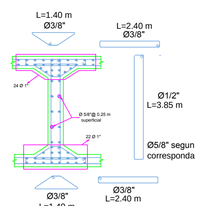
Acero : fy=4200 kg/cm2

— RECUBRIMIENTO MINIMO

Viga : 3cm

— NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93



Armadura de viga
Tramo 02

ESC: 1/50

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 1 Y 2

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068026002; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451

Dibujó: Anggie Vargas Jimmy Jara

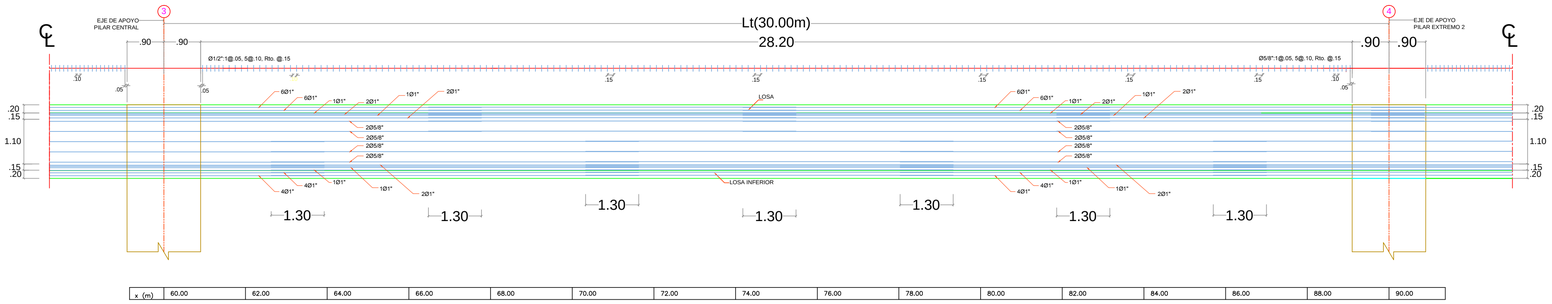
Escala: 1:500

Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

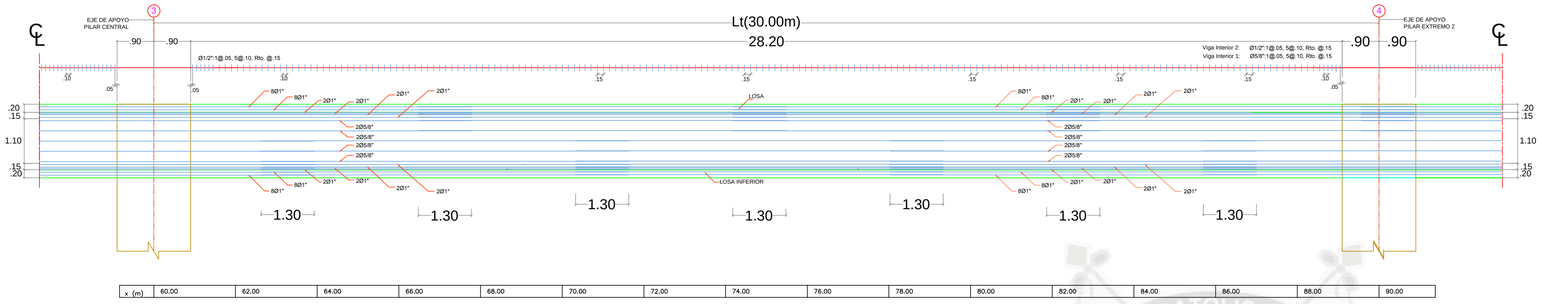
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-06



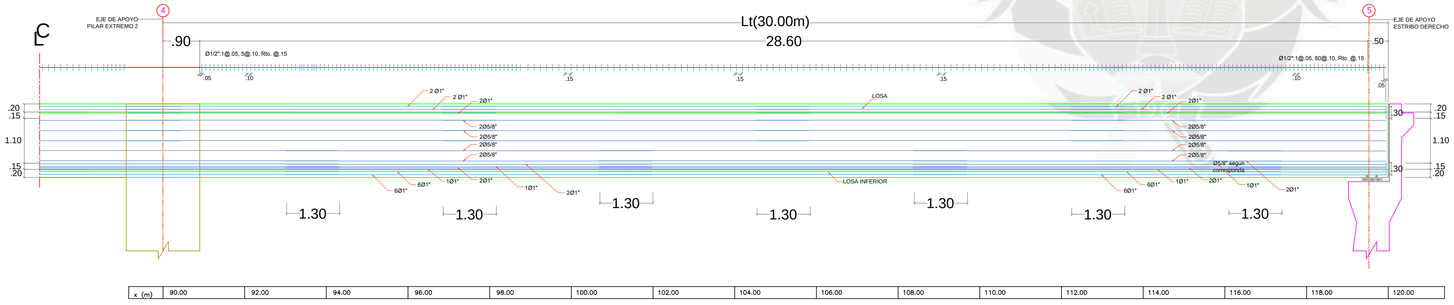
ELEVACION VIGAS VED y VEI - TRAMO 03

ESC: 1/75



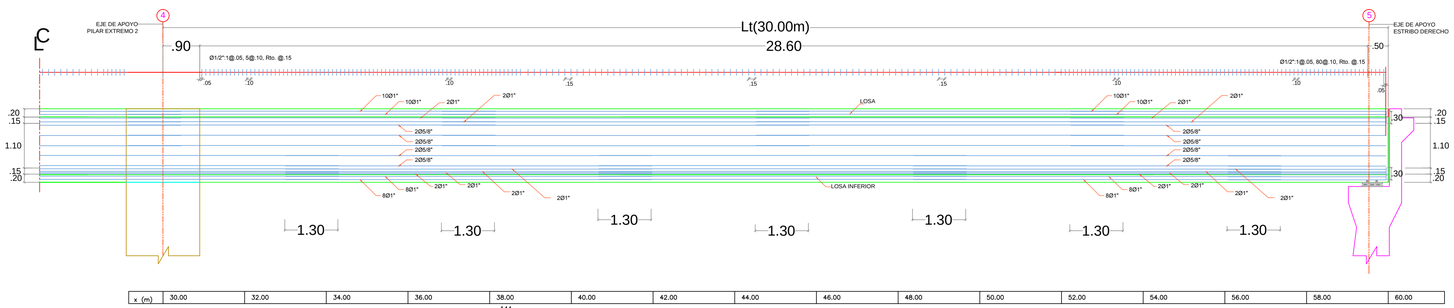
ELEVACION VIGA VI1 y VI2 - TRAMO 03

ESC: 1/75



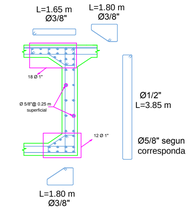
ELEVACION VIGAS VED y VEI - TRAMO 04

ESC: 1/75



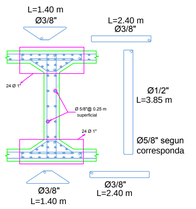
ELEVACION VIGA VI1 y VI2 - TRAMO 04

ESC: 1/75



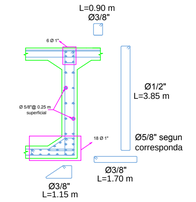
Armadura de viga Tramo 03

ESC: 1/50



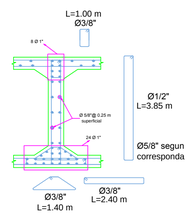
Armadura de viga Tramo 03

ESC: 1/50



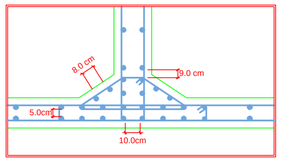
Armadura de viga Tramo 04

ESC: 1/50

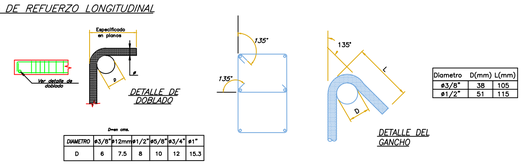


Armadura de viga Tramo 04

ESC: 1/50



DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



Diam mm

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=280kg/cm2	206.40	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	119,126.96	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas : f'c=280 kg/cm2

Concreto Losa : f'c=280 kg/cm2

Acero : fy=4200 kg/cm2

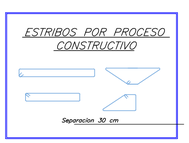
— RECUBRIMIENTO MINIMO

Viga : 3cm

— NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93

ESTRIBOS POR PROCESO CONSTRUCTIVO



Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 3 Y 4

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068003602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451151

Dibujo: Angge Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

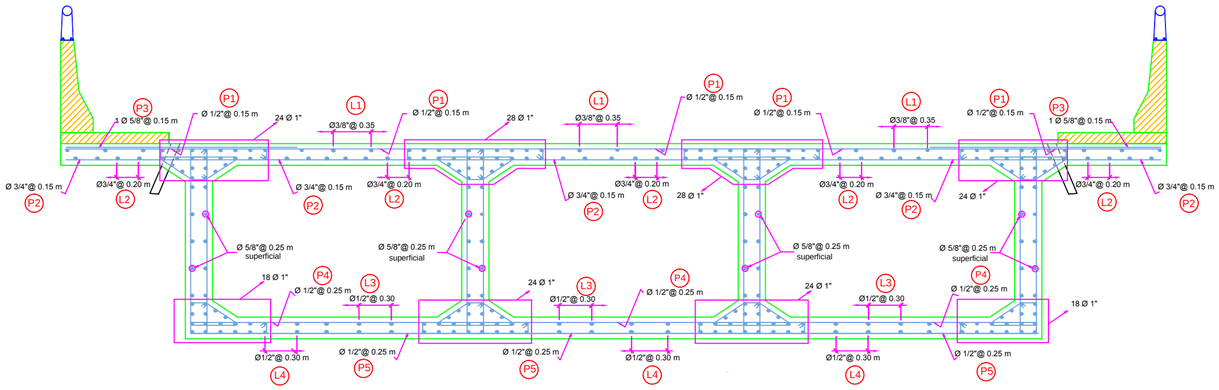
Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

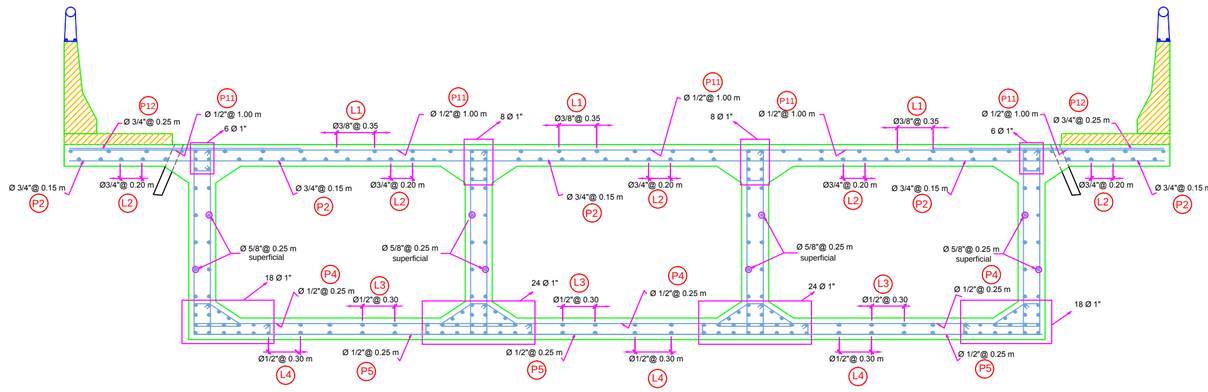
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-07



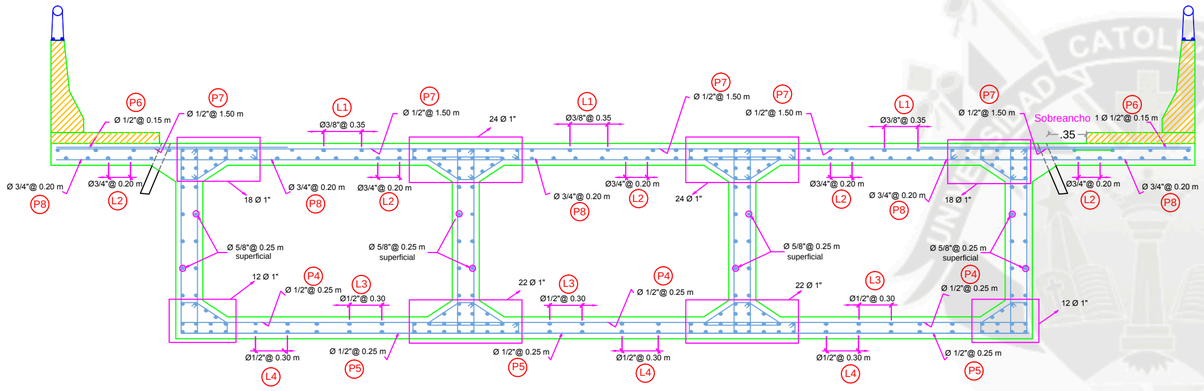
CORTE 1-1 ARMADURA
SECCION TRANSVERSAL TRAMO 1

ESC: 1/50



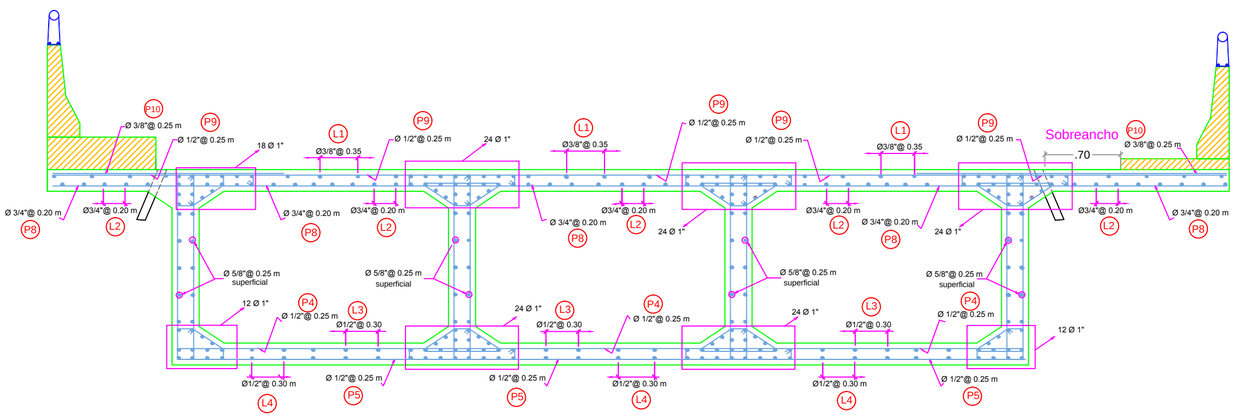
CORTE 1-1 ARMADURA
SECCION TRANSVERSAL TRAMO 4

ESC: 1/50



CORTE 1-1 ARMADURA
SECCION TRANSVERSAL TRAMO 2

ESC: 1/50



CORTE 1-1 ARMADURA
SECCION TRANSVERSAL TRAMO 3

ESC: 1/50

RESUMEN DE METRADOS EN LOSA			
Item	**Descripción**	**Metrado**	**Unidad**
01	Concreto f'c=280kg/cm2	461.08	m3
02	Encofrado y desencofrado	1932.16	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	64,668.05	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

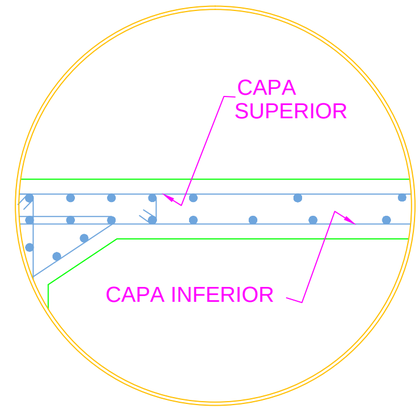
Concreto Vigas: f'c=280 kg/cm2
Concreto Losa : f'c=280 kg/cm2
Acero : fy=4200 kg/cm2

— RECUBRIMIENTO MINIMO

Losa : 5 cm
Viga : 3 cm

— NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ARMADURA EN VIGAS Y LOSAS
DETALLE TRANSVERSAL

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

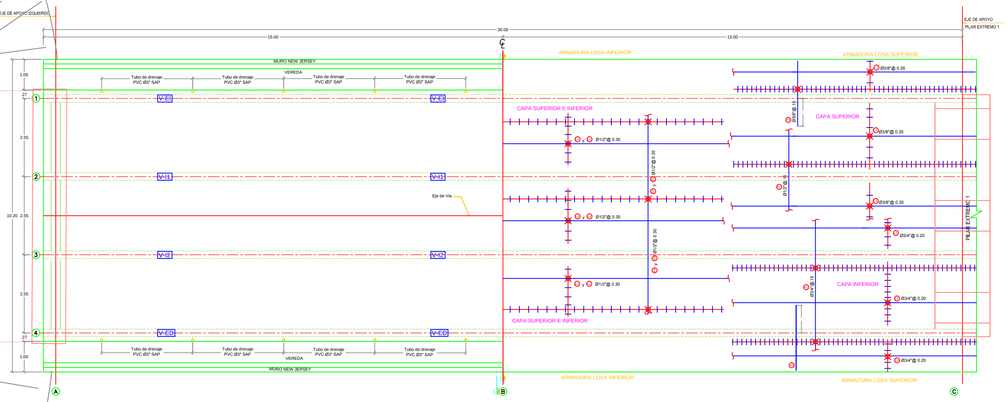
Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: 1:500
Fecha: Agosto 2015

Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

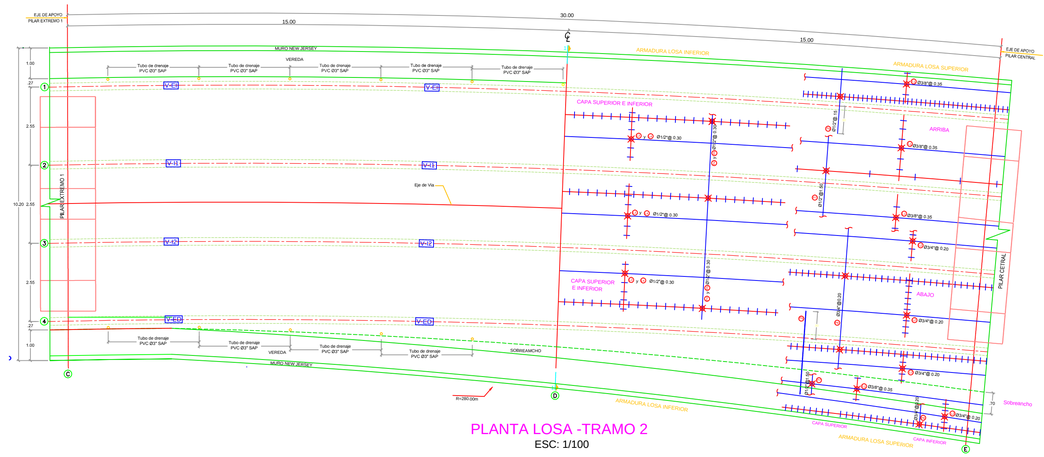
Lamina N°: ER-08

LOSA DE APROXIMACION



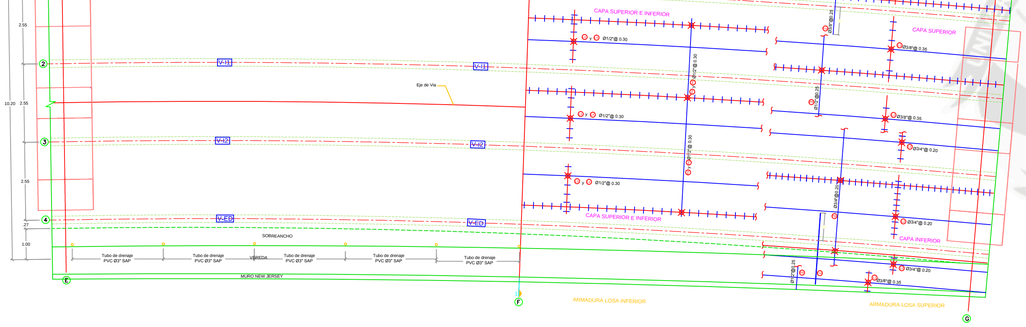
PLANTA LOSA -TRAMO 1

ESC: 1/100



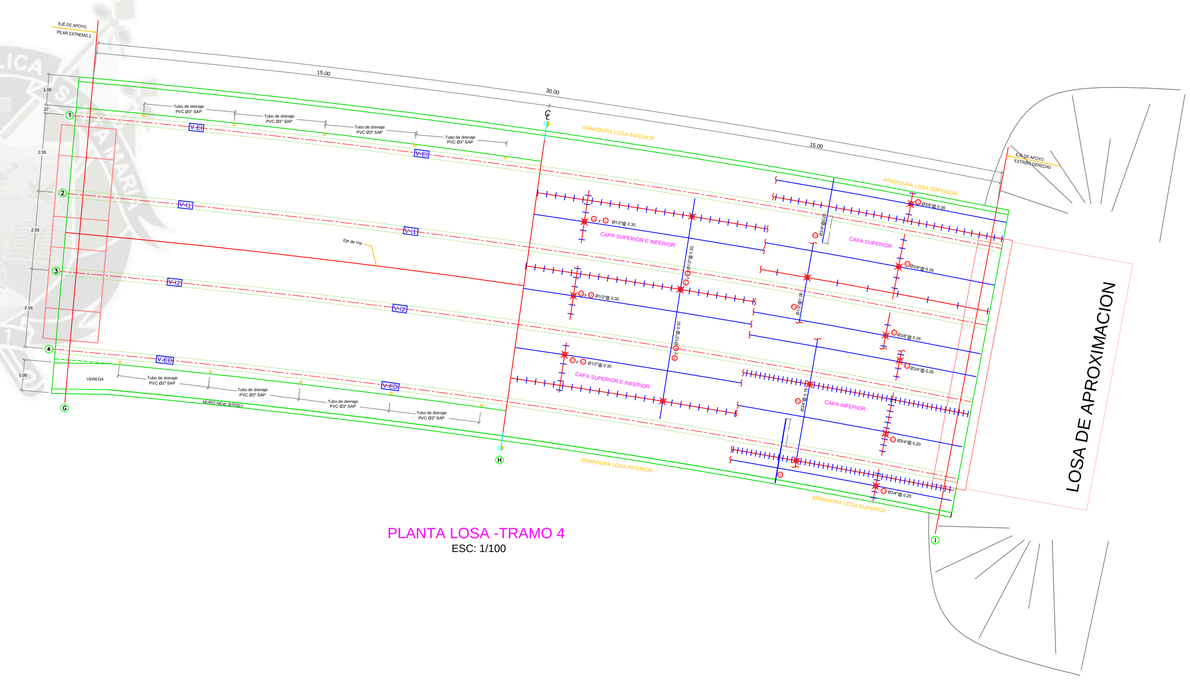
PLANTA LOSA -TRAMO 2

ESC: 1/100



PLANTA LOSA -TRAMO 3

ESC: 1/100



PLANTA LOSA -TRAMO 4

ESC: 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas: f'c=280 kg/cm2
Concreto Losa : f'c=280 kg/cm2
Acero : fy=4200 kg/cm2

— RECUBRIMIENTO MINIMO

Losa : 5 cm
Viga : 3 cm

— NORMA DE DISEÑO

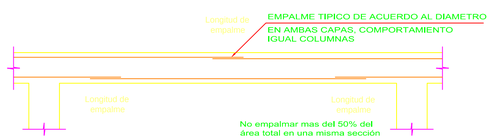
AASHTO-LRFD : HL-93

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0

EMPALME DE ACERO TABLERO SUPERIOR
ZONAS DE ANCLAJES

Esc. = 1/50



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN LOSAS VISTA EN PLANTA TRAMOS 01, 02, 03 Y 04

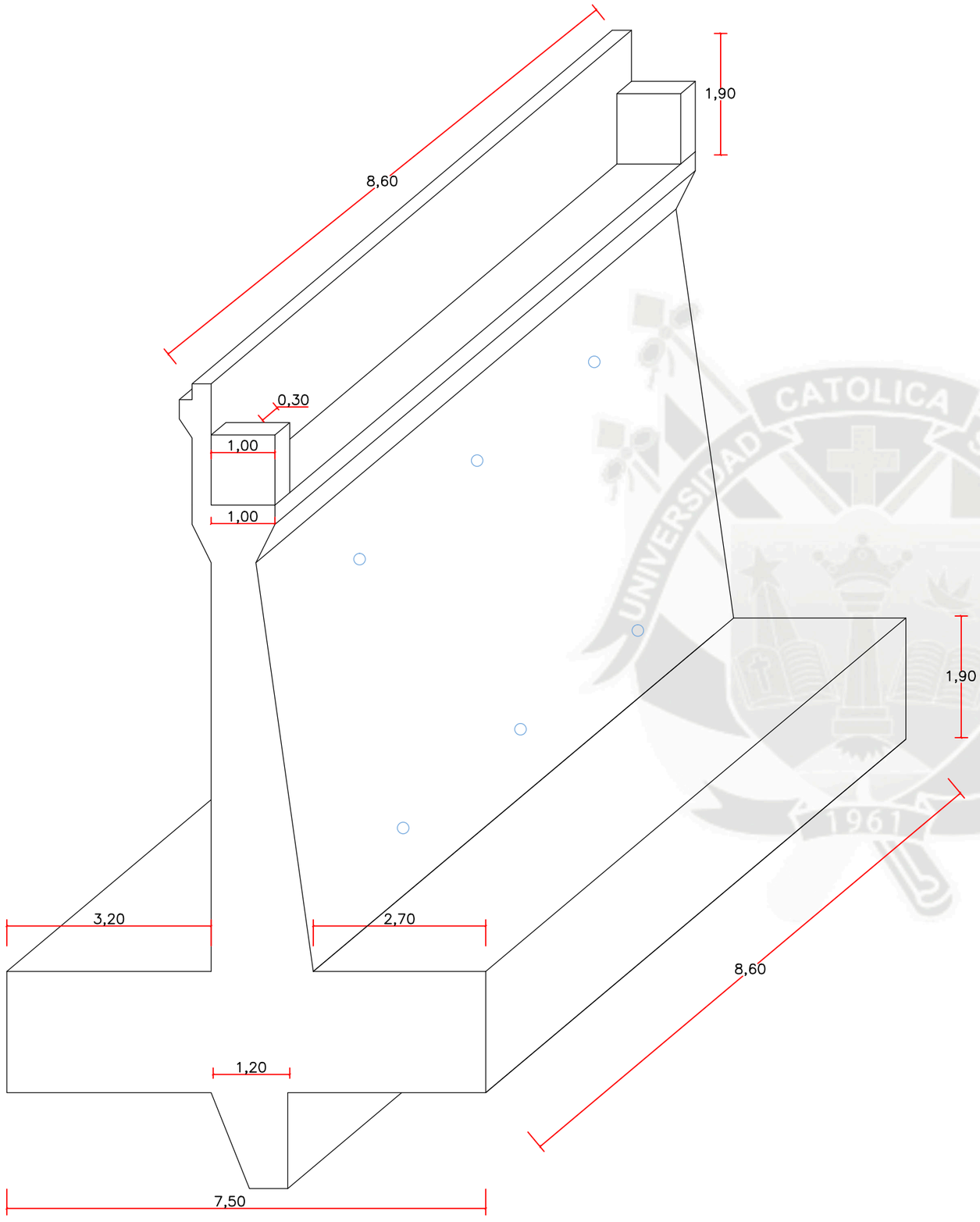
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20096835032
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072463151

Dibuó: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

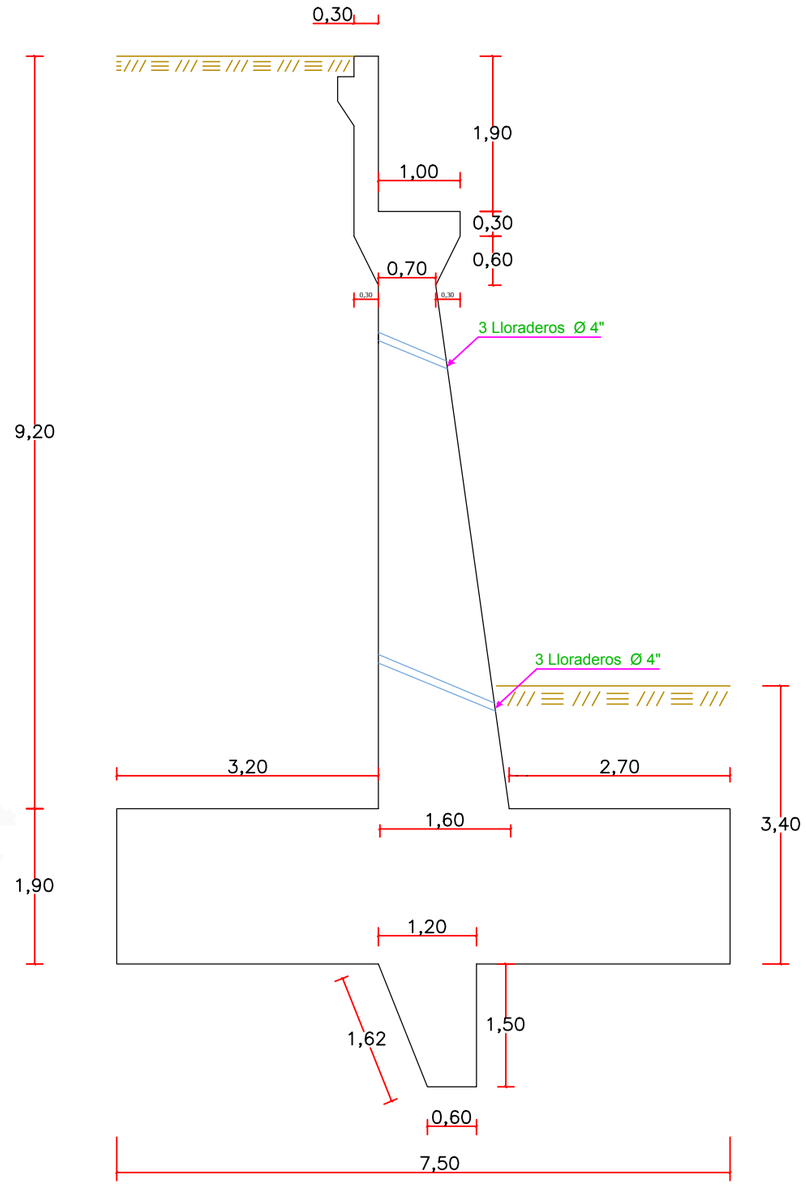
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-09



VISTA EN PERSPECTIVA ESTRIBOS

ESC.: 1/100



ELEVACION LATERALESTRIBO

ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano:
PERFIL ISOMETRICO DE ESTRIBOS

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

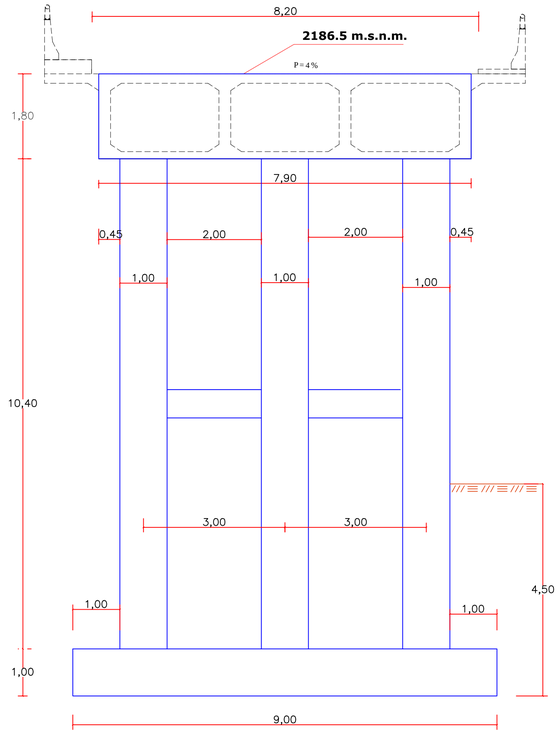
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: 1:500
Fecha: Agosto 2015

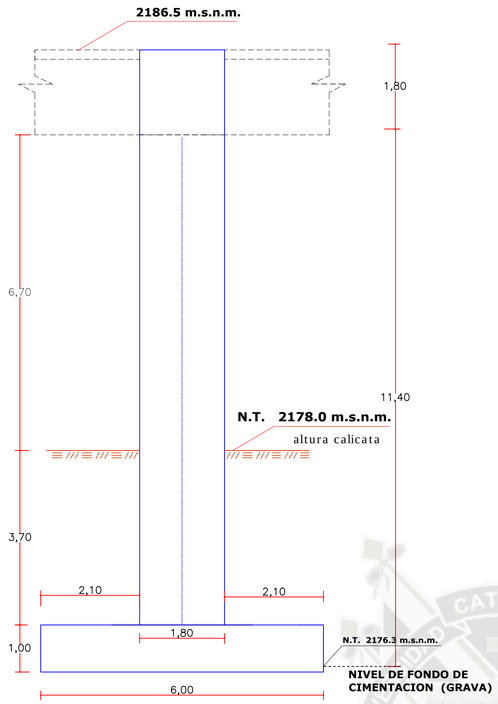
Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°:
AR-01

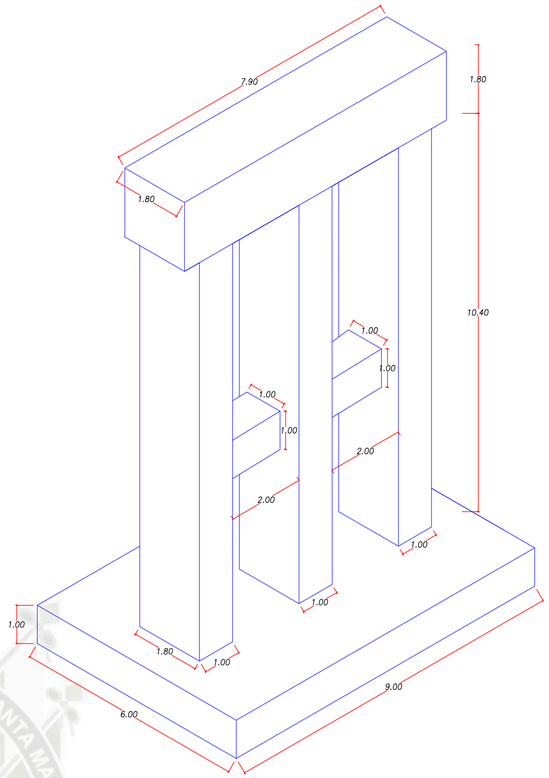


ELEVACION - VISTA FRONTAL PILAR 2

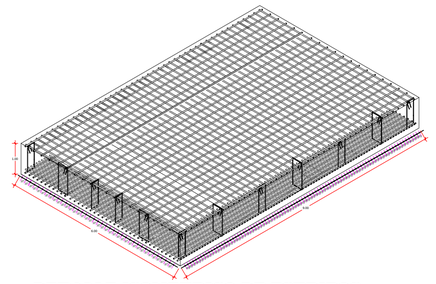
ESC: 1/75



ELEVACION - VISTA LATERAL PILAR 2



DETALLE ISOMETRICO DE PILAR CENTRAL



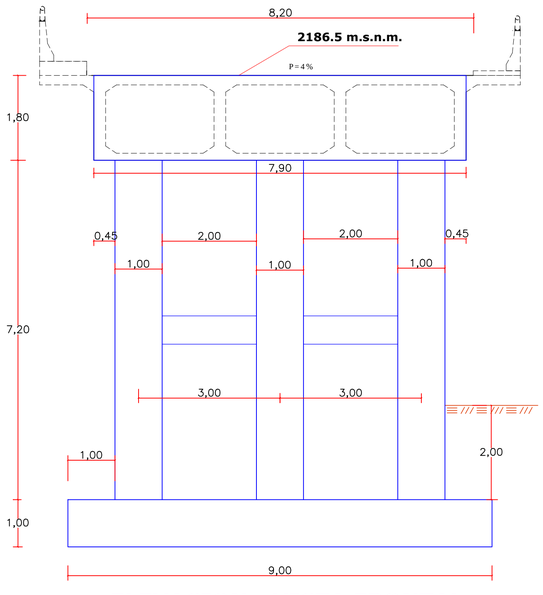
DETALLE ISOMETRICO DE ESTRIBOS ESTABILIZADORES EN LOSA DE ZAPATAS

ESC: 1/100

NOTAS:

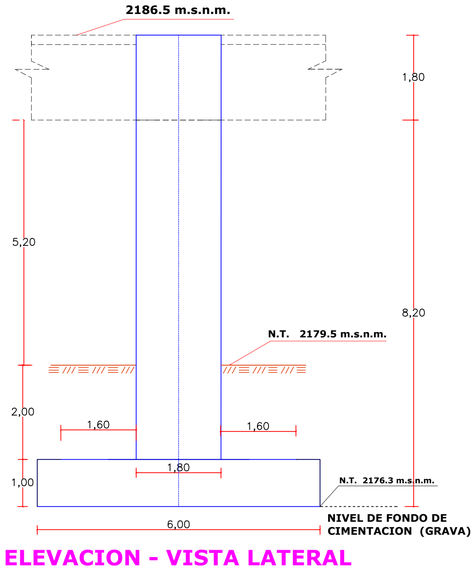
1.–LOS ESTRIBOS ESTABILIZADORES TENDRAN UN DIAMETRO DE 1/2" Y ESTARAN DISTRIBUIDOS EN TODA LA BASE DE LA ZAPATA TAL Y COMO MUESTRA E DIBUJO ISOMETRICO (TIPICO EN ZAPATAS) DE LA SIGUIENTE FORMA.
LONGITUDINALMENTE, EN 9 METROS: A 1.5 METROS ESTRIBOS EN AMBOS SENTIDOS – INTERCALADO
TRANSVERSALMENTE, EN 6 METROS: A 1.0 METROS ESTRIBOS EN AMBOS SENTIDOS – INTERCALADO

2.–EL REFUERZO ES COLCOADO CON EL OBJETIVO DE SOPORTAR LA MALLA SUPERIOR DE ACERO



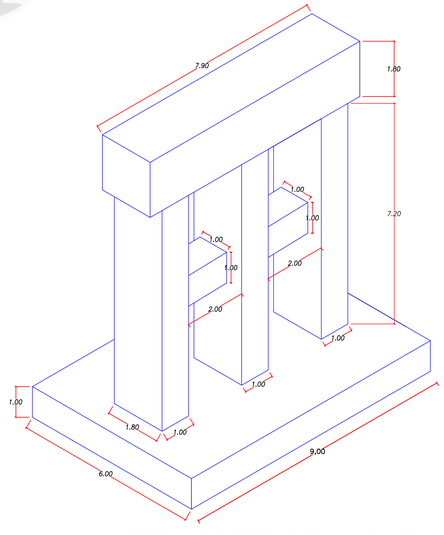
ELEVACION - VISTA FRONTAL PILARES 1 Y 3

ESC: 1/75



ELEVACION - VISTA LATERAL PILARES 1 Y 3

ESC: 1/75



DETALLE ISOMETRICO DE LOS PILARES EXTREMOS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	*SUBESTRUCTURA:* COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:

CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :

CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:

CAPA SUPERIOR ____ 4.0 cm
CAPA INFERIOR ____ 5.0 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ARQUITECTURA PILAR CENTRAL Y EXTREMOS ISOMETRICO DE PILARES

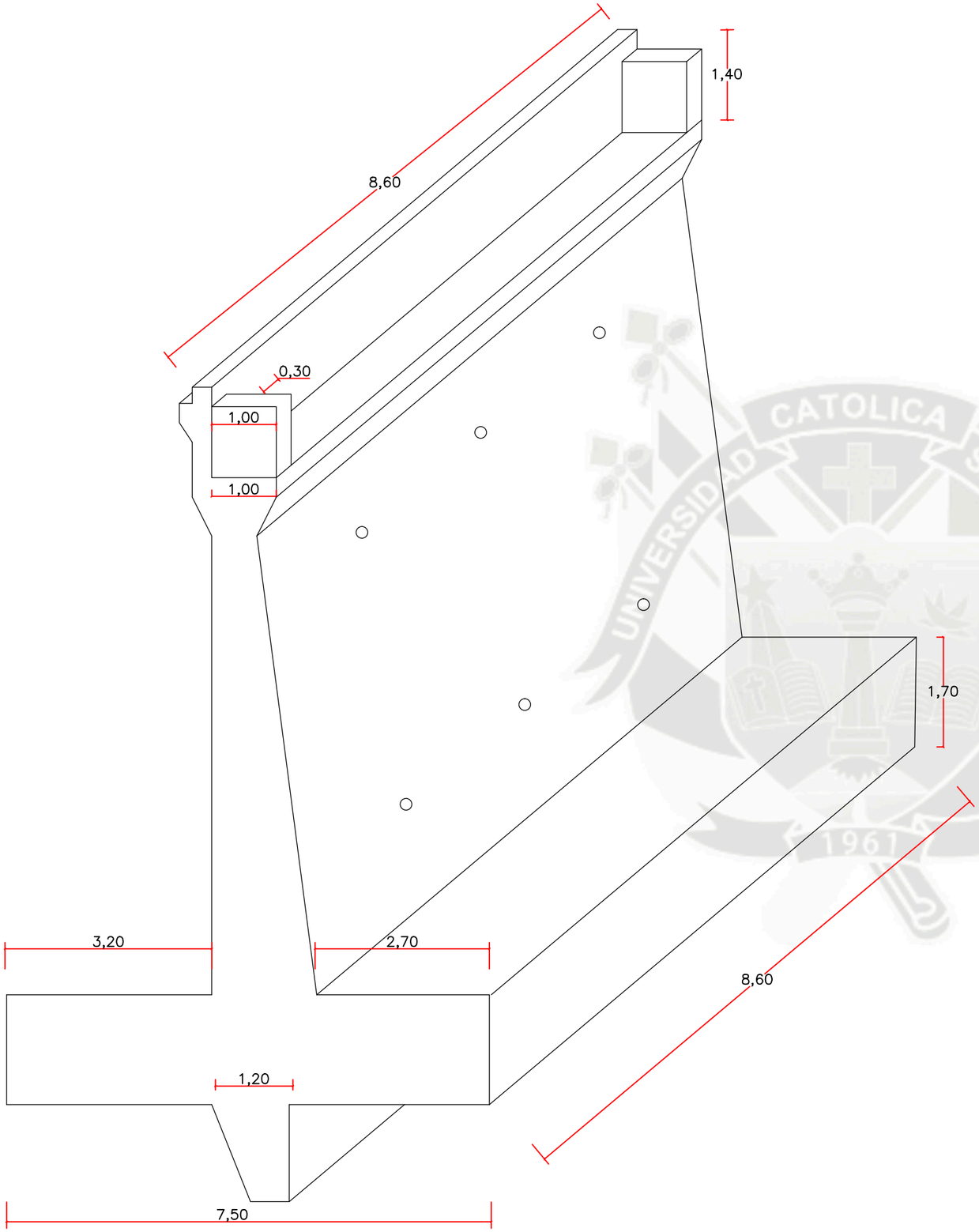
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068023922
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451S1

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

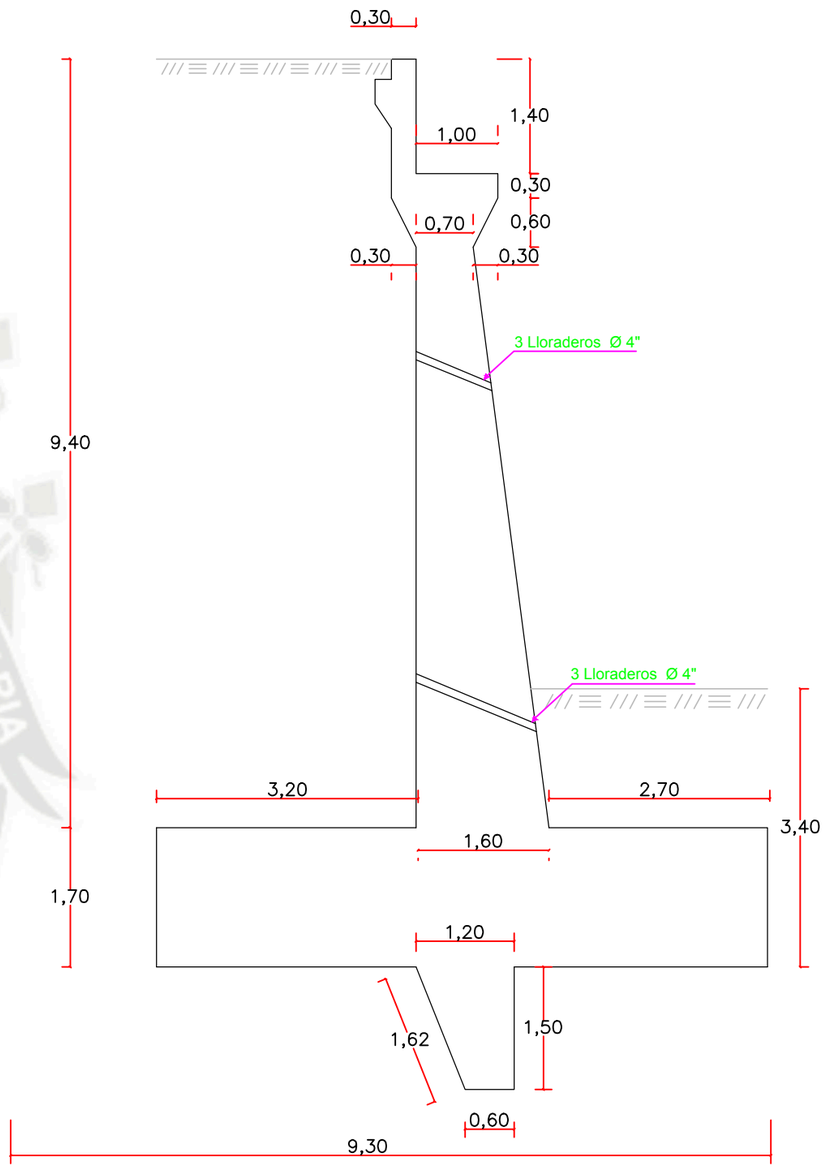
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: AR-02



VISTA EN PERSPECTIVA ESTRIBOS

ESC.: 1/75



ELEVACION LATERAL ESTRIBO

ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano:
PERFIL ISOMETRICO DE ESTRIBOS

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

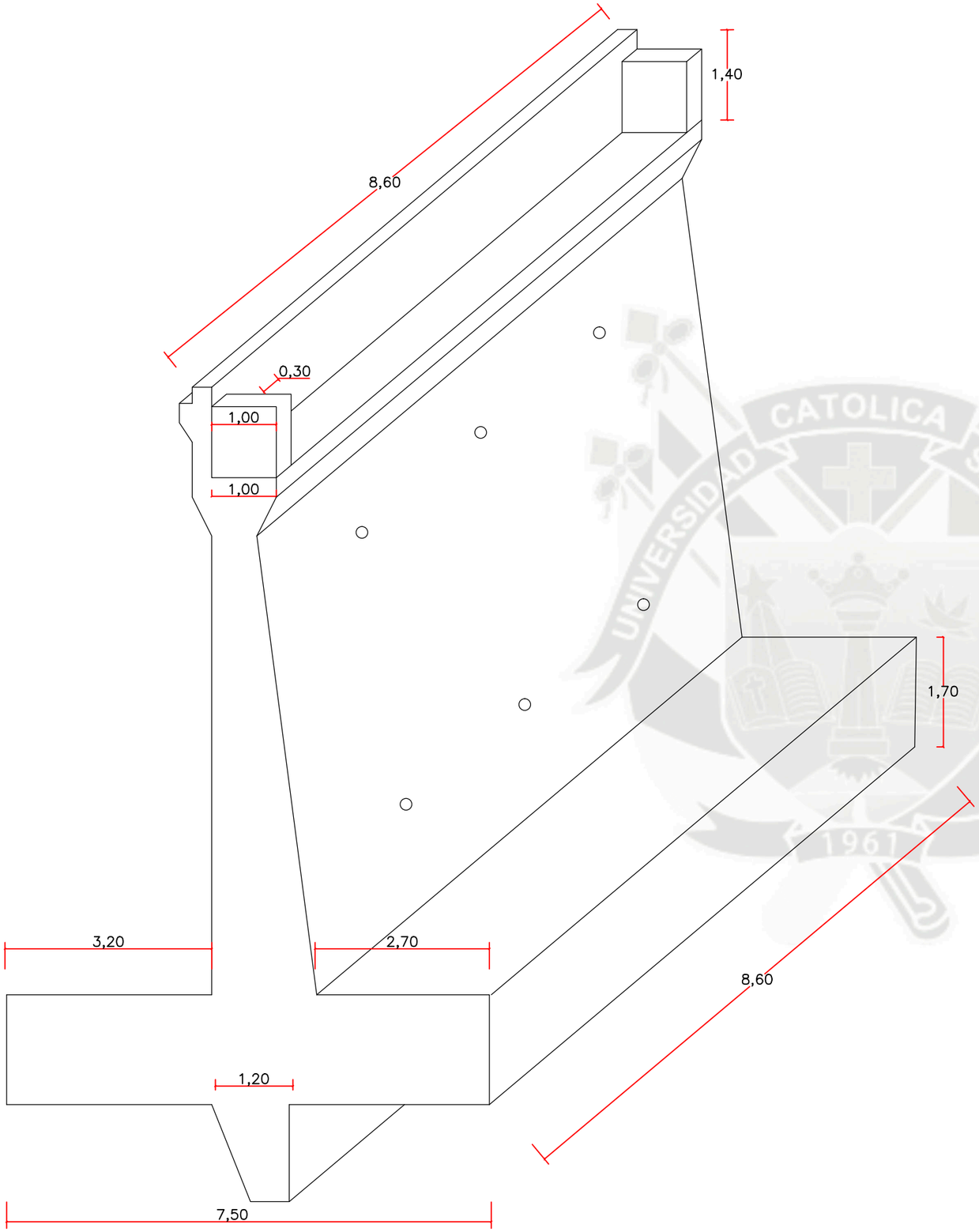
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Lamina N°:
AR-01

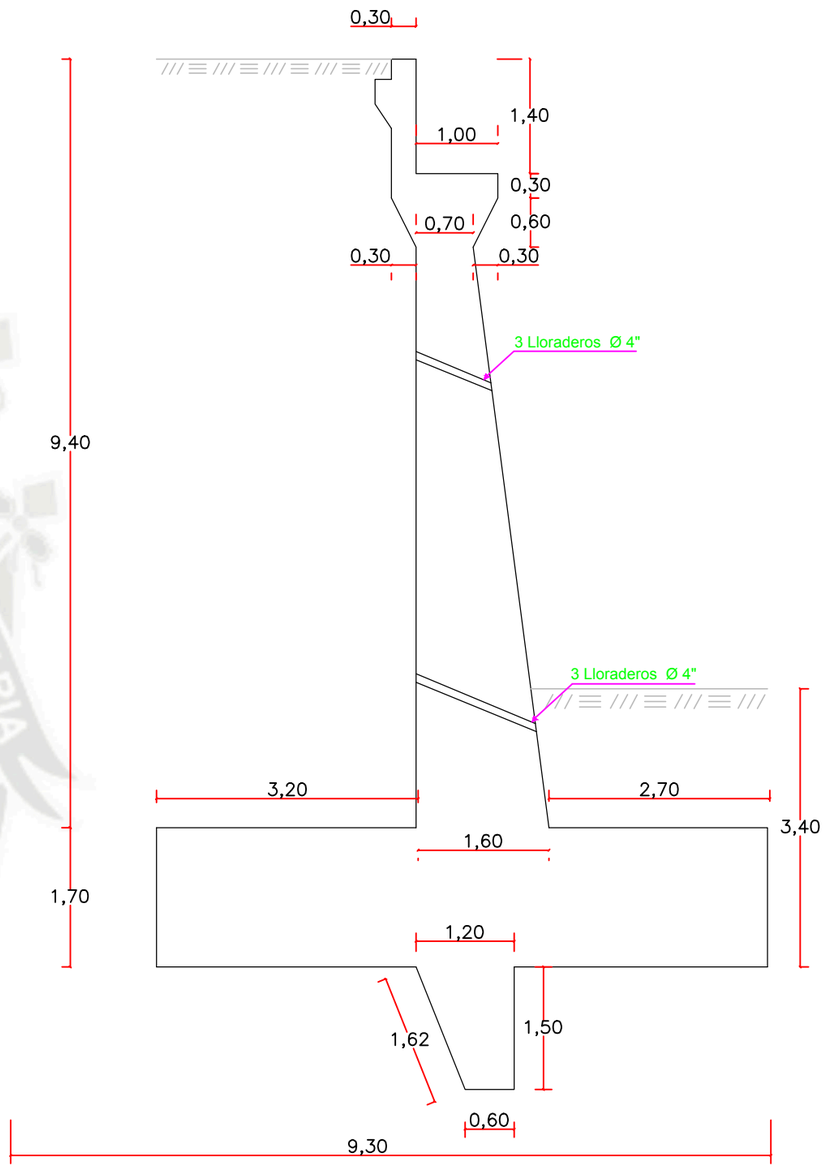
Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

Alternativa:
Puente de concreto pre-esforzado postensado



VISTA EN PERSPECTIVA ESTRIBOS

ESC.: 1/75



ELEVACION LATERAL ESTRIBO

ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano:
PERFIL ISOMETRICO DE ESTRIBOS

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

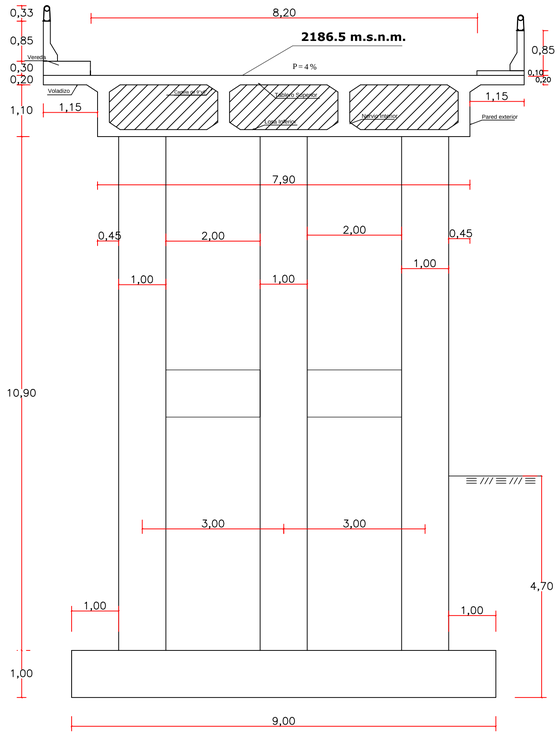
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Lamina N°:
AR-01

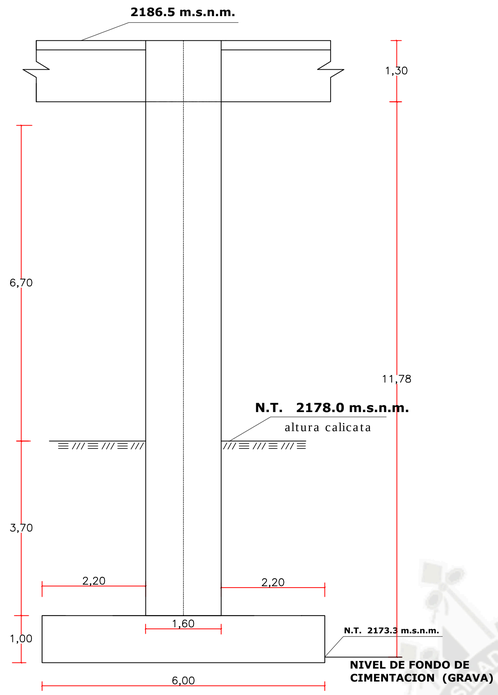
Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

Alternativa:
Puente de concreto pre-esforzado postensado



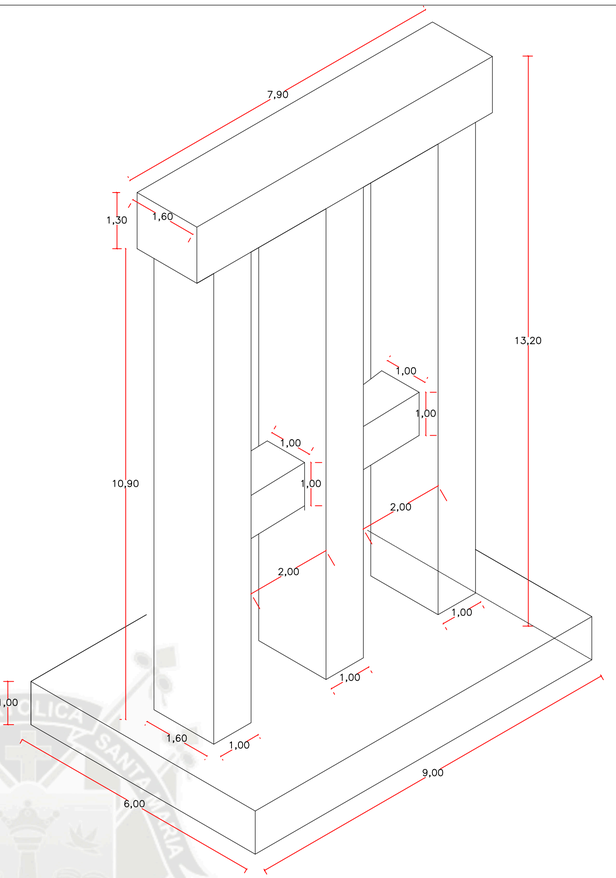
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR CENTRAL 2

ESC: 1/75

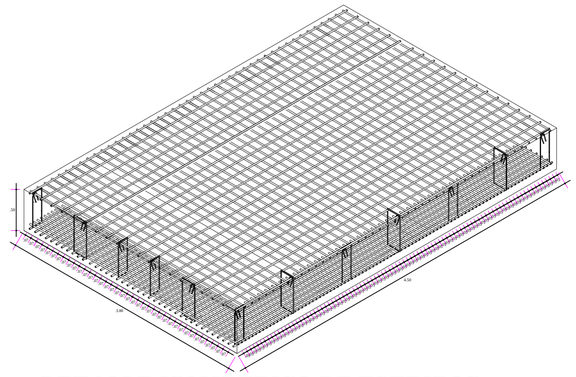


ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR CENTRAL 2

ESC: 1/75



Detalle isometrico del pilar central



DETALLE ISOMETRICO DE ESTRIBOS
ESTABILIZADORES EN LOSA DE ZAPATAS

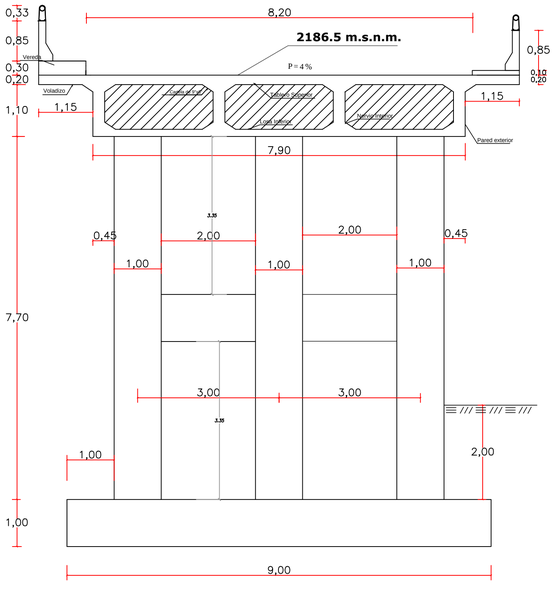
ESC: 1/00

NOTAS:

1.–LOS ESTRIBOS ESTABILIZADORES TENDRAN UN DIAMETRO DE 1/2" Y ESTARAN DISTRIBUIDOS EN TODA LA BASE DE LA ZAPATA TAL Y COMO MUESTRA E DIBUJO ISOMETRICO (TIPICO EN ZAPATAS) DE LA SIGUIENTE FORMA
LONGITUDINALMENTE, EN 9 METROS: A 1.5 METROS ESTRIBOS EN AMBOS SENTIDOS – INTERCALADO
TRANSVERSALMENTE, EN 6 METROS: A 1.0 METROS ESTRIBOS EN AMBOS SENTIDOS – INTERCALADO

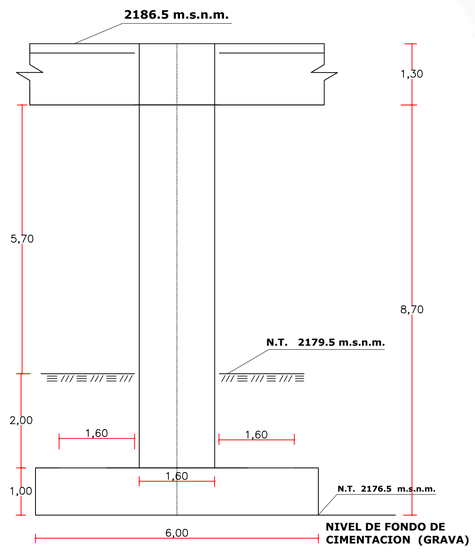
2.–EL REFUERZO ES COLCOADO CON EL OBJETIVO DE SOPORTAR LA MALLA SUPERIOR DE ACERO

3.–SERA CAPAZ DE CONTRIBUIR AL REFUERZO POR CORTANTE



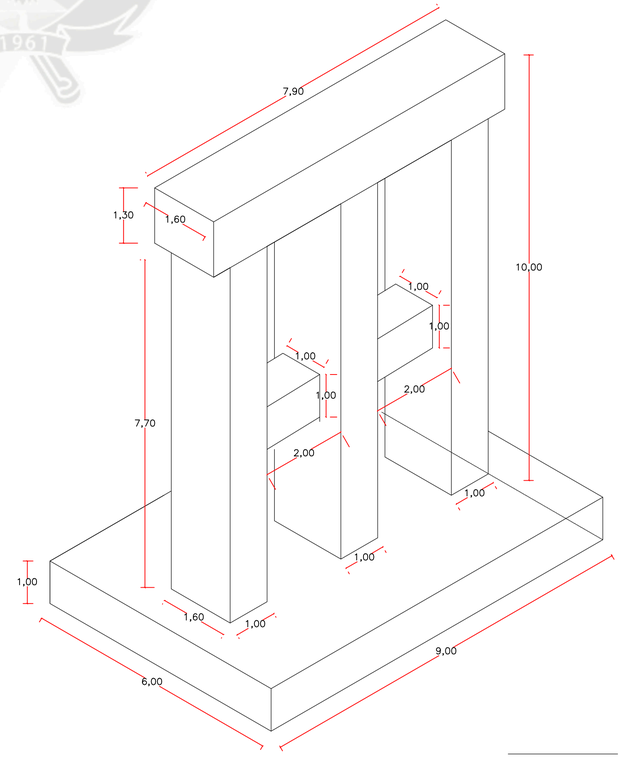
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILARES EXTREMOS 1 Y 3

ESC: 1/75



ELEVACION - VISTA LATERAL
PILARES EXTREMOS 1 Y 3

ESC: 1/75



Detalle isometrico de los pilares extremos

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL–93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
- CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
- CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR ____ 4.0 cm
- CAPA INFERIOR ____ 5.0 cm

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARQUITECTURA PILAR CENTRAL Y EXTREMOS ISOMETRICO DE PILARES

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TUPIO JIMMY GABIL C.U.I. 2007245151

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

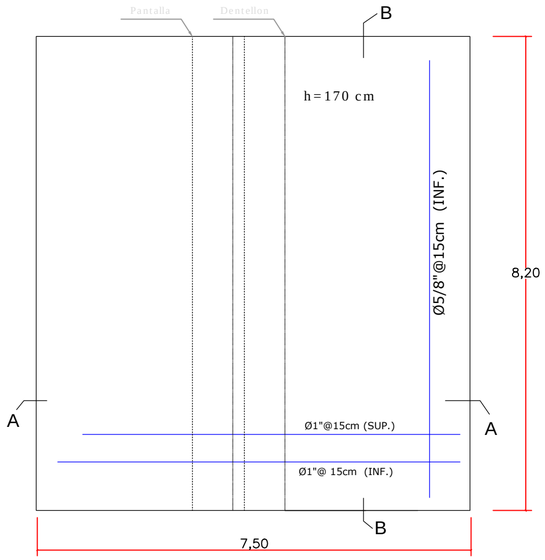
Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

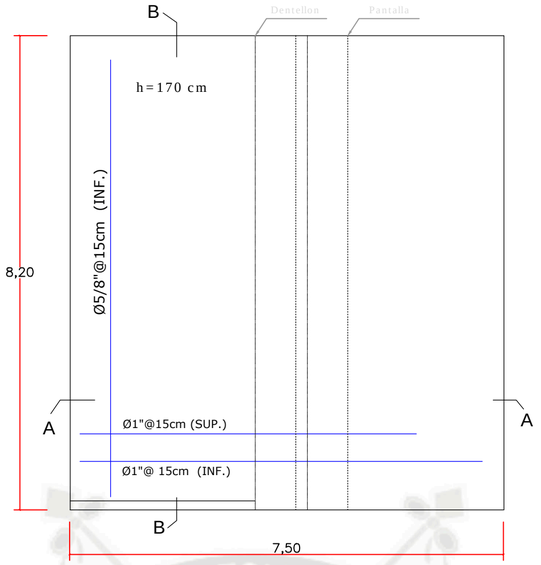
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: AP-02



ZAPATA DE ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/75

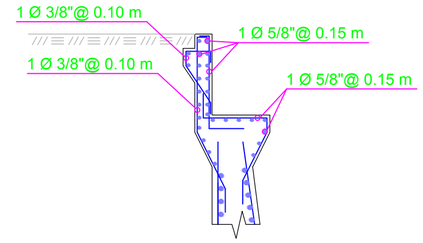


ZAPATA DE ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/75

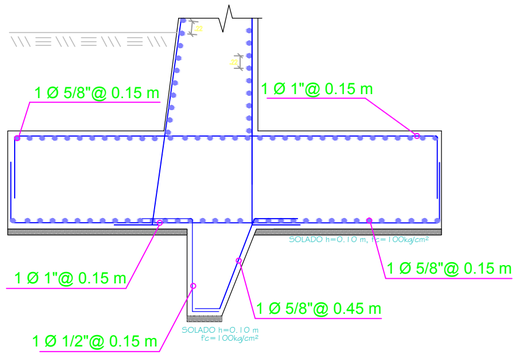
CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	M3	109.65	109.65
Pantalla principal	M3	71.01	71.01
Cabezal	M3	8.52	8.52
Muro parapeto	M3	4.3	4.3
Total		193.48	193.48

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	KG	5,989.58	5,989.58
Pantalla principal	KG	6,685.76	6,685.76
Cabezal	KG	355.42	355.42
Muro parapeto	KG	682.34	682.34
Total		**13,713.1**	**13,713.1**



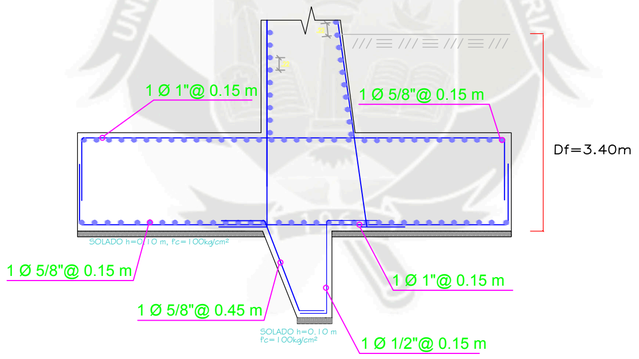
DETALLE DE PARAPETO

ESC.: 1/75



SECCION A-A VISTA LATERAL
ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/100



ELEVACION - VISTA LATERAL
ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: PANTALLA ESTRIBO ZAPATA ESTRIBO	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

PANTALLA:
- CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
- CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
- CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

RESUMEN DE METRADOS EN SUB-ESTRUCTURA					
Item	**Descripcion**	**E. Derecho**	**E.Izquierdo**	**Total**	**Und**
01	Excavacion	933.32	782.06	1715.38	m3
02	Cº solado	64.50	64.50	129.00	m2
03	Concreto f'c=280kg/cm2	193.48	193.48	386.96	m3
04	Encofrados y desencofrado	193.75	193.75	387.50	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	13 713.10	13 713.10	27 426.20	kg

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: REFUERZO ZAPATA DE ESTRIBOS

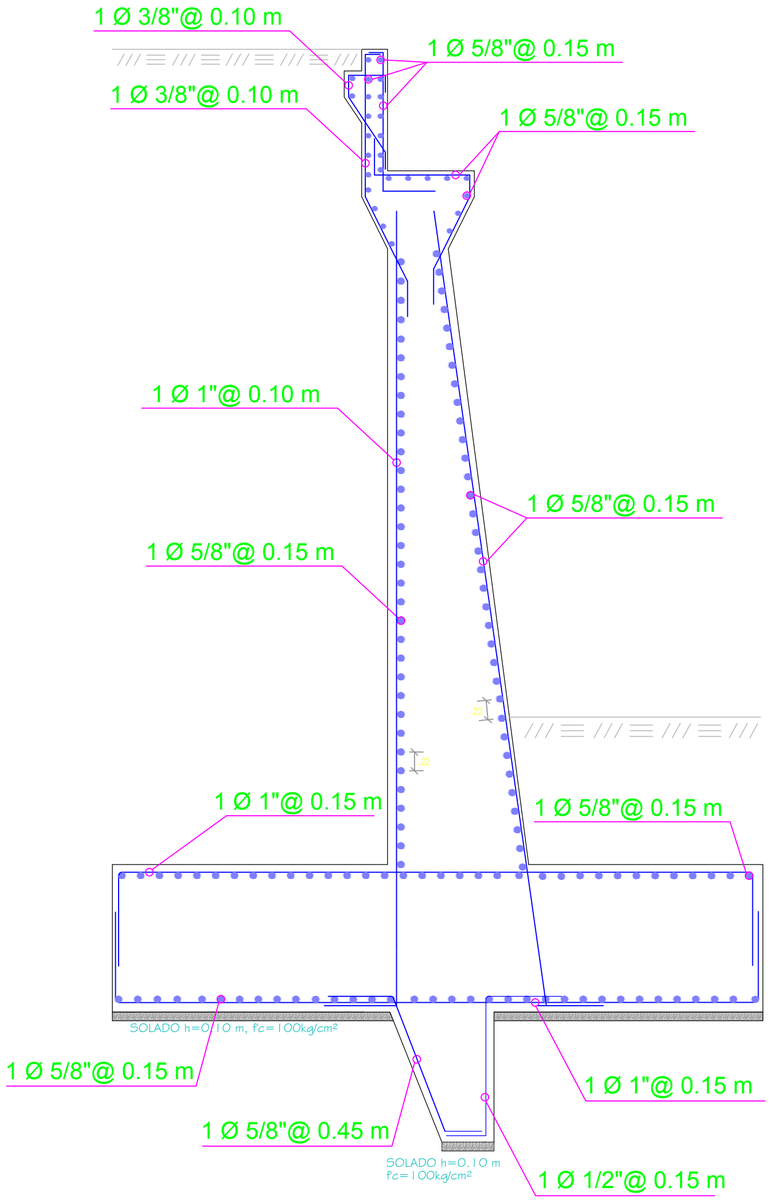
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

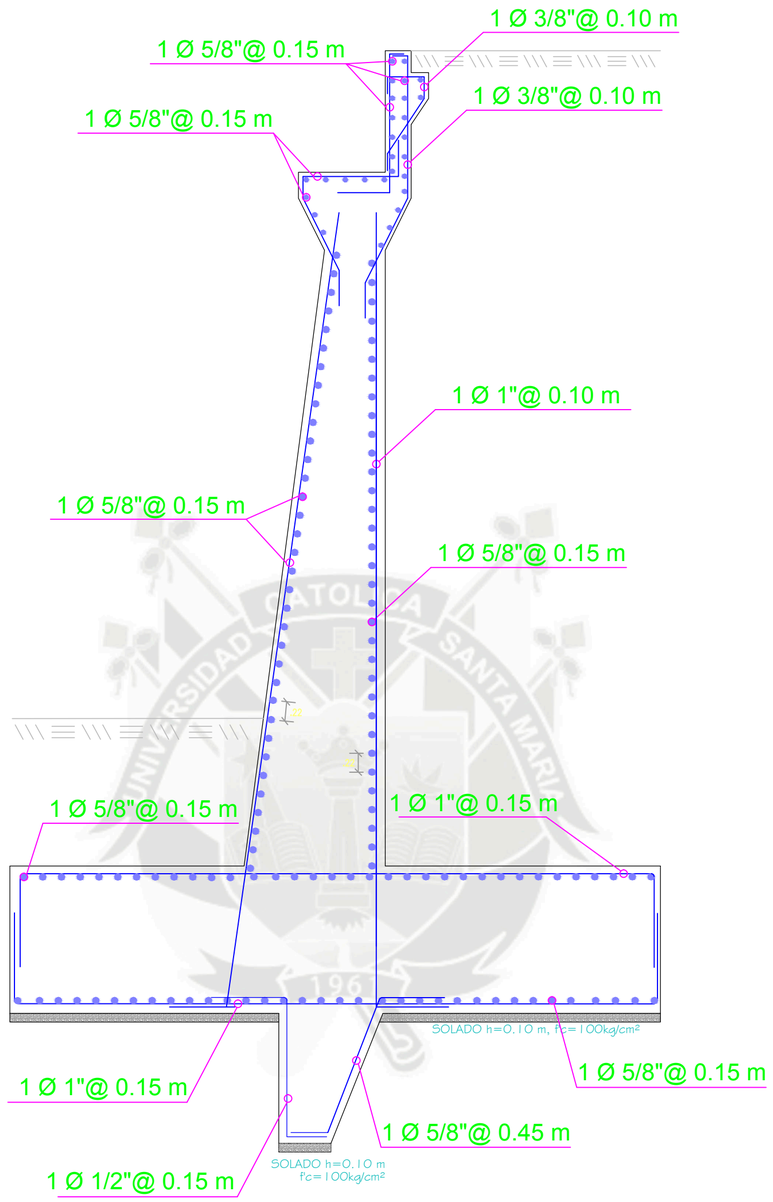
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-01



ELEVACION - VISTA LATERAL ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/75



ELEVACION - VISTA LATERAL ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/75

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	M3	109.65	109.65
Pantalla principal	M3	71.01	71.01
Cabezal	M3	8.52	8.52
Muro parapeto	M3	4.3	4.3
Total		193.48	193.48

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	KG	5,989.58	5,989.58
Pantalla principal	KG	6,685.76	6,685.76
Cabezal	KG	355.42	355.42
Muro parapeto	KG	682.34	682.34
Total		**13,713.1**	**13,713.1**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: PANTALLA ESTRIBO ZAPATA ESTRIBO	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

PANTALLA:

CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm

CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :

CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm

CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

RESUMEN DE METRADOS EN SUB-ESTRUCTURA					
Item	**Descripcion**	**E. Derecho**	**E.Izquierdo**	**Total**	**Und**
01	Excavacion	933.32	782.06	1715.38	m3
02	C° solado	64.50	64.50	129.00	m2
03	Concreto f'c=280kg/cm2	193.48	193.48	386.96	m3
04	Encofrados y desencofrado	193.75	193.75	387.50	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	13 713.10	13 713.10	27 426.20	kg

Titulo de Tesis:

"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preforzado postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

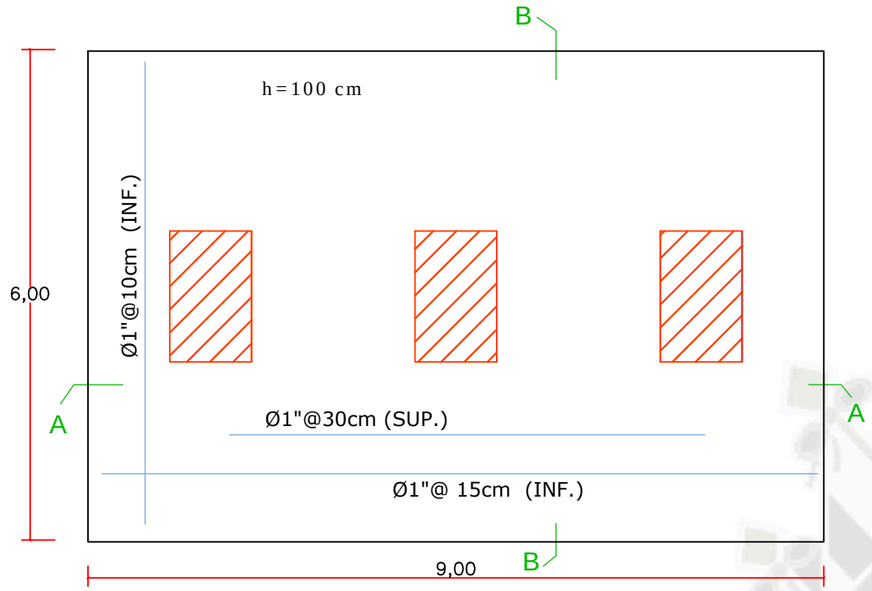
Plano: ARMADURA DE CUERPO DE ESTRIBOS

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:	Lamina N°:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba	EP-02

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

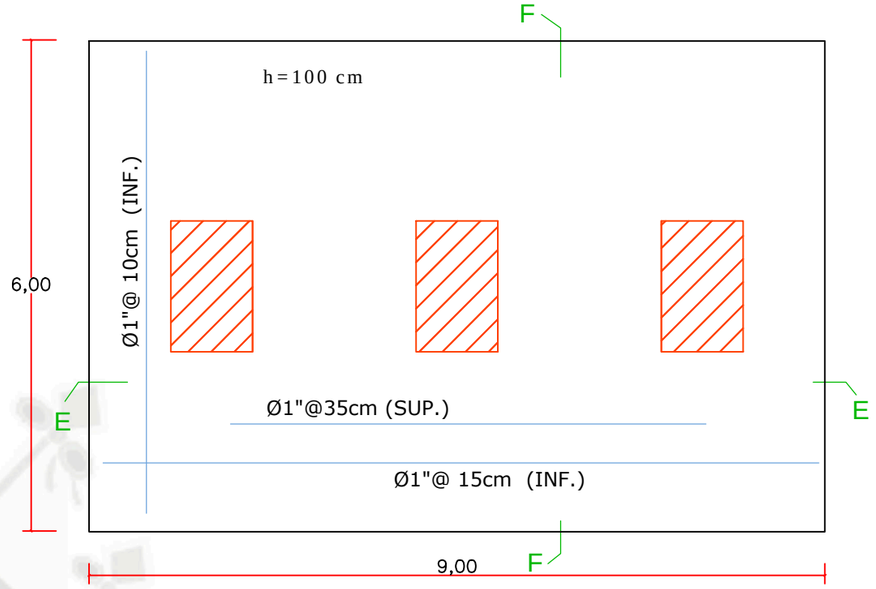
Alternativa: Puente de concreto Pre-esforzado postensado



ZAPATA DE PILAR EXTREMO 1

ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES

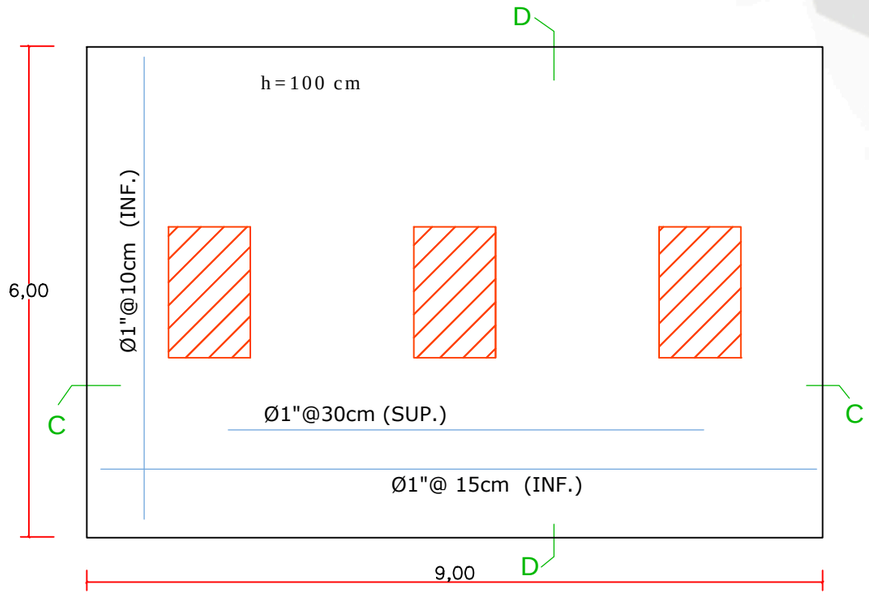
ESC: 1/75



ZAPATA DE PILAR EXTREMO 2

ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES

ESC: 1/75



ZAPATA DE PILAR CENTRAL

ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES

ESC: 1/75

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	KG	11 369.43	5555.35
Columnas	KG	22 221.25	14 632.86
Viga cabezal	KG	1 438.86	719.43
Viga intermedia	KG	2 622.21	1 256.00
	Total	**37,651.75**	**22,163.64**

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	73.92	52.32
Viga cabezal	M3	32.86	16.43
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	**222.78**	**126.75**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2 — SUBESTRUCTURA: COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR

CEMENTO : PORTLAND TIPO I

AGREGADOS GRUESOS Y FINOS

ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR — 3.0 cm
- CAPA INTERIOR — 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR — 7.5 cm
- CAPA INFERIOR — 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR — 4.0 cm
- CAPA INFERIOR — 5.0 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

Plano:
REFUERZO DE ZAPATA DE PILARES EN PLANTA

Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

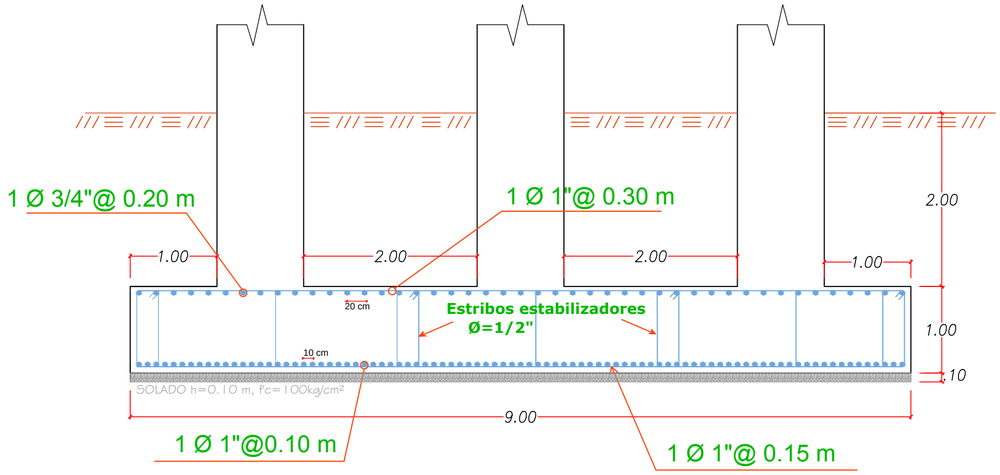
Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara

Escala: Indicada

Fecha: Agosto 2015

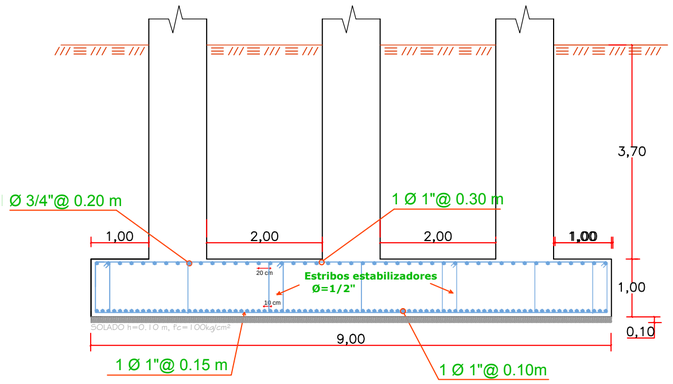
Alternativa:
Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°:
EP-03



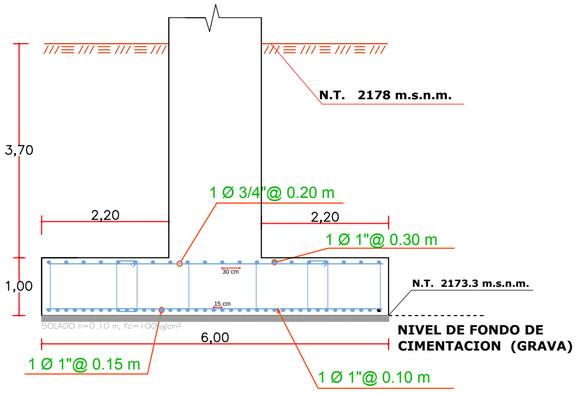
CORTE A-A
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR EXTREMO 1

ESC: 1/50



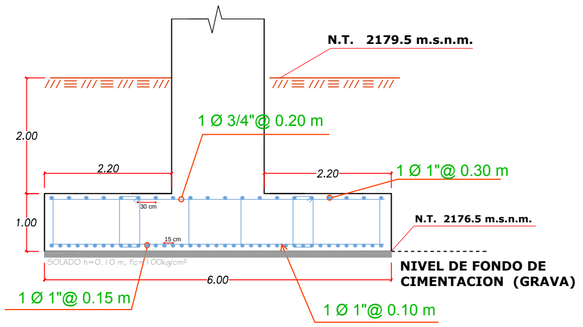
CORTE C-C
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR CENTRAL

ESC: 1/75



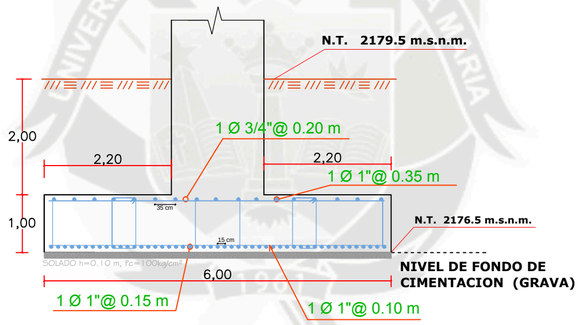
CORTE D-D
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR CENTRAL

ESC: 1/75



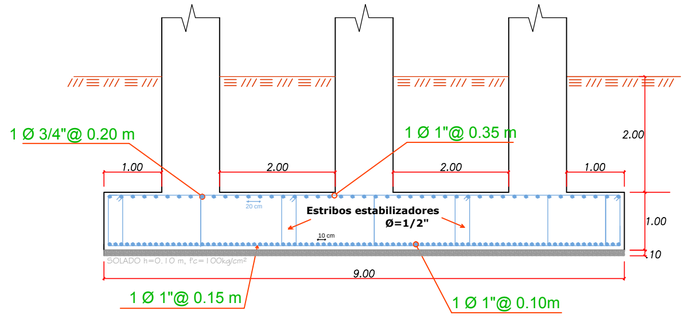
CORTE B-B
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR EXTREMO 1

ESC: 1/50



CORTE F-F
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR EXTREMO 2

ESC: 1/75



CORTE E-E
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR EXTREMO 2

ESC: 1/75

RESUMEN DE METRADOS EN PILARES

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Excavacion	1441.56	m3
02	Concreto en solado	162.00	m3
03	Concreto f´c=280 kg/cm2	349.53	m3
04	Encofrado y desencofrado	570.30	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	59 815.39	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL–93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2 — SUBESTRUCTURA: COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR

- CEMENTO : PORTLAND TIPO I
- AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
- ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR 3.0 cm
- CAPA INTERIOR 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR 7.5 cm
- CAPA INFERIOR 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR 4.0 cm
- CAPA INFERIOR 5.0 cm

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	KG	11 369.43	5555.35
Columnas	KG	22 221.25	14 632.86
Viga cabezal	KG	1 438.86	719.43
Viga intermedia	KG	2 622.21	1 256.00
	Total	37,651.75	22,163.64

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	73.92	52.32
Viga cabezal	M3	32.86	16.43
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	222.78	126.75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: DETALLES ARMADURA COLUMNAS VIGAS DIAFRAGMA E INTERMEDIA DE PILARES

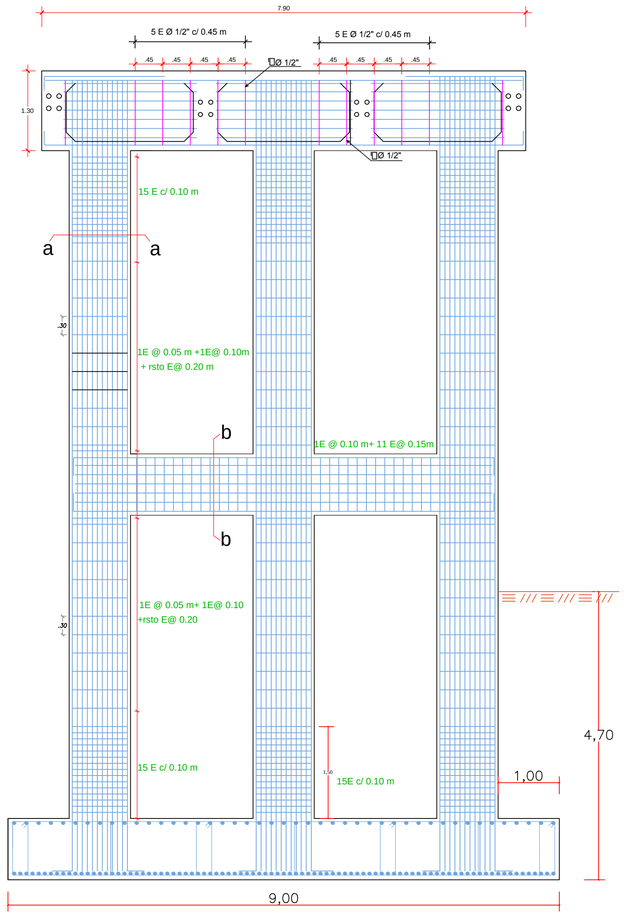
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

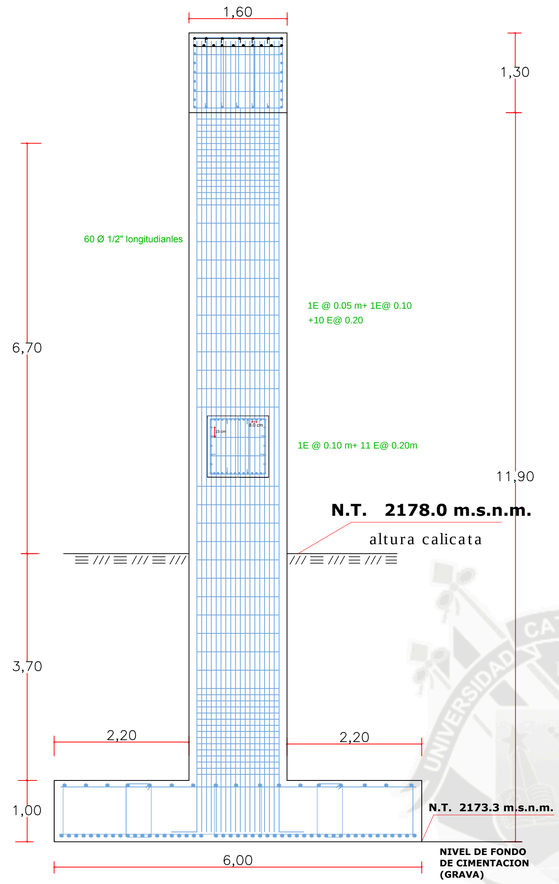
Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

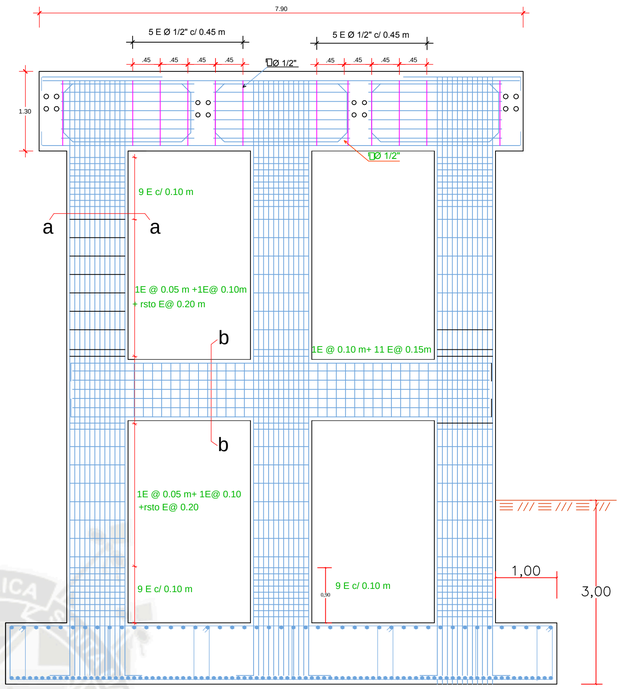
Lamina N°: EP-04



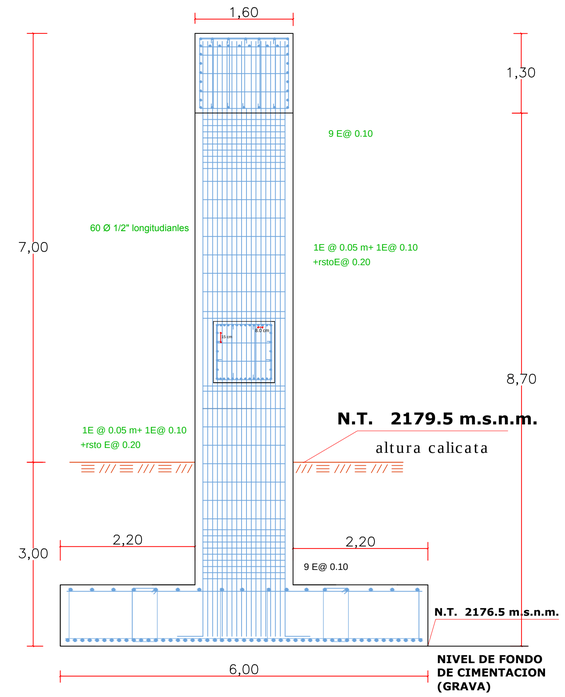
ELEVACION - VISTA FRONTAL PILAR CENTRAL



ELEVACION - VISTA LATERAL PILAR CENTRAL



ELEVACION - VISTA FRONTAL PILARES EXTREMOS



ELEVACION - VISTA LATERAL PILARES EXTREMOS

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	KG	11 369.43	5555.35
Columnas	KG	22 221.25	14 632.86
Viga cabezal	KG	1 438.86	719.43
Viga intermedia	KG	2 622.21	1 256.00
	Total	**37,651.75**	**22,163.64**

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	73.92	52.32
Viga cabezal	M3	32.86	16.43
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	**222.78**	**126.75**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL–93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

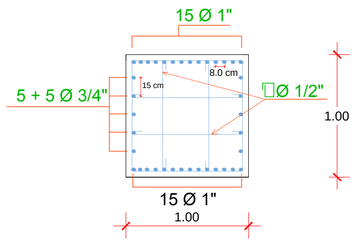
RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

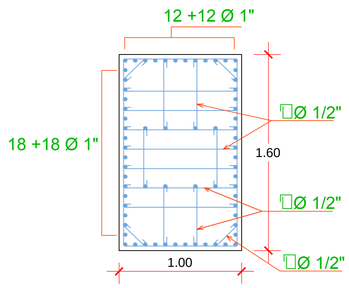
COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
- CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
- CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

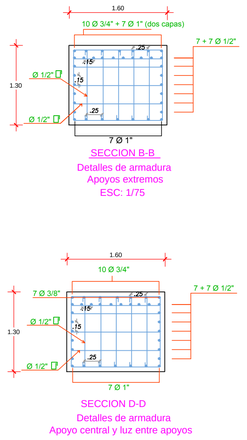
VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR ____ 4.0 cm
- CAPA INFERIOR ____ 5.0 cm

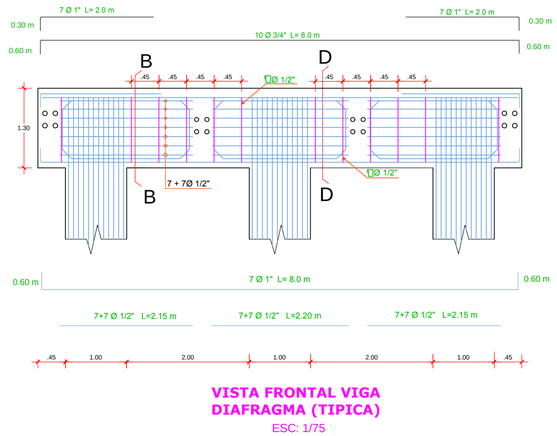


CORTE b-b
Armadura viga intermedia
ESC: 1/25



CORTE a-a
Armadura longitudinal de columnas
ESC: 1/25





VISTA FRONTAL VIGA DIAFRAGMA (TIPICA)
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: DETALLES ARMADURA COLUMNAS VIGAS DIAFRAGMA E INTERMEDIA DE PILARES

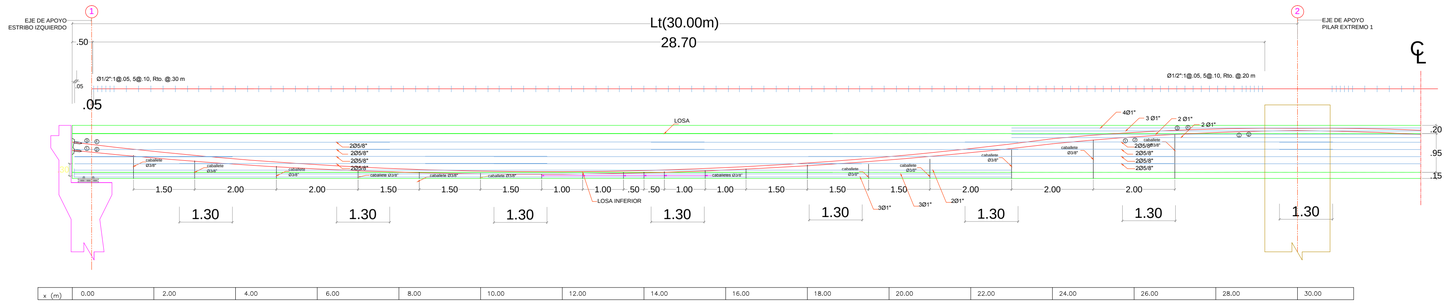
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068023602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

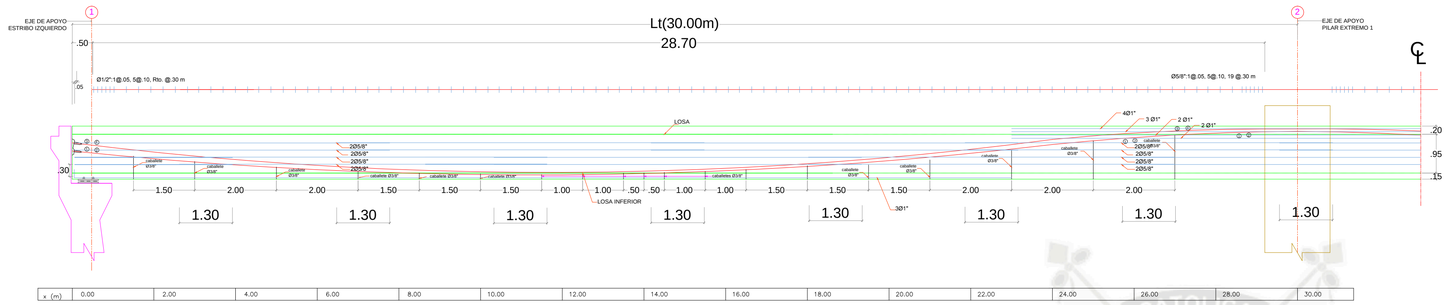
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-05



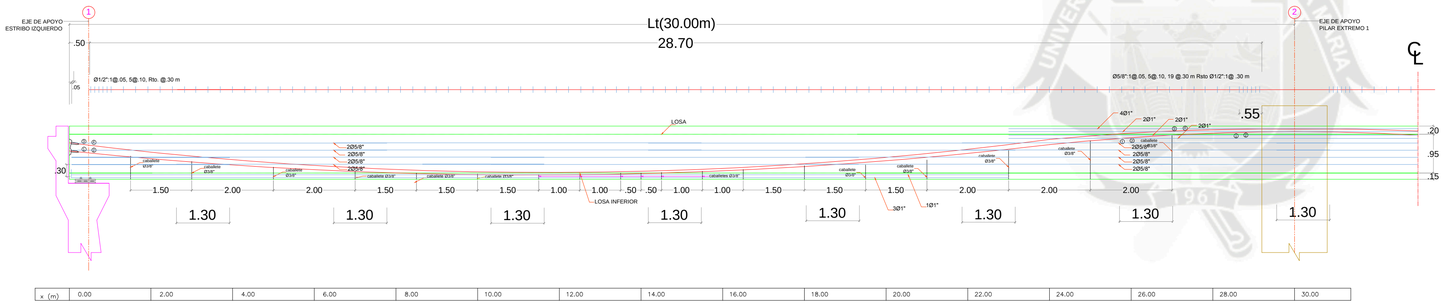
ELEVACION VIGA VED - TRAMO 01

ESC: 1/100



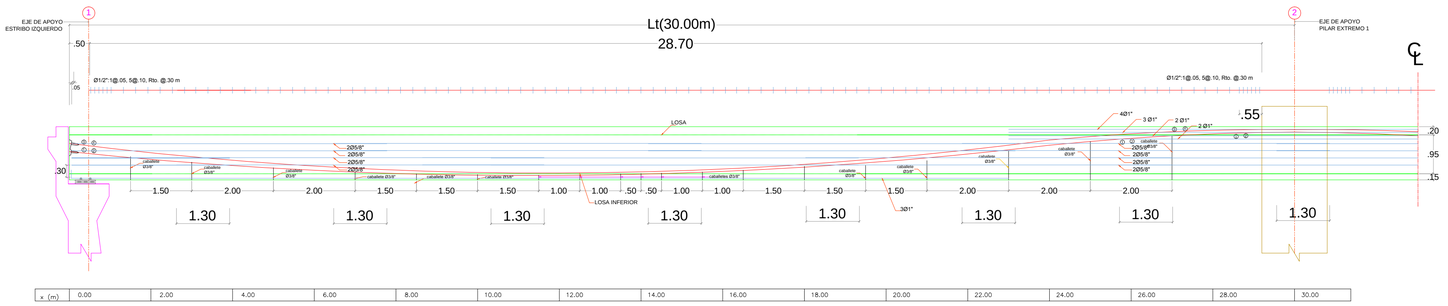
ELEVACION VIGA VI1 - TRAMO 01

ESC: 1/100



ELEVACION VIGA VI2 - TRAMO 01

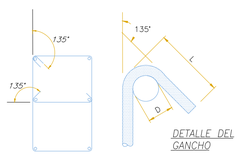
ESC: 1/100



ELEVACION VIGA VEI - TRAMO 01

ESC: 1/100

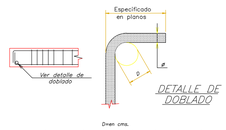
RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS			
Item	**Descripción**	**Metrado**	**Unidad**
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	D(mm)	L(mm)
ø3/8"	38	105
ø1/2"	51	115

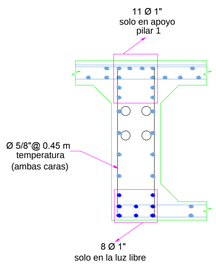
DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



DETALLE DE DOBLADO

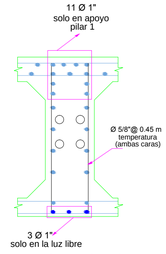
Diam. cms.

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3



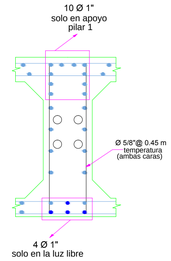
Armadura de viga
VED - Tramo 01

ESC: 1/25



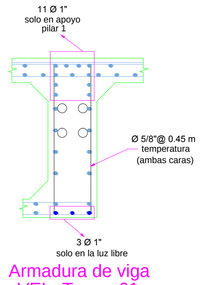
Armadura de viga
VI1 - Tramo 01

ESC: 1/25



Armadura de viga
VI2 - Tramo 01

ESC: 1/25

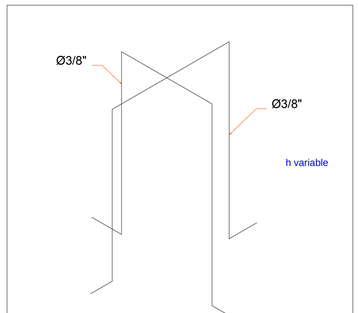


Armadura de viga
VEI - Tramo 01

ESC: 1/25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0



Caballete de sostenimiento
para los cables

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO
  - *Concreto Vigas: f'c=350 kg/cm2*
  - *Concreto Losa: f'c=350 kg/cm2*
  - *Acero : fy=4200 kg/cm2*
- RECUBRIMIENTO MINIMO
  - *Losa : 5cm*
  - *Viga : 3cm*
- NORMA DE DISEÑO
  - *AASHTO-LRFD : HL-93*
- CABLES DE PREESFUERZO
  - *Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones*
  - *Vigas Exteriores: 3 Cables de 18 torones y un able de 12 torones*

Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 1

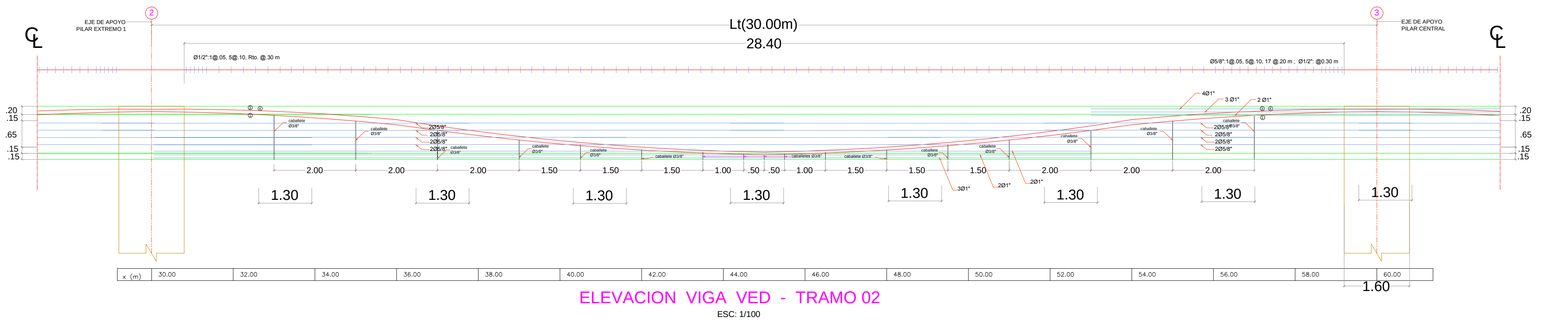
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068029002
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072455151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

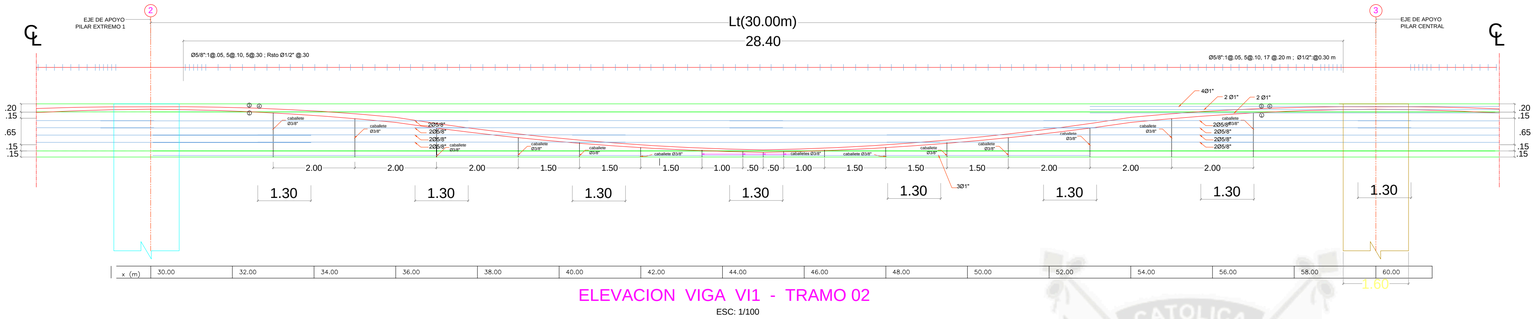
Lamina N°: EP-06

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015



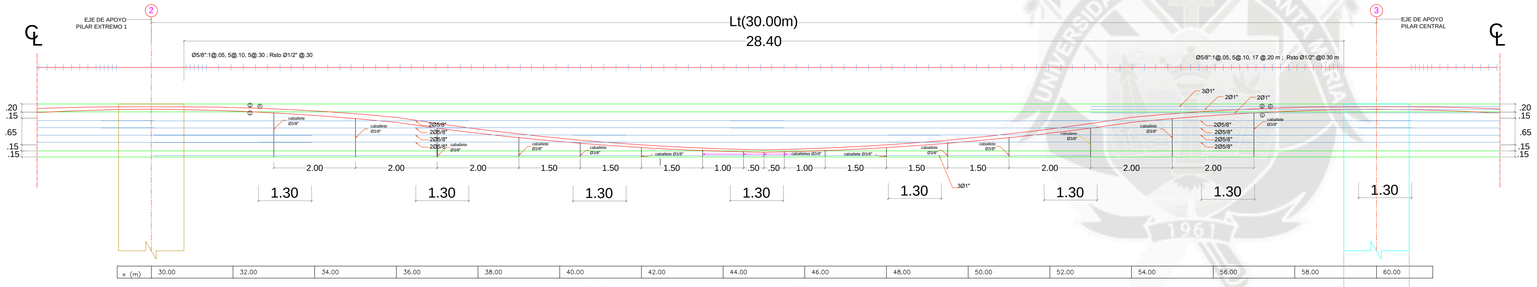
ELEVACION VIGA VED - TRAMO 02

ESC: 1/100



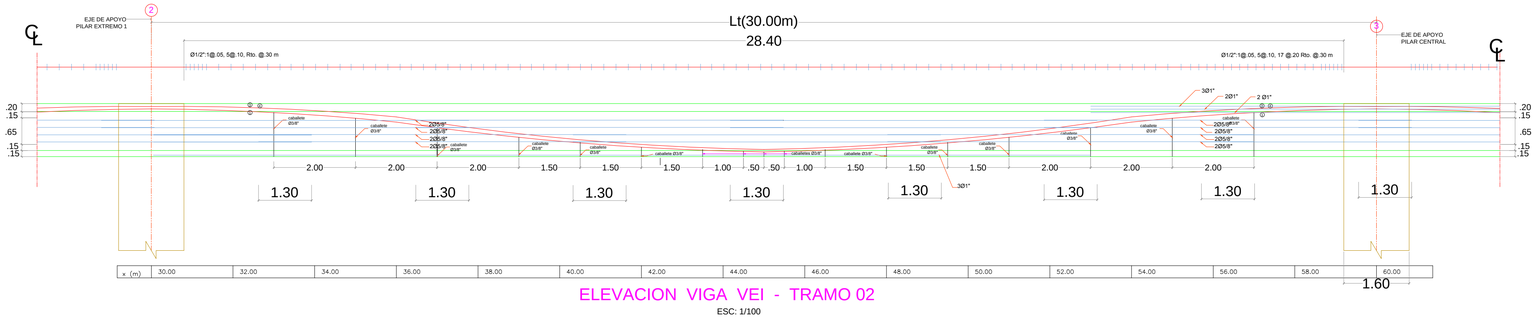
ELEVACION VIGA VI1 - TRAMO 02

ESC: 1/100



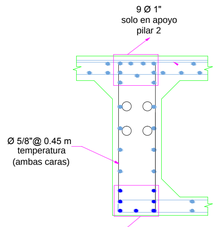
ELEVACION VIGA VI2 - TRAMO 02

ESC: 1/100



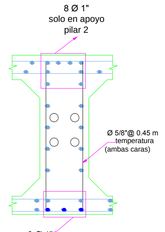
ELEVACION VIGA VEI - TRAMO 02

ESC: 1/100



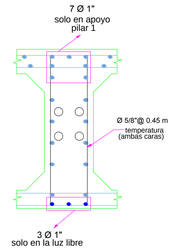
Armadura de viga
VED - Tramo 02

ESC: 1/25



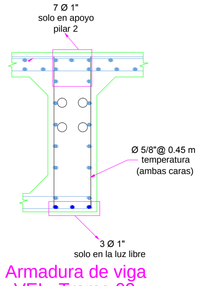
Armadura de viga
VI1 - Tramo 02

ESC: 1/25



Armadura de viga
VI2 - Tramo 02

ESC: 1/25

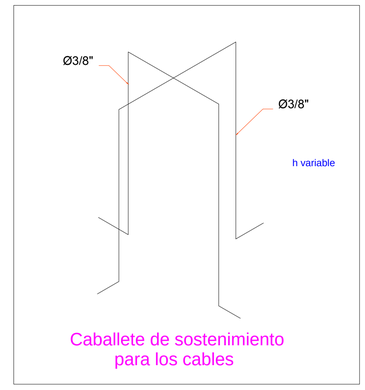


Armadura de viga
VEI - Tramo 02

ESC: 1/25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0



Caballete de sostenimiento
para los cables

ESPECIFICACIONES TECNICAS

– CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas: f'c=350 kg/cm2
Concreto Losa: f'c=350 kg/cm2
Acero : fy=4200 kg/cm2

– RECUBRIMIENTO MINIMO

Losa : 5cm
Viga : 3cm

– NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93

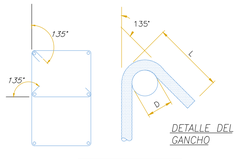
– CABLES DE PREESFUERZO

Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones
Vigas Exteriores: 3 Cables de 18 torones y un able de 12 torones

Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

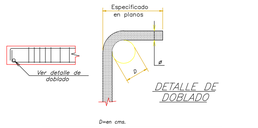
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	D(mm)	L(mm)
ø3/8"	38	105
ø1/2"	51	115

DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



DETALLE DE DOBLADO

D=en cms.

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preesforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 2

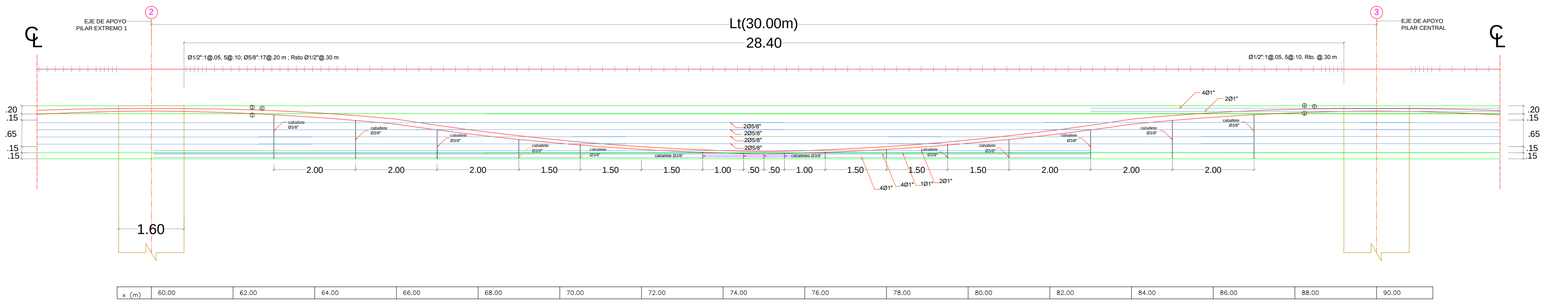
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068023602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451511

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

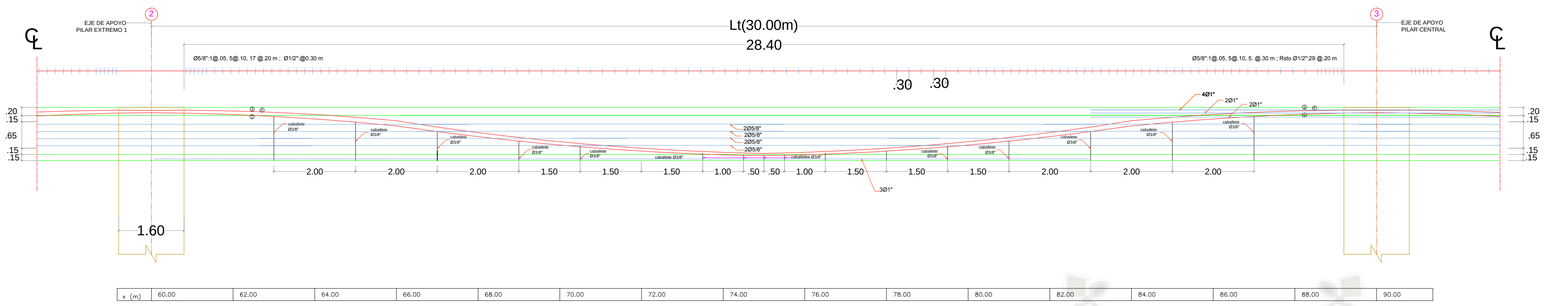
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-07



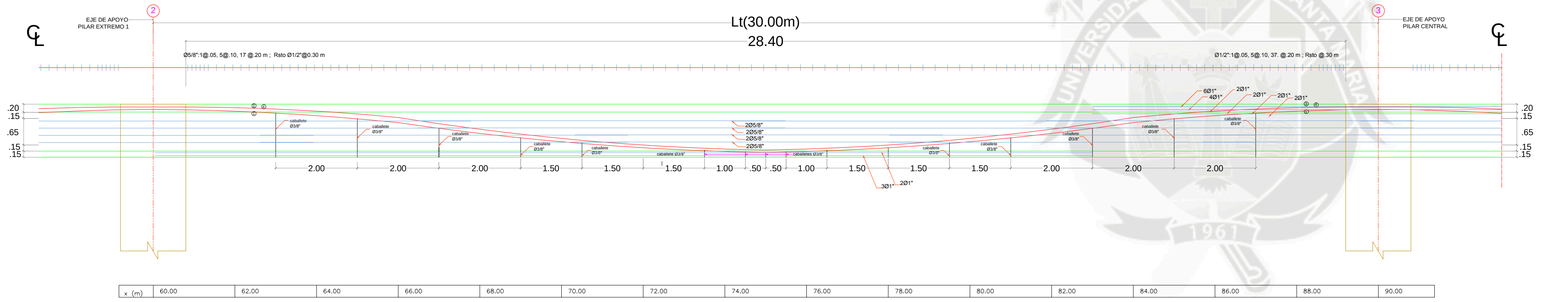
ELEVACION VIGA VED - TRAMO 03

ESC: 1/100



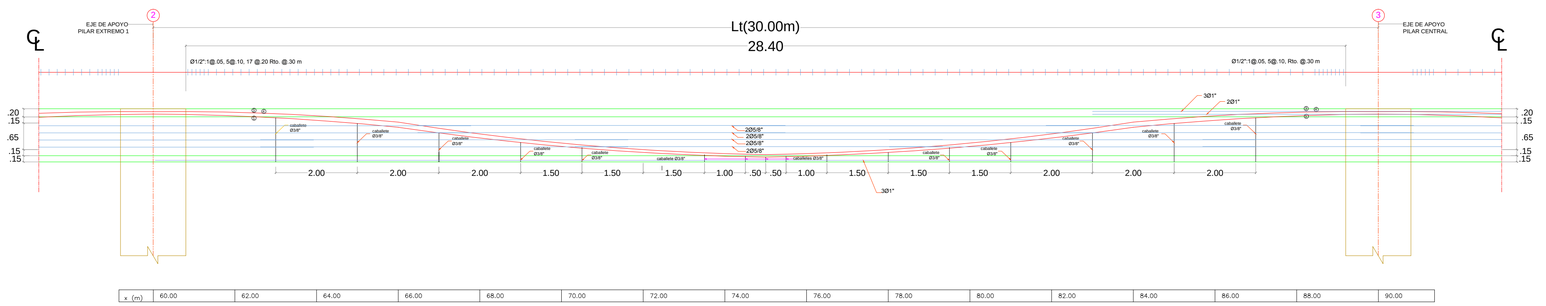
ELEVACION VIGA VI1 - TRAMO 03

ESC: 1/100



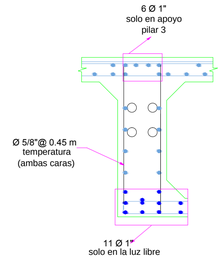
ELEVACION VIGA VI2 - TRAMO 03

ESC: 1/100



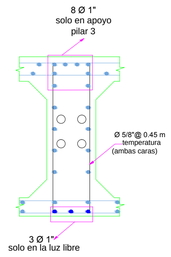
ELEVACION VIGA VEI - TRAMO 03

ESC: 1/100



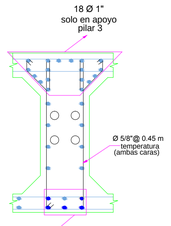
Armadura de viga
VED - Tramo 03

ESC: 1/25



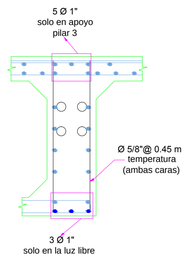
Armadura de viga
VI1 - Tramo 03

ESC: 1/25



Armadura de viga
VI2 - Tramo 03

ESC: 1/25

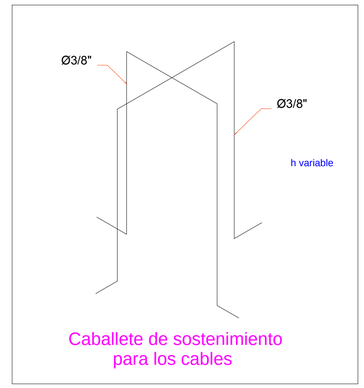


Armadura de viga
VEI - Tramo 03

ESC: 1/25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0



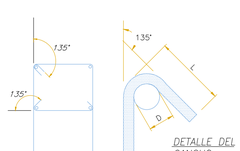
Caballete de sostenimiento
para los cables

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO
  - *Concreto Vigas: f'c=350 kg/cm2*
  - *Concreto Losa: f'c=350 kg/cm2*
  - *Acero : fy=4200 kg/cm2*
- RECUBRIMIENTO MINIMO
  - *Losa : 5cm*
  - *Viga : 3cm*
- NORMA DE DISEÑO
  - *AASHTO-LRFD : HL-93*
- CABLES DE PREESFUERZO
  - *Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones*
  - *Vigas Exteriores: 3 Cables de 18 torones y un able de 12 torones*
  - *Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.*

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

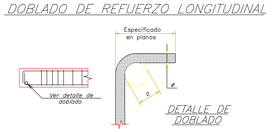
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	D(mm)	L(mm)
ø3/8"	38	105
ø1/2"	51	115

DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



DETALLE DE DOBLADO

Diam. cms.

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y prestforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 3

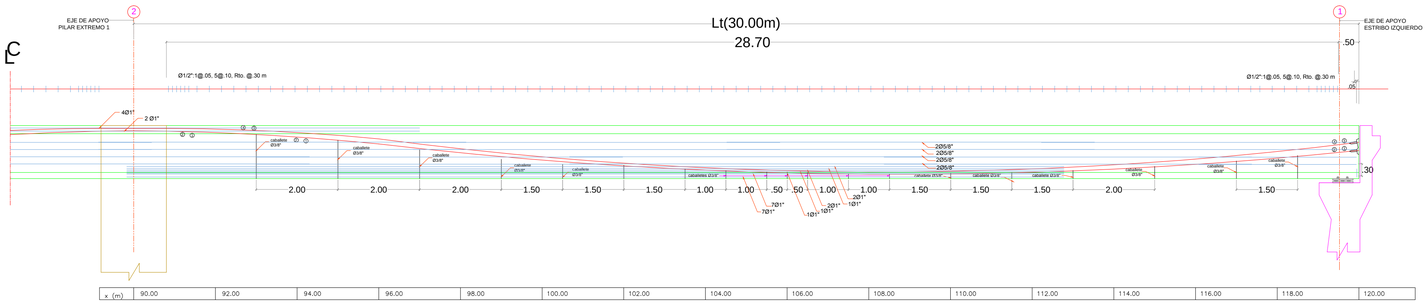
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068003602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072415151

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

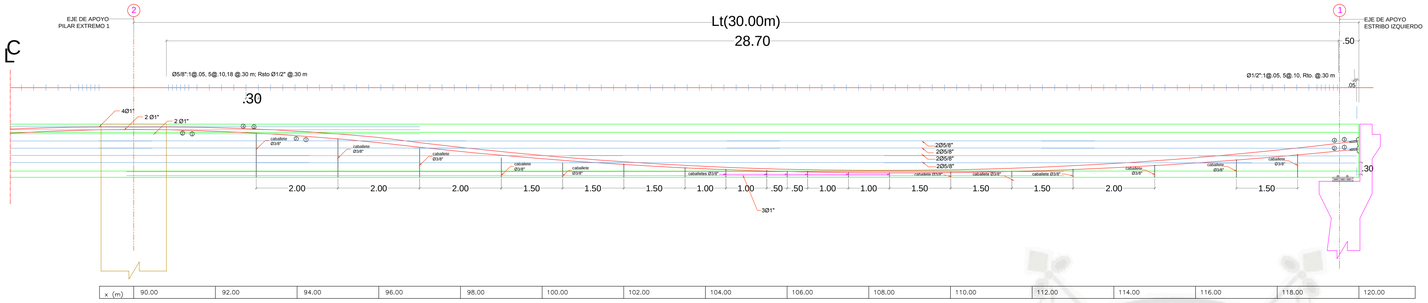
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-08



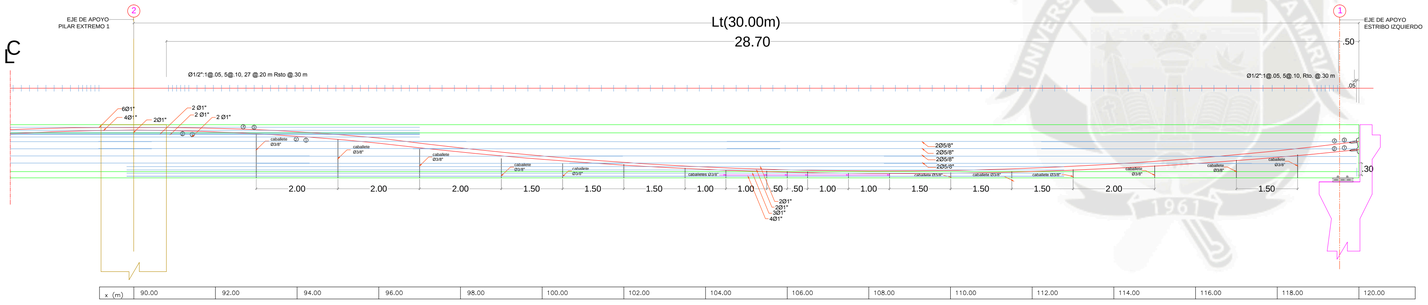
ELEVACION VIGAS VED - TRAMO 04

ESC: 1/100



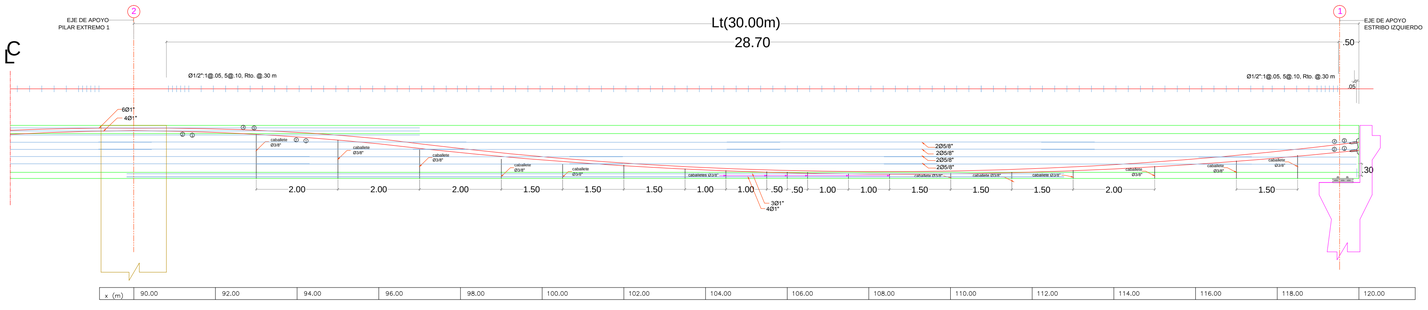
ELEVACION VIGAS VI1 - TRAMO 04

ESC: 1/100



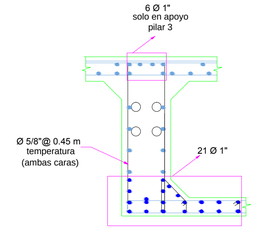
ELEVACION VIGAS VI2 - TRAMO 04

ESC: 1/100



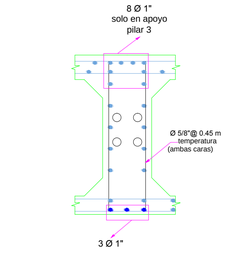
ELEVACION VIGAS VEI - TRAMO 04

ESC: 1/100



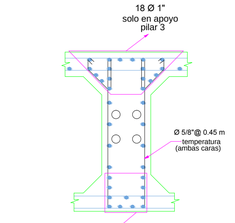
Armadura de viga
VED - Tramo 04

ESC: 1/25



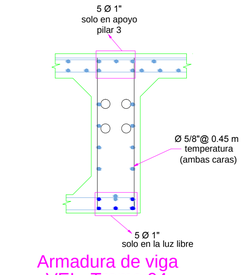
Armadura de viga
VI1 - Tramo 04

ESC: 1/25



Armadura de viga
VI2 - Tramo 04

ESC: 1/25

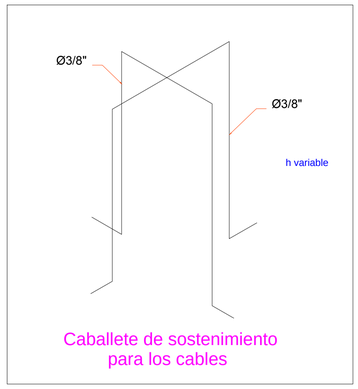


Armadura de viga
VEI - Tramo 04

ESC: 1/25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

Ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0



Caballete de sostenimiento
para los cables

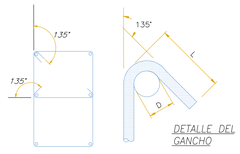
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO
  - *Concreto Vigas: f'c=350 kg/cm2*
  - *Concreto Losa: f'c=350 kg/cm2*
  - *Acero : fy=4200 kg/cm2*
- RECUBRIMIENTO MINIMO
  - *Losa : 5cm*
  - *Viga : 3cm*
- NORMA DE DISEÑO
  - *AASHTO-LRFD : HL-93*
- CABLES DE PREESFUERZO
  - *Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones*
  - *Vigas Exteriores: 3 Cables de 18 torones y un able de 12 torones*

Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

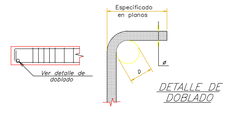
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	D(mm)	L(mm)
ø3/8"	38	105
ø1/2"	51	115

DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



DETALLE DE DOBLADO

D=en cms.

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 4

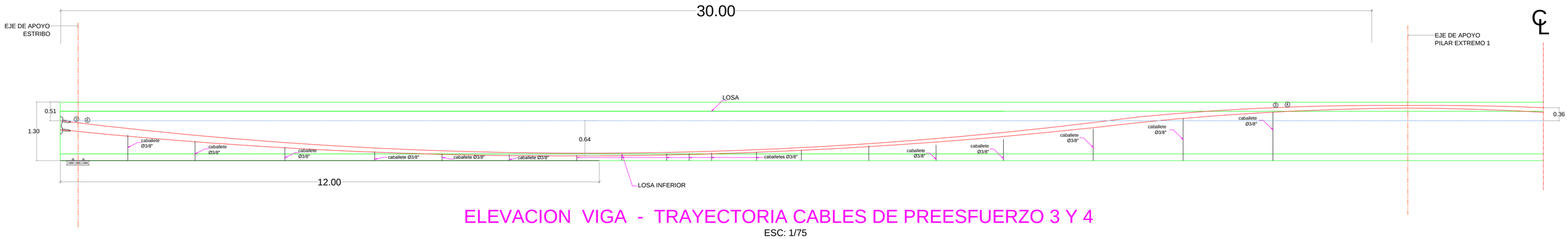
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20069029262
Bach. JARA TUPPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

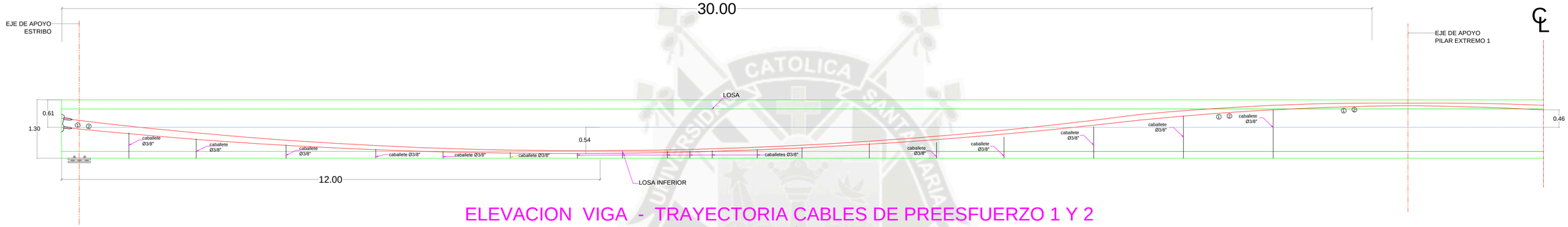
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-09



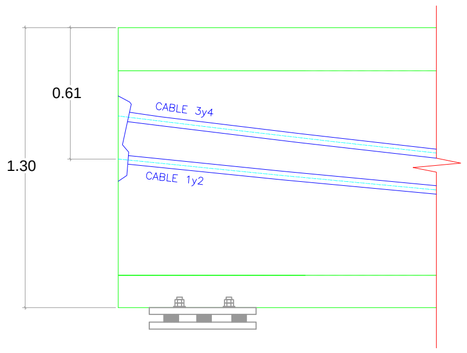
ELEVACION VIGA - TRAYECTORIA CABLES DE PREESFUERZO 3 Y 4

ESC: 1/75



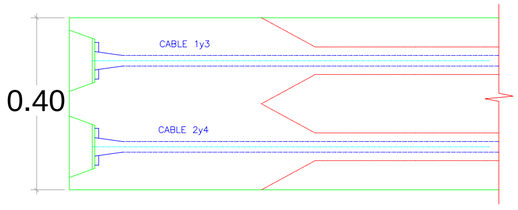
ELEVACION VIGA - TRAYECTORIA CABLES DE PREESFUERZO 1 Y 2

ESC: 1/75



DETALLE DEL ANCLAJE ELEVACION

ESC: 1:20



ANCLAJE PLANTA EN ANCHO DE VIGA

ESC. 1:10

NOTAS

1.– CONCRETO DE RESISTENCIA CILINDRICA CARACTERISTICA DE 350 KG/CM2 A LOS 28 DIAS.
2.– ACERO DE PRE–ESFUERZO GRADO 270 KSI, DE BAJA RELAJACION CON RESISTENCIA A LA TRACCION fpu DE 18900 KG/CM2, RESISTENCIA ALA FLUENCIA fpy (85%fpu) DE 16065.0 KG/CM2.
4.– ACERO DE REFUERZO GRADO 60 CON LIMITE DE FLUENCIA DE 4200 KG/CM2
5.– LAS VIGAS EXTERIORES ESTAN FORMADAS POR 3 CABLES DE 18 TORONES DE ø=½" QUE SON EXTENDIDOS CUBRIENDO LOS CUATRO TRAMOS DEL PUENTE CON ANCLAJES FIJOS EN AMBOS EXTREMOS, Y POR 1 CABLE DE 12 TORONES DE ø=½" EXTENDIDOS SOLO EN CUARTO TRAMO CON ANCLAJES FIJOS EN LA UNIÓN CON LAS LUCES INTERIORES Y MÓVILES EN LOS EXTREMOS DEL PUENTE.
6.– LAS VIGAS INTERIORES ESTAN FORMADAS POR 3 CABLES DE 15 TORONES DE ø=½" QUE SON EXTENDIDOS CUBRIENDO LOS CUATRO TRAMOS DEL PUENTE CON ANCLAJES FIJOS EN AMBOS EXTREMOS, Y POR 1 CABLE DE 15 TORONES DE ø=½" EXTENDIDOS SOLO EN CUARTO TRAMO CON ANCLAJES FIJOS EN LA UNIÓN CON LAS LUCES INTERIORES Y MÓVILES EN LOS EXTREMOS DEL PUENTE.
7.– LOS CABLES SE PODRAN TESAR CUANDO EL CONCRETO HAYA ALCANZADO ALMENOS EL 80% DE SU MAXIMA RESSTENCIA LO QUE EN VALORES NUMERICOS SERIAN PARA NUESTRO CASO 280KG/CM2 DE LOS 350KG/CM2.
8.– SE TENSARAN LOS CABLES DESDE LOS ANCLAJES MOVILES QUE SE ENCUENTRAN EN CADA EXTREMO DEL PUENTE
9.– RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE PRE–ESFUERZO: 7.5 cm.
10.–RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO: 5 cm.
11.–DIMENSIONES EN METROS.

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: TRAYECTORIA EN CABLES DE PRE-ESFUERZO

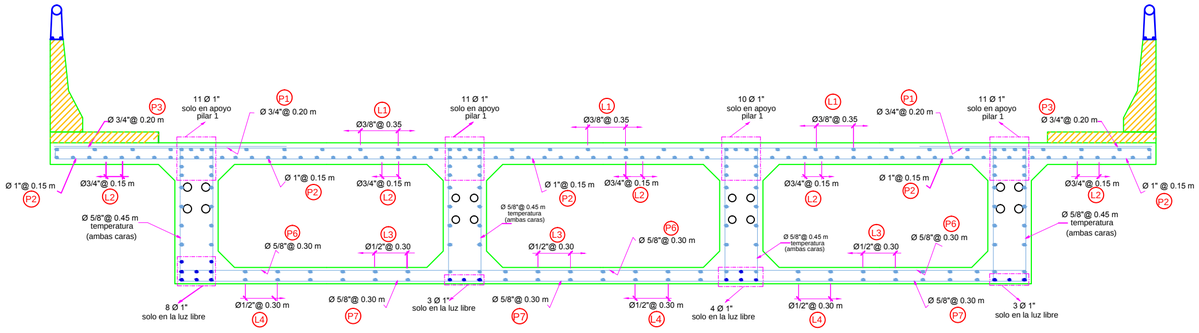
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

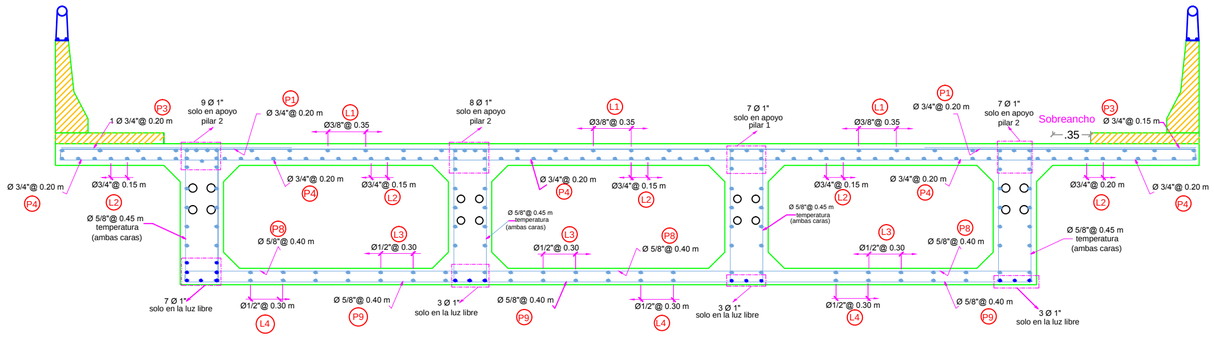
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-10



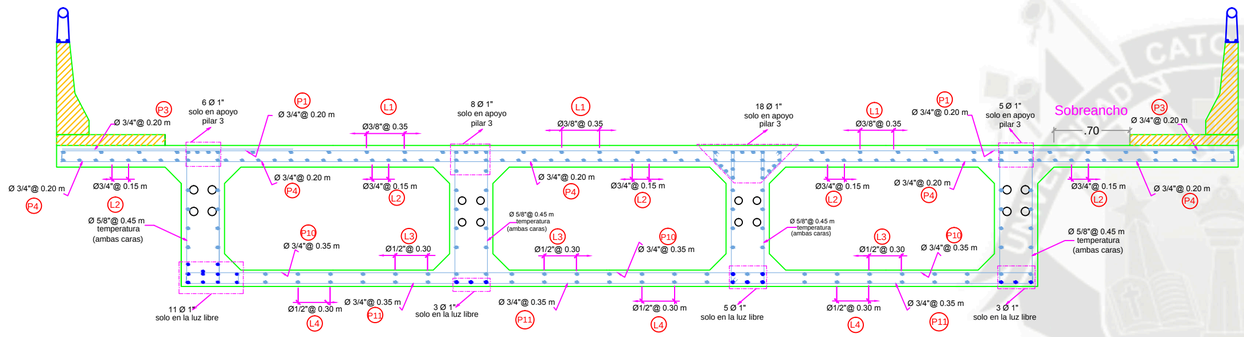
seccion transversal tramo 1

ESC: 1/50



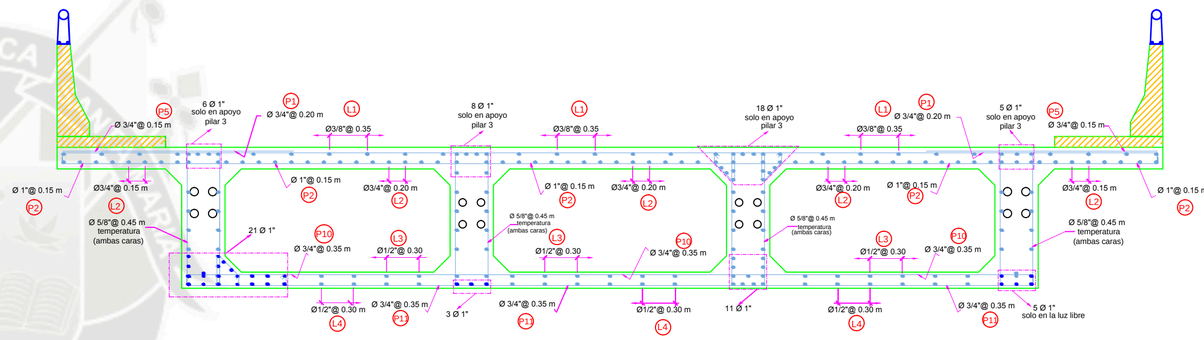
seccion transversal tramo 2

ESC: 1/50



seccion transversal tramo 3

ESC: 1/50



seccion transversal tramo 4

ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas y Losas : f'c=350 kg/cm2
Concreto Pilares : f'c=280 kg/cm2
Acero : fy=4200 kg/cm2

— RECUBRIMIENTO MINIMO

Losa : 5cm
Viga : 3cm

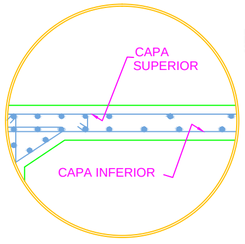
— NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93

— CABLES DE PREESFUERZO

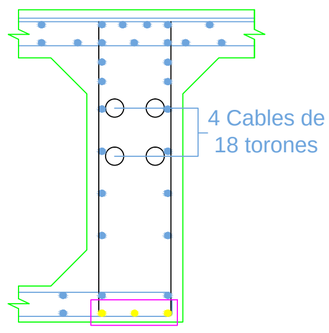
Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones
Vigas Exteriores: 4 Cables de 18 torones

Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.

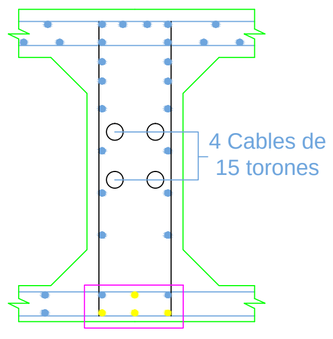


RESUMEN DE METRADOS EN LOSA

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	413.68	m3
02	Encofrado y desencofrado	1888.20	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	92,618.86	kg



Detalle viga exterior



Detalle viga interior

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS Y LOSAS DETALLE TRANSVERSAL

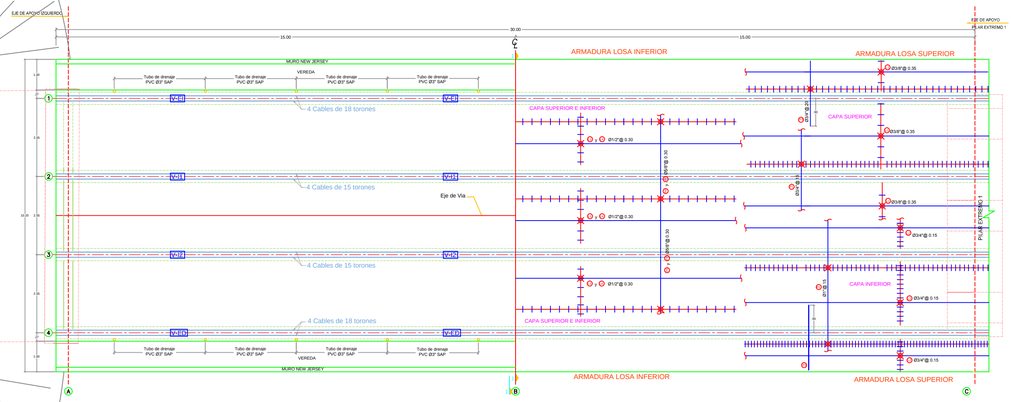
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

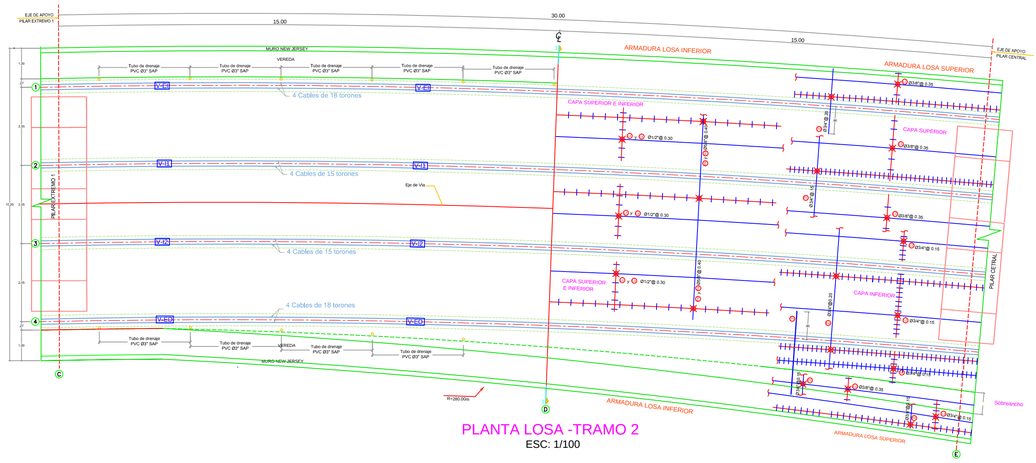
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-11



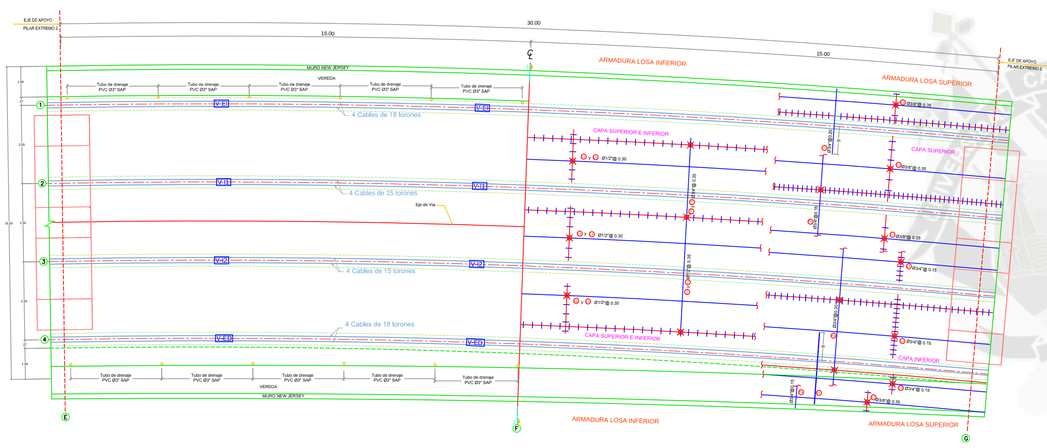
PLANTA LOSA -TRAMO 1

ESC: 1/100



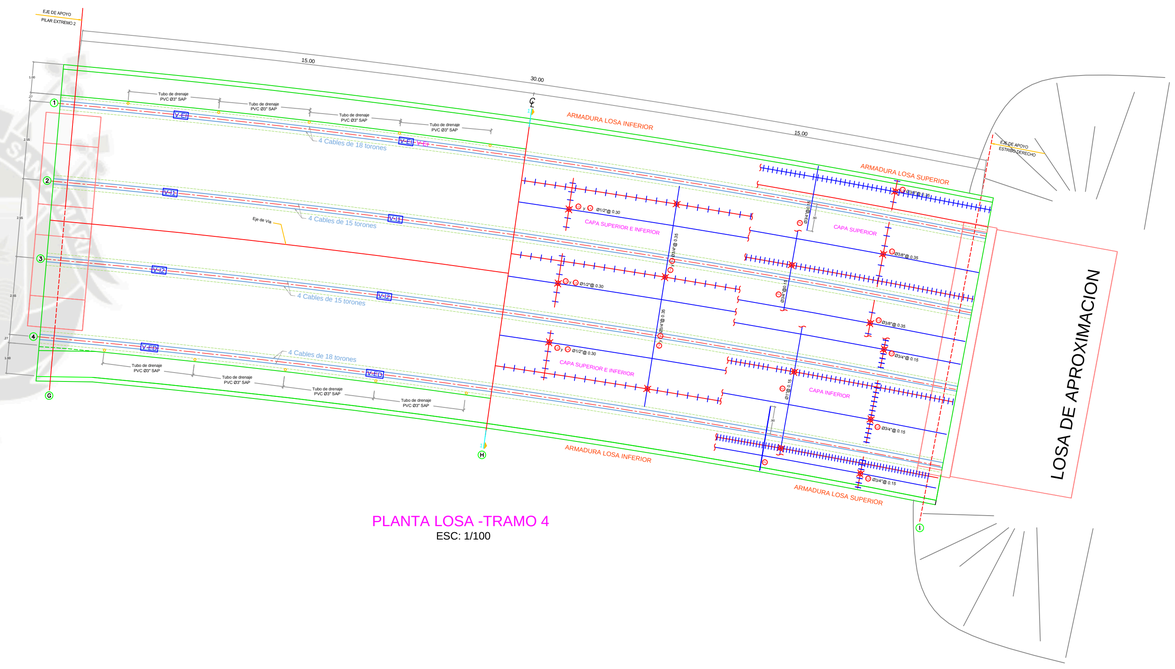
PLANTA LOSA -TRAMO 2

ESC: 1/100



PLANTA LOSA -TRAMO 3

ESC: 1/100



PLANTA LOSA -TRAMO 4

ESC: 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO
  - *Concreto Vigas y Losas : f'c=350 kg/cm2*
  - *Concreto Pilares : f'c=280 kg/cm2*
  - *Acero : fy=4200 kg/cm2*
- RECUBRIMIENTO MINIMO
  - *Losa : 5cm*
  - *Viga : 3cm*
- NORMA DE DISEÑO
  - *AASHTO-LRFD : HL-93*
- CABLES DE PREESFUERZO
  - *Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones*
  - *Vigas Exteriores: 4 Cables de 18 torones*
  - *Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.*

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0

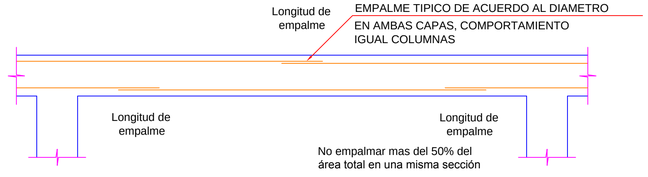
RESUMEN DE METRADOS EN LOSA

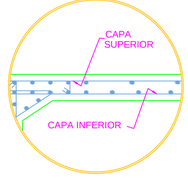
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	413.68	m3
02	Encofrado y desencofrado	1888.20	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	92,618.86	kg

EMPALME DE ACERO TABLERO SUPERIOR

ZONAS DE ANCLAJES

Esc.= 1/50





Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preesforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN LOSAS VISTA EN PLANTA TRAMOS 01, 02, 03 Y 04

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20066802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20074745151

Dibujó: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

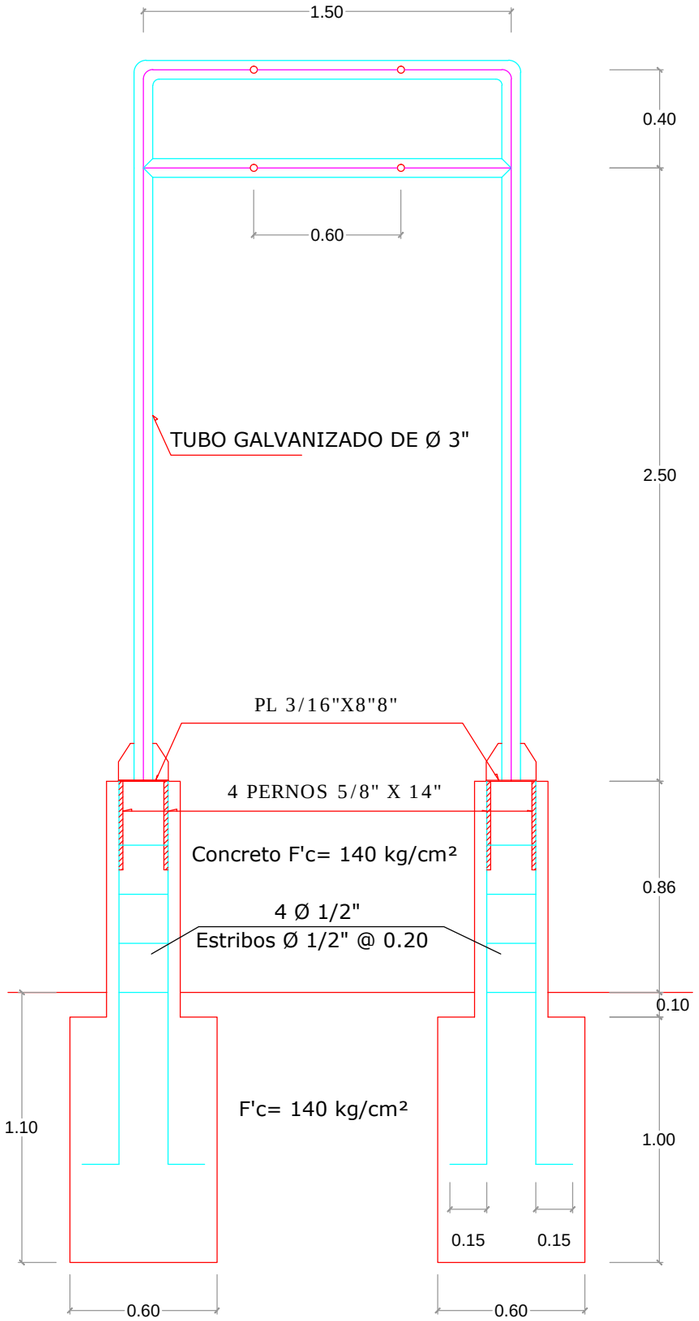
Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

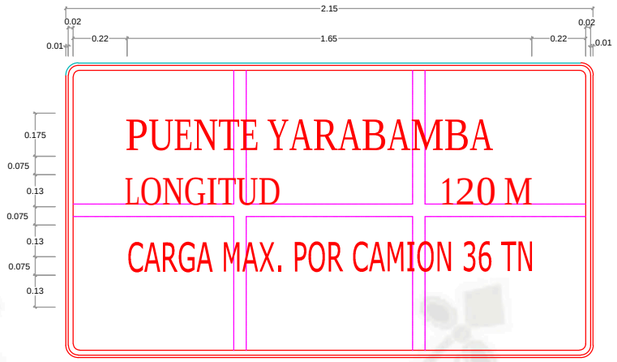
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-12



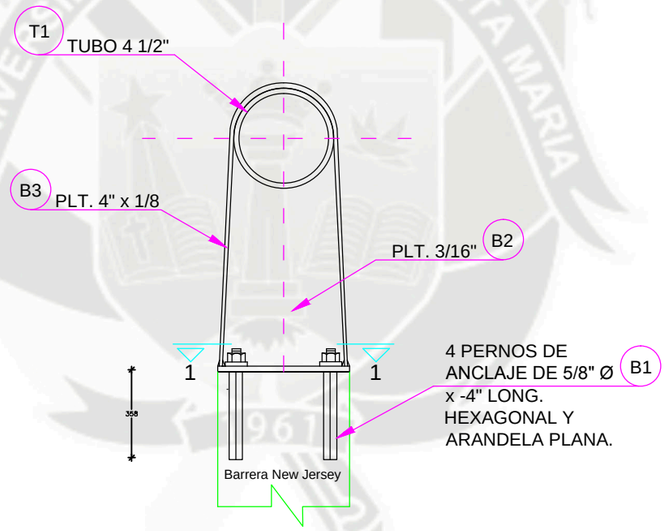
ELEVACION SEÑAL INFORMATIVA

ESC.: 1/50



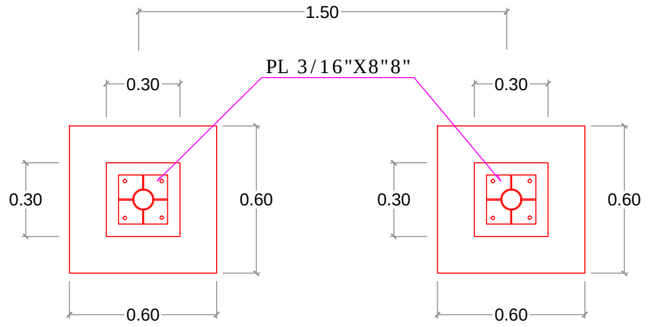
SEÑAL INFORMATIVA

ESC.: 1/75



Detalles de baranda metalica

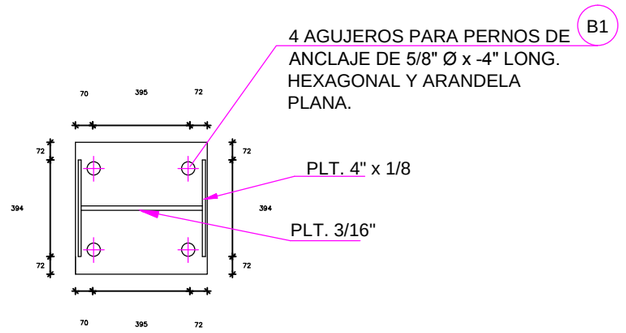
ESC.: 1/25



PLANTA

ESC.: 1/50

UBICACION:



SECCION 1-1

Detalles de baranda metalica

ESC.: 1/25

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano: DETALLES DE BARANDA METALICA Y CARTEL DE OBRA

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

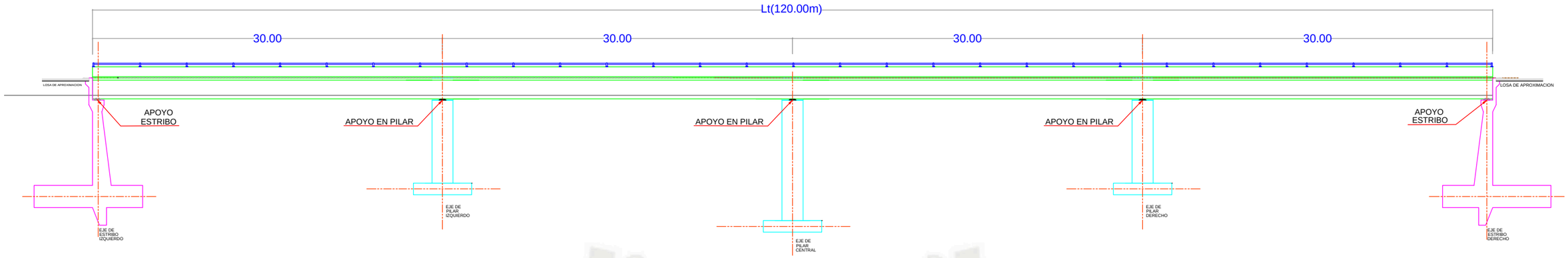
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Lamina N°: PD-01

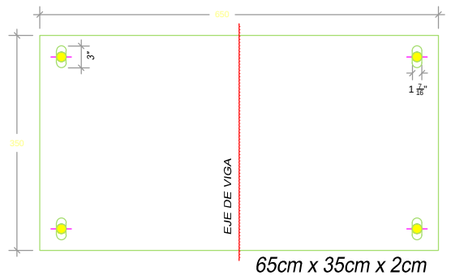
Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado



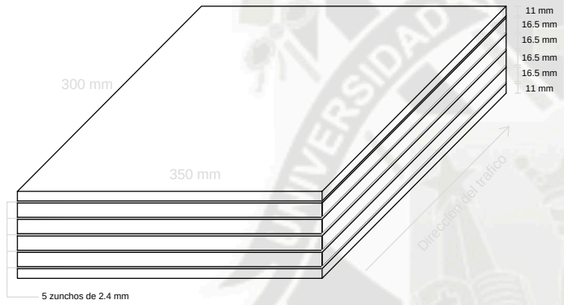
Ubicacion de apoyos en Puente L=120 m

escala 1/350



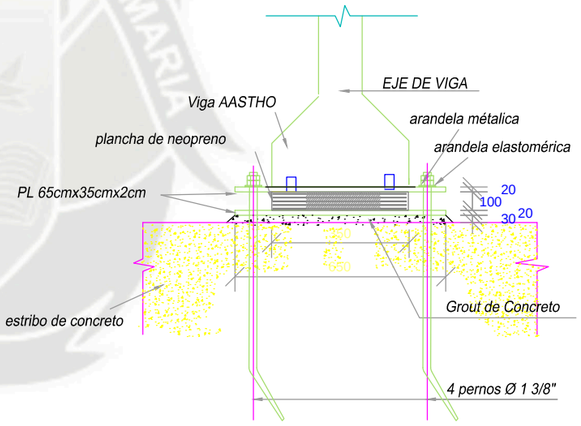
PLANCHA METALICA
APOYO

Esc 1/10

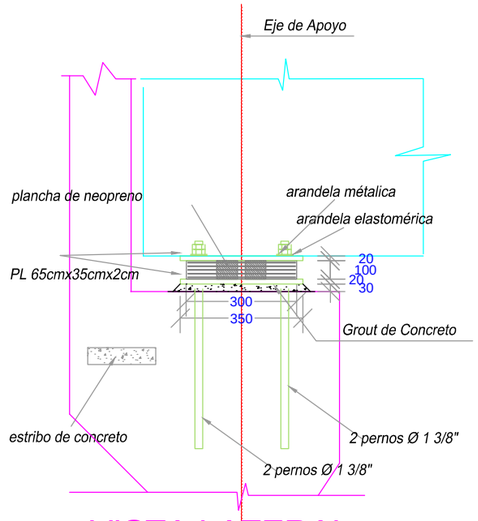


Vista en perspectiva
Dispositivo de apoyo

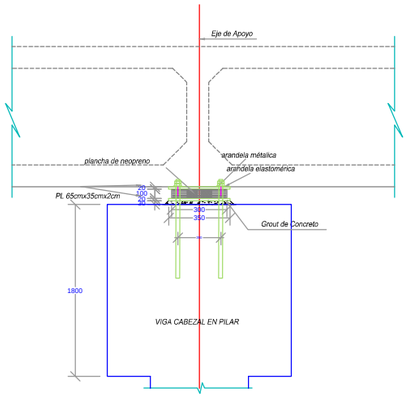
Esc.:1/10



VISTA FRONTAL

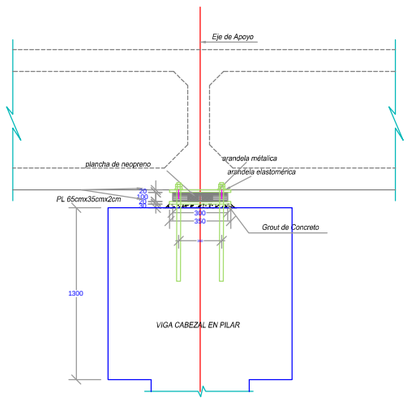


VISTA LATERAL



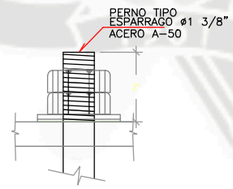
DETALLE TIPICO DE APOYO PILAR
PARA PUENTE REFORZADO

Esc.:1/50



DETALLE TIPICO DE APOYO PILAR
PARA PUENTE POSTENSADO

Esc.:1/50

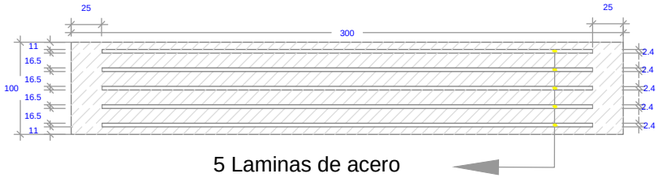


PERNOS EN APOYO

ESCALA : 1/5

ESTRIBO
DETALLE DE APOYO TIPICO

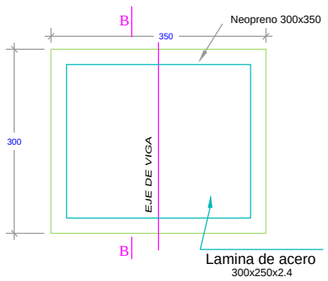
Esc.:1/25



5 Laminas de acero

CORTE B-B
ELEVACION

Esc.:1/5



PLANCHA DE NEOPRENO
PLANTA

Esc.:1/10

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

Plano:
ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS, DISPOSITIVOS DE APOYO

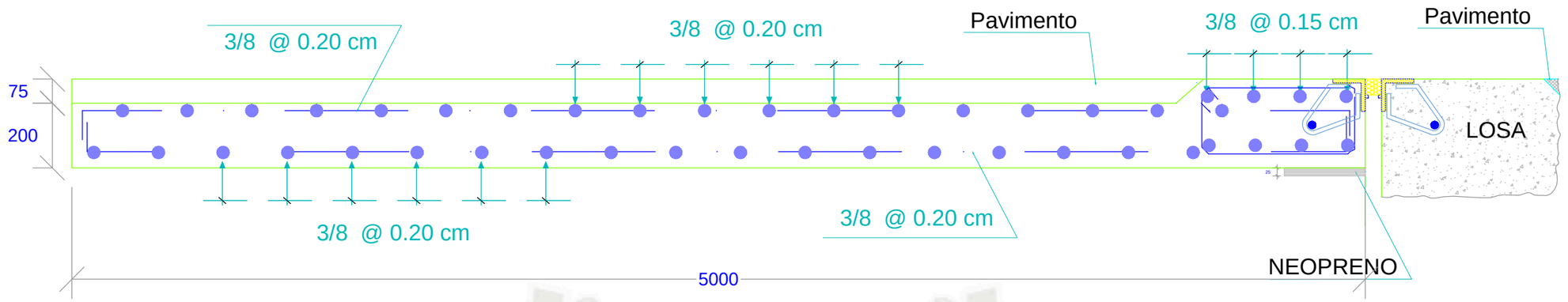
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

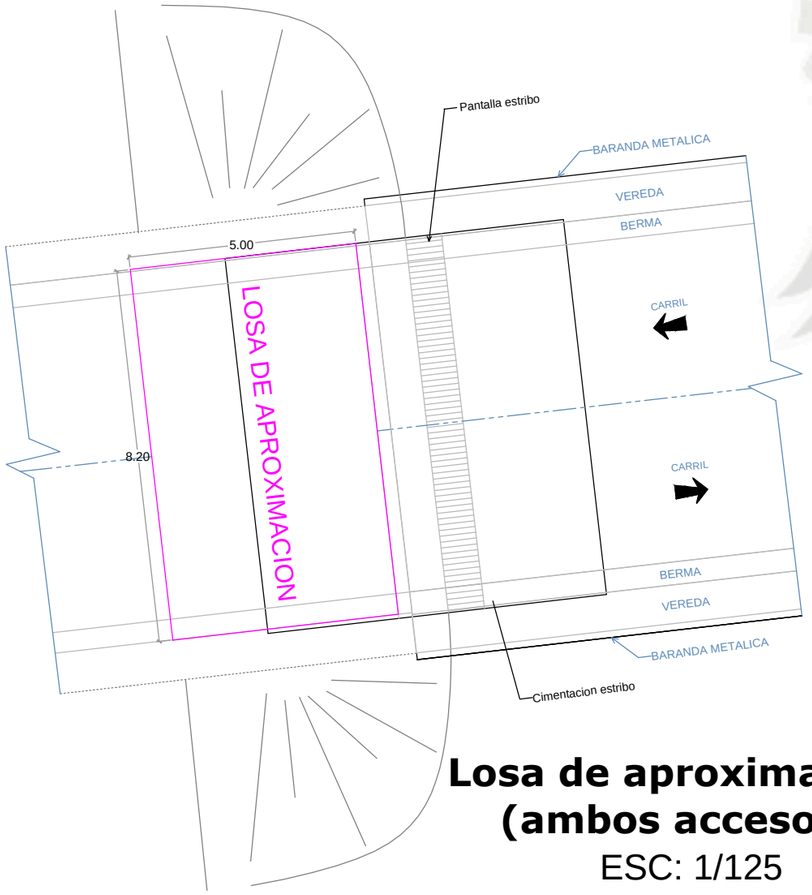
Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°:
PD-02



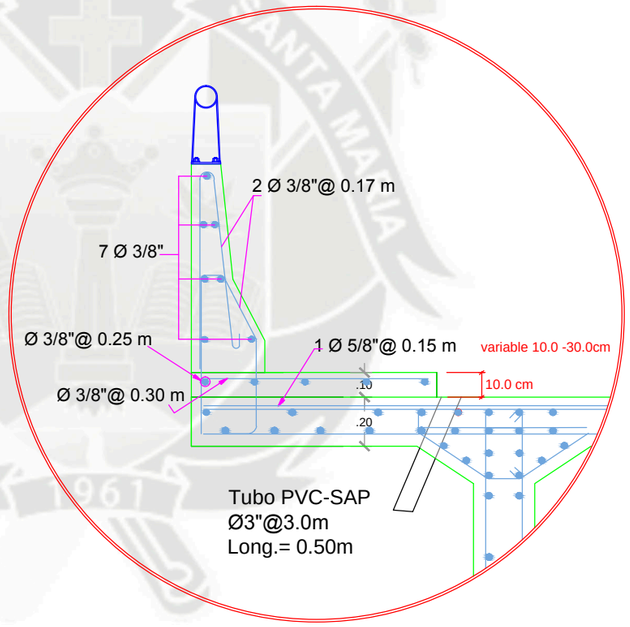
LOSA DE APROXIMACION (mm)

Esc.:1/15



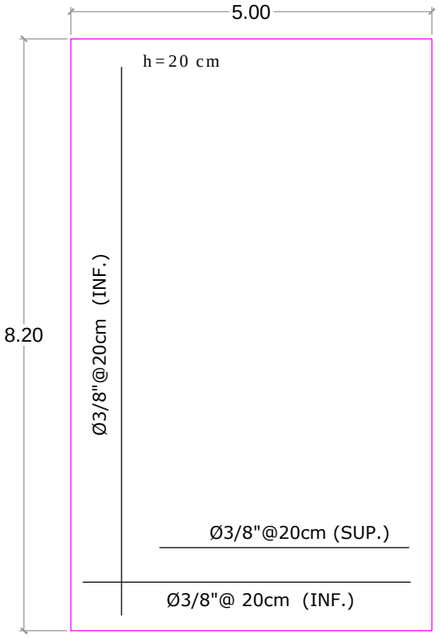
Losa de aproximacion (ambos accesos)

ESC: 1/125



Detalle de armadura vereda y muro new jersey

ESC: 1/25



Losa de aproximacion (ambos accesos) Armado en ambas direcciones

ESC: 1/75

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA		
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**METRADO**
Vereda f'c=175 Kg/cm2	M3	66.00
Barrera de concreto f'c=210 Kg/cm2	M3	31.11
Losa de aproximacion f'c=280 Kg/cm2	M3	23.24

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA		
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**METRADO**
Vereda	KG	1 208.93
Barrera de concreto	KG	3 664.68
Losa de aproximacion	KG	1 076.98
Total		**5,950.6**

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano: LOSA DE APROXIMACION Y BARRERA DE CONCRETO

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: PD-01

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CRONOGRAMA

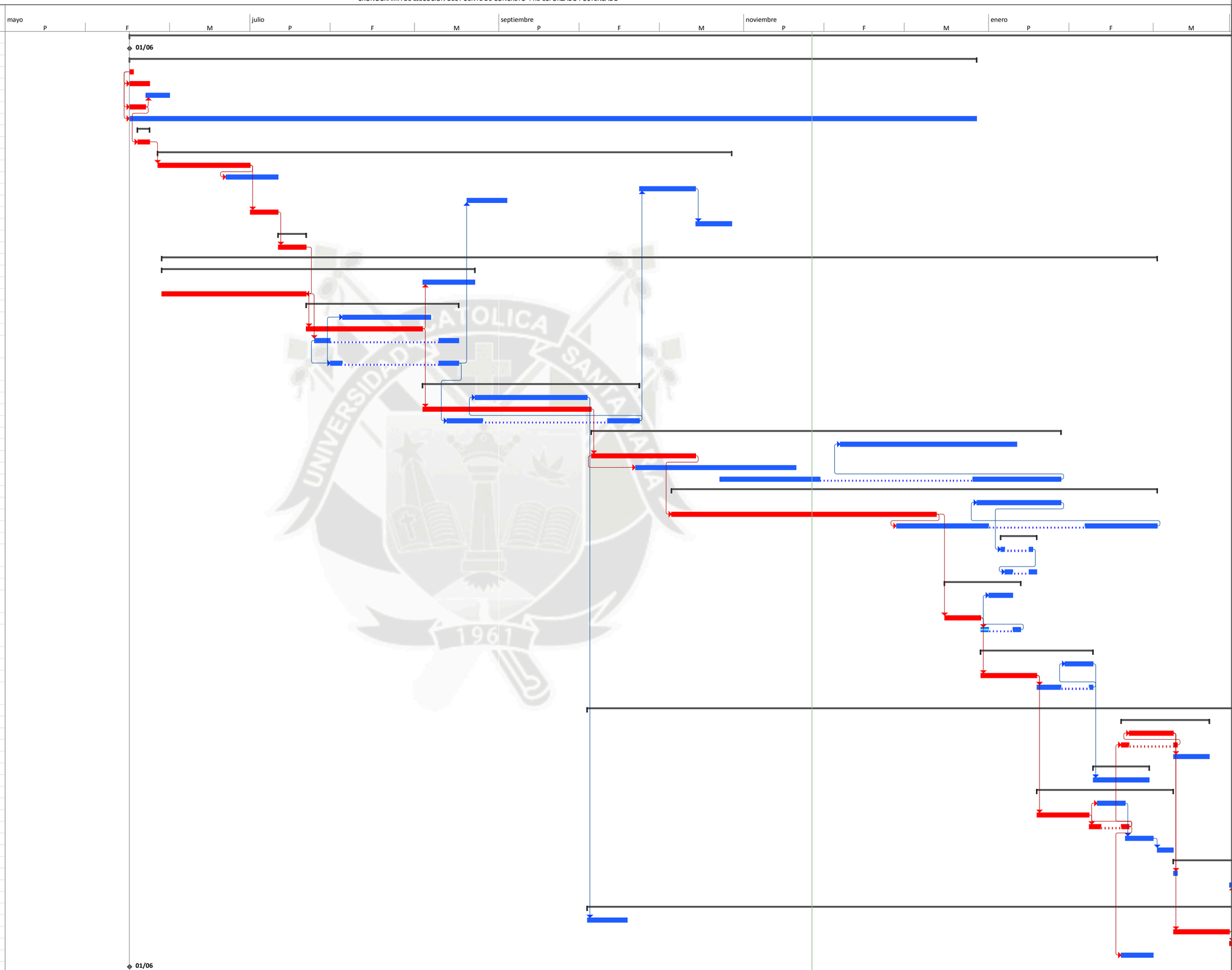
Cronograma P. S. Reforzado

Cronograma P. P. Postensado

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

CRONOGRAMA DE EJECUCION DEL PUENTE DE CONCRETO PRE-ESFORZADO POSTENSADO

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración
1		**PUENTE SIMPLEMENTE REFORZADO - VIGA CAJON**	**201 días**
2		INICIO	0 días
3		**TRABAJOS PRELIMINARES**	**151 días**
4		CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40	1 día
5		MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	5 días
6		TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO EN EL PROYECTO	4 días
7		LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	4 días
8		SEGURIDAD GUARDIANIA Y MANTENIMIENTO DE TRANS	151 días
9		**OBRAS PROVISIONALES**	**3 días**
10		ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA	3 días
11		**MOVIMIENTO DE TIERRAS**	**103 días**
12		EXCAVACION EN TERRENO ROCOSO	17 días
13		EXCAVACION EN TERRENO SEMIROCOSO	9 días
14		RELLENO MASIVO CON MATERIAL DE PRESTAMOS	10 días
15		RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	8 días
16		NIVELACION INTERIOR PARA SOLADOS	5 días
17		ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE EXCAVAC	7 días
18		**CONCRETO SIMPLE**	**5 días**
19		SOLADOS PARA ZAPATA f'c=100 kg/cm2	5 días
20		**CONCRETO ARMADO**	**178 días**
21		**ZAPATAS**	**56 días**
22		CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	9 días
23		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	26 días
24		**ESTRIBOS**	**28 días**
25		CONCRETO PARA ESTRIBOS f'c=280 kg/cm2	16 días
26		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	21 días
27		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PANTALLA DEL ESTRIBO	7 días
28		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN PANTALLA DEL ESTRIBO	8 días
29		**PILARES**	**38 días**
30		CONCRETO PARA PILARES f'c=280 kg/cm2	20 días
31		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	30 días
32		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	13 días
33		**VIGAS CENTRALES Y LATERALES**	**83 días**
34		CONCRETO PARA VIGAS f'c=280 kg/cm2	32 días
35		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	18 días
36		CABLE DE ALTA RESISTENCIA PARA VIGAS CAJON	30 días
37		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGA	35 días
38		**LOSA SUPERIOR E INFERIOR**	**87 días**
39		CONCRETO PARA LOSAS f'c=280 kg/cm2	15 días
40		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	48 días
41		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSA	31 días
42		**TENSIONAMIENTO DE CABLES DE PRE-ESFUERZO**	**7 días**
43		PREPARACION Y OLOCACION DE GATOS MECANICOS PARA TENSAR	2 días
44		TENSIONAMIENTO DE CABLES DE TORONES	4 días
45		**LOSA DE APROXIMACION**	**15 días**
46		CONCRETO PARA PARA LOSAS DE APROXIMACION f'c=280 kg/cm2	4 días
47		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	7 días
48		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS DE APROXIMACION	4 días
49		**BARRERAS DE CONCRETO**	**20 días**
50		CONCRETO PARA MUROTIPO NEW JERSEY f'c=210 kg	5 días
51		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	10 días
52		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	5 días
53		**OBRAS COMPLEMENTARIAS**	**119 días**
54		**PAVIMENTOS**	**16 días**
55		PAVIMENTO RIGIDO f'c=210 kg/cm2	7 días
56		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PAVIMENTO R	3 días
57		PAVIMENTO FLEXIBLE EN VIAS DE ACCESO	7 días
58		**BARANDAS**	**10 días**
59		BARANDAS METALICAS PARA PUENTE	10 días
60		**VEREDAS DE CONCRETO**	**24 días**
61		CONCRETO PARA VEREDAS f'c= 175 kg/cm2	5 días
62		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	9 días
63		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VERED.	5 días
64		ACABADO, FROTACHADO Y BRUÑAS DE VEREDAS	5 días
65		PINTURA EN VEREDAS	2 días
66		**SEÑALIZACION**	**12 días**
67		PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO	1 día
68		SEÑALIZACIONES INFORMATIVAS	1 día
69		SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS	1 día
70		**OTROS**	**119 días**
71		APOYO DE NEOPRENE - VIGA CAJON	8 días
72		SELLADOR ELASTOMERICO EN TOPES SISMICOS	10 días
73		JUNTAS DE DILATACION METALICAS	5 días
74		TUBOS DE DRENAJE PVC 3"	6 días
75		FIN DEL PROYECTO	0 días

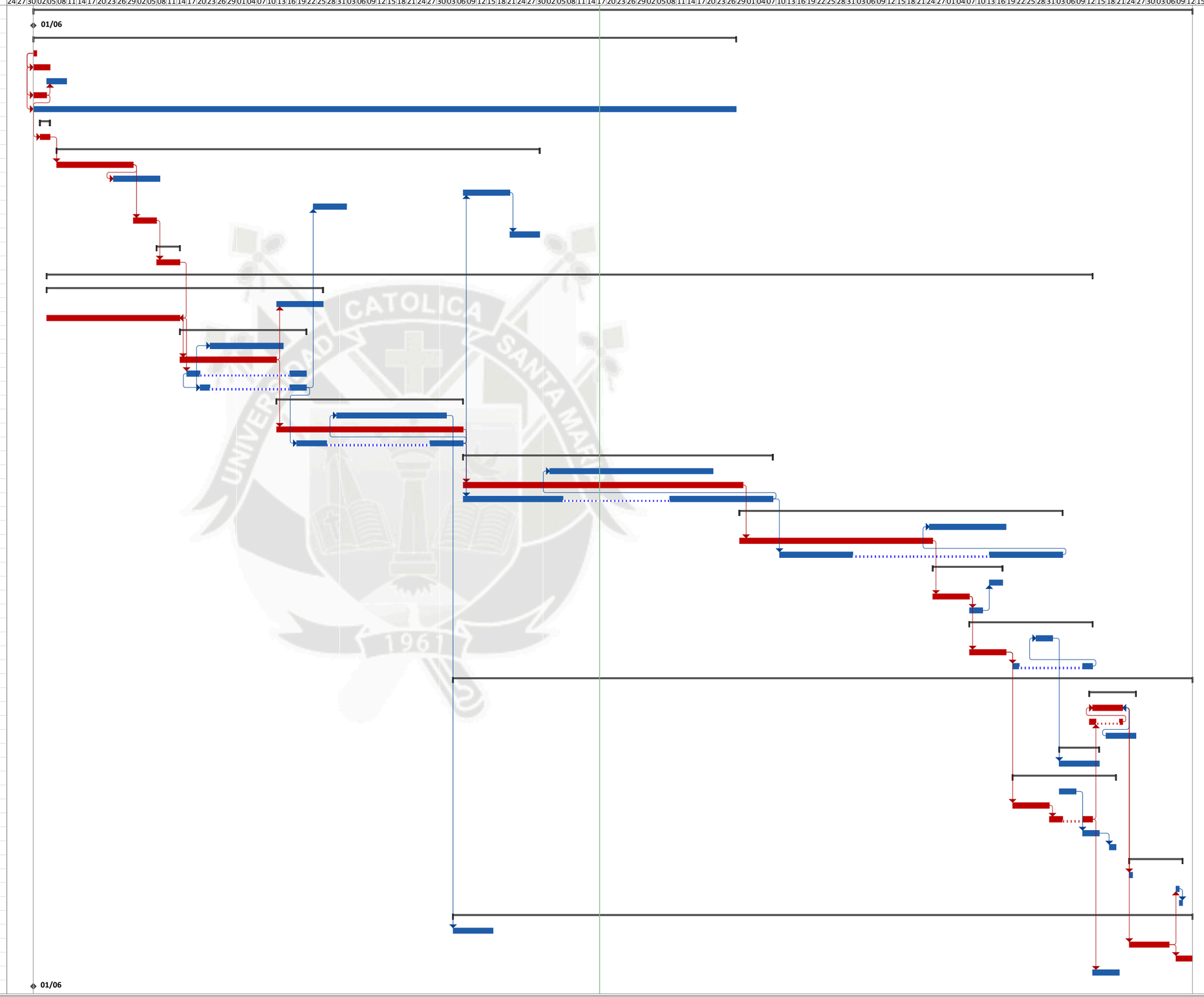


Puente de concreto Pre-esforzado
Fecha: mié 18/11/15

Tarea	Resumen	Hito externo	Resumen inactivo	Informe de resumen manual	Sólo fin	División crítica
División	Resumen del proyecto	Tarea inactiva	Tarea manual	Resumen manual	Fecha límite	Progreso
Hito	Tareas externas	Hito inactivo	Sólo duración	Sólo el comienzo	Tareas críticas	

CRONOGRAMA DE EJECUCION DEL PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración
1		**PUENTE DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO**	**250 días**
2		INICIO	0 días
3		**TRABAJOS PRELIMINARES**	**151 días**
4		CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40 m	1 día
5		MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	5 días
6		TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO EN EL PROYECTO	4 días
7		LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	4 días
8		SEGURIDAD GUARDIANIA Y MANTENIMIENTO DE TRANSITO	151 días
9		**OBRAS PROVISIONALES**	**3 días**
10		ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA	3 días
11		**MOVIMIENTO DE TIERRAS**	**105 días**
12		EXCAVACION EN TERRENO ROCOSO	17 días
13		EXCAVACION EN TERRENO SEMIROCOSO	10 días
14		RELLENO MASIVO CON MATERIAL DE PRESTAMOS	10 días
15		RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	8 días
16		NIVELACION INTERIOR PARA SOLADOS	5 días
17		ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE EXCAVACIONES	7 días
18		**CONCRETO SIMPLE**	**5 días**
19		SOLADOS PARA ZAPATA f'c=100 kg/cm2	5 días
20		**CONCRETO ARMADO**	**224 días**
21		**ZAPATAS**	**59 días**
22		CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	10 días
23		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	28 días
24		**ESTRIBOS**	**28 días**
25		CONCRETO PARA ESTRIBOS f'c=280 kg/cm2	16 días
26		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	21 días
27		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PANTALLA DEL ESTRI	7 días
28		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN PANTALLA DEL EST	8 días
29		**PILARES**	**40 días**
30		CONCRETO PARA PILARES f'c=280 kg/cm2	25 días
31		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	40 días
32		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	15 días
33		**VIGAS CENTRALES Y LATERALES**	**67 días**
34		CONCRETO PARA VIGAS f'c=280 kg/cm2	35 días
35		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	60 días
36		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	45 días
37		**LOSA SUPERIOR E INFERIOR**	**69 días**
38		CONCRETO PARA LOSAS f'c=280 kg/cm2	17 días
39		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	42 días
40		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS	32 días
41		**LOSA DE APROXIMACION**	**15 días**
42		CONCRETO PARA PARA LOSAS DE APROXIMACION f'c=280 kg/cm2	4 días
43		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	7 días
44		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS DE APROXI	4 días
45		**BARRERAS DE CONCRETO**	**27 días**
46		CONCRETO PARA MUROTIPO NEW JERSEY f'c=210 kg/cm2	5 días
47		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	9 días
48		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN BARRERAS	5 días
49		**OBRAS COMPLEMENTARIAS**	**160 días**
50		**PAVIMENTOS**	**10 días**
51		PAVIMENTO RIGIDO f'c=210 kg/cm2	7 días
52		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PAVIMENTO RIGIDO	3 días
53		PAVIMENTO FLEXIBLE EN ACCESOS AL PUENTE	7 días
54		**BARANDAS**	**10 días**
55		BARANDAS METALICAS PARA PUENTE	10 días
56		**VEREDAS DE CONCRETO**	**23 días**
57		CONCRETO PARA VEREDAS f'c= 175 kg/cm2	5 días
58		ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	9 días
59		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VEREDAS	5 días
60		ACABADO, FROTACHADO Y BRUÑAS DE VEREDAS	5 días
61		PINTURA EN VEREDAS	2 días
62		**SEÑALIZACION**	**12 días**
63		PINTADO DE SEÑALIZACIONES EN EL PAVIMENTO	1 día
64		SEÑALIZACIONES INFORMATIVAS	1 día
65		SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS	1 día
66		**OTROS**	**160 días**
67		APOYO DE NEOPRENE - VIGA CAJON	10 días
68		SELLADOR ELASTOMERICO EN TOPES SISMICOS	10 días
69		JUNTAS DE DILATACION METALICAS	5 días
70		TUBOS DE DRENAJE PVC 3"	6 días
71		FIN DEL PROYECTO	0 días



Puente de Concreto Simplemete R
Fecha: mié 18/11/15

Tarea	Resumen	Hito externo	Resumen inactivo	Informe de resumen manual	Sólo fin	División crítica
División	Resumen del proyecto	Tarea inactiva	Tarea manual	Resumen manual	Fecha límite	Progreso
Hito	Tareas externas	Hito inactivo	Sólo duración	Sólo el comienzo	Tareas críticas	

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

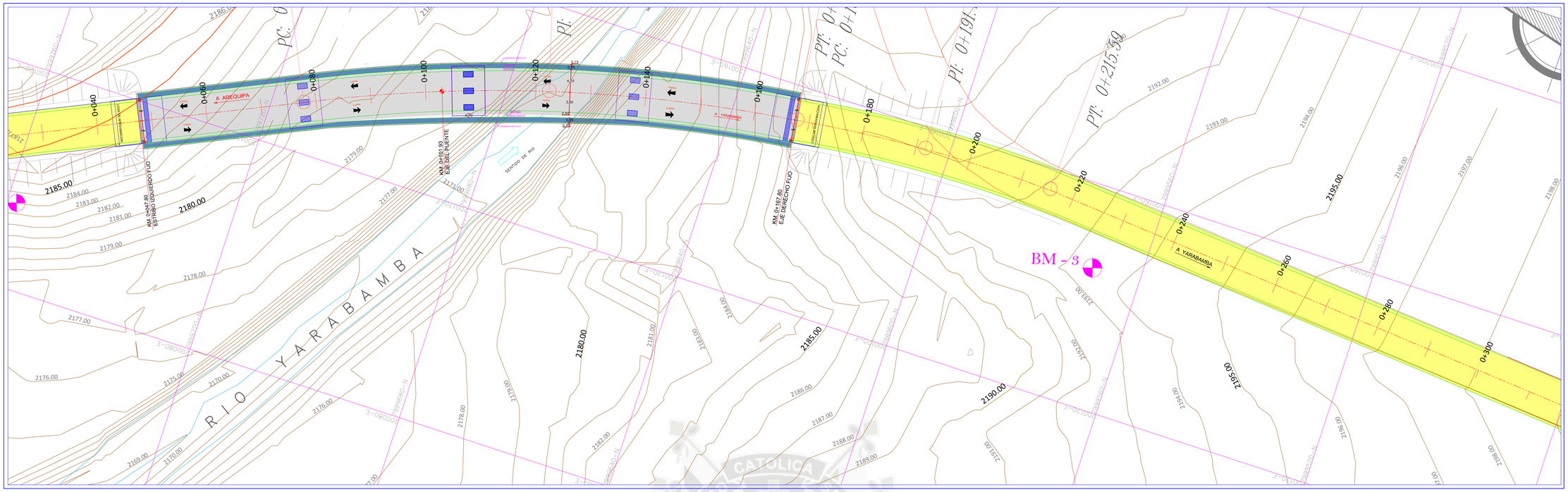
Anexos Digitales

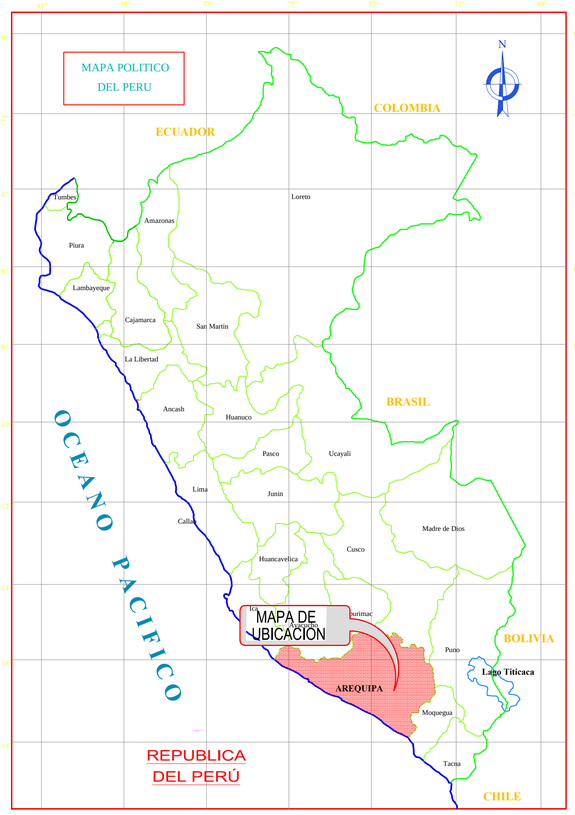
Imágenes (panel fotográfico)

Matriz de datos (Excel)

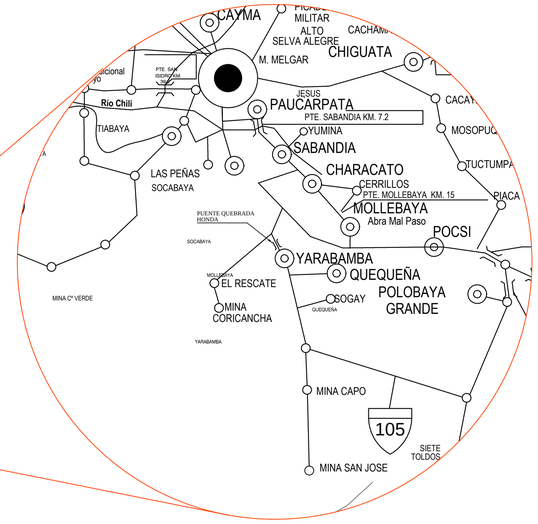
Constancia de laboratorio

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

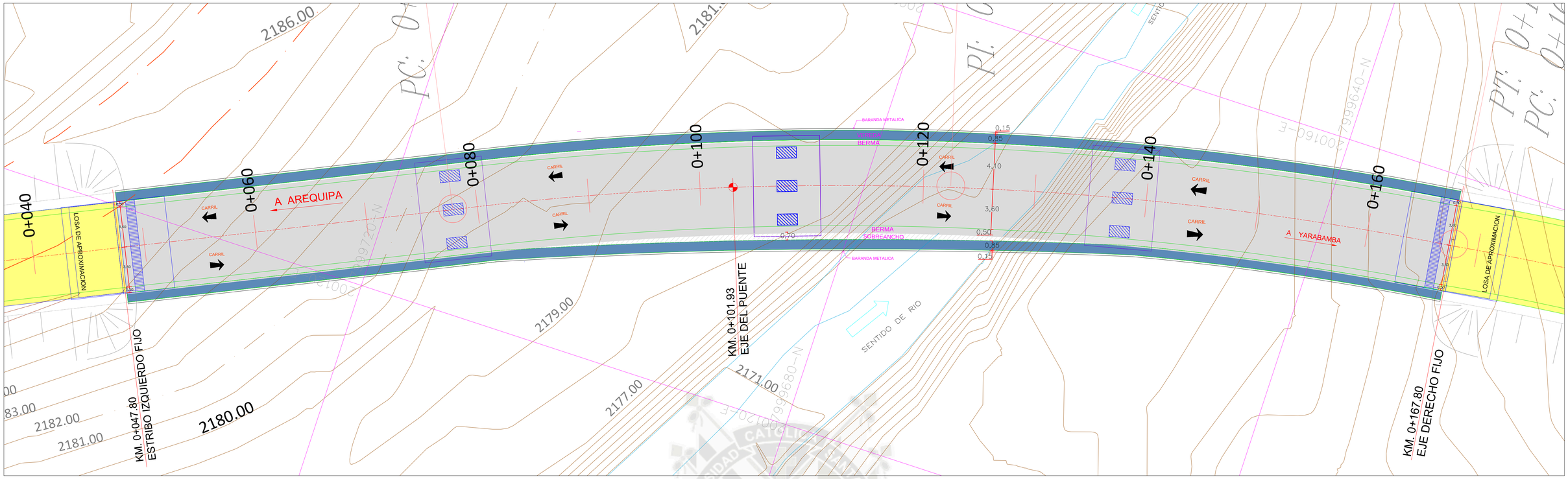




MAPA DE UBICACIÓN



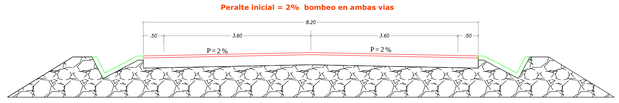
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA			
Título de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"	Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE		
Plano: UBICACION DEL PUENTE Y SUS ACCESOS	Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL		
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068802602 Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451S1	Departamento: AREQUIPA	Provincia: AREQUIPA	Distrito: YARABAMBA	Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba
Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara	Escala: 1:500	Fecha: Agosto 2015	Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS	Lamina N°: PT-01



ALINEACION DEL PL

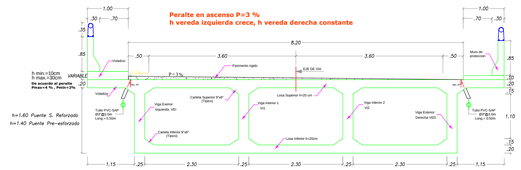
ESC: 1/200

Variacion de la superficie de rodadura por la colocacion de peralte a lo largo del tramo curvo



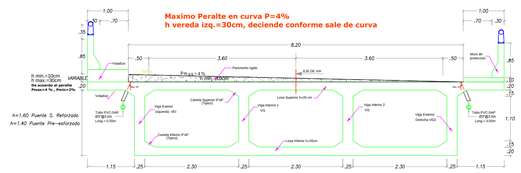
Seccion transversal del Acceso 1

Escala 1/75



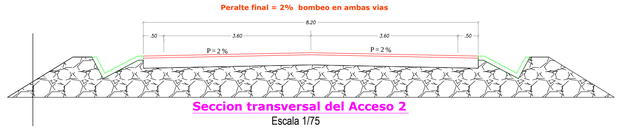
Seccion transversal Puente L=120 m
transicion a la curva 2%<P<4%

Escala 1/75



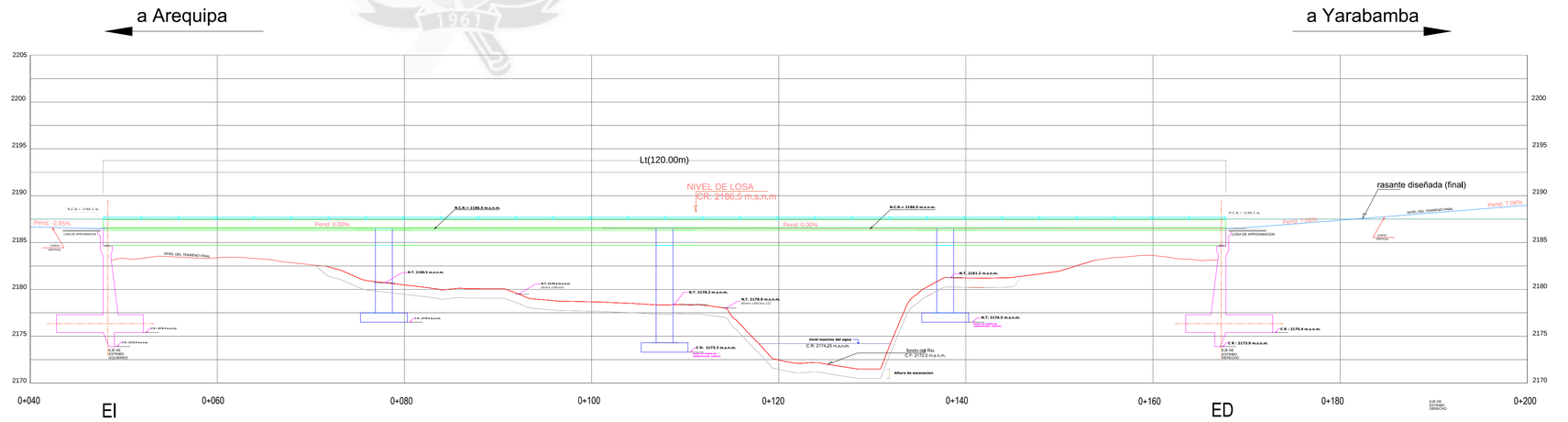
Seccion transversal Puente L=110 m
En curva P=4%

Escala 1/75



Seccion transversal del Acceso 2

Escala 1/75



Nivel de Terreno

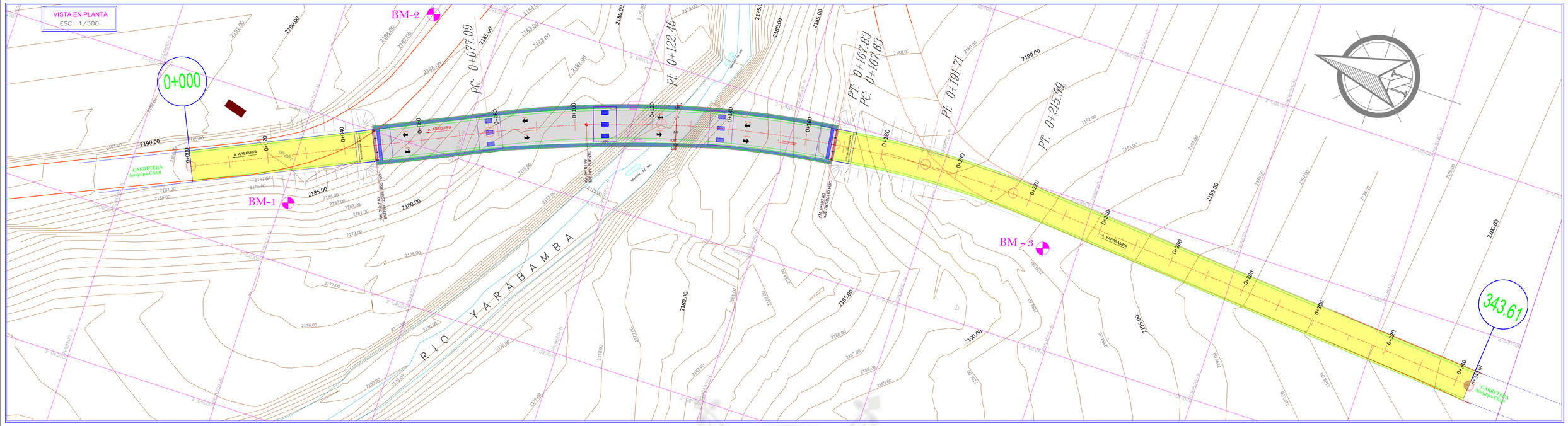
Nivel de Socavacion

Seccion Longitudinal del Puente L=120 m

escala 1/300

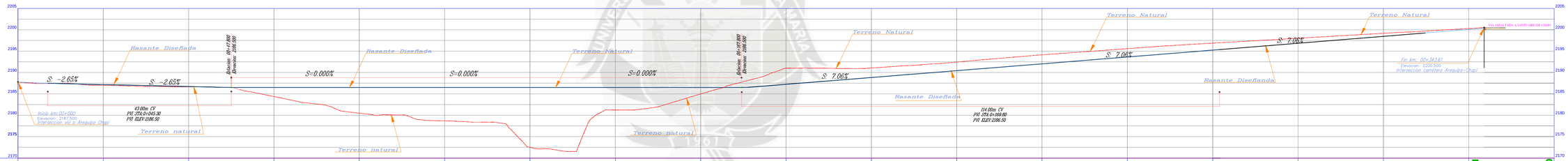
Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
	Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
Plano: VISTA EN PLANTA, PERFIL Y TRANSVERSAL DEL PUENTE	Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068020/02 Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072401/51	Departamento: AREQUIPA / Provincia: AREQUIPA / Distrito: YARABAMBA / Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba
Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara / Escala: 1:500 / Fecha: Agosto 2015	Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS
	Lamina N°: PT-02

VISTA EN PLANTA
ESC: 1/500



VISTA EN PERFIL
ESC: 1/500

PERFIL LONGITUDINAL



PROGRESIVAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+343.61	0+360.00
COTA TERRENO	2187.83	2187.01	2186.63	2184.37	2180.47	2178.67	2172.46	2181.22	2184.97	2191.00	2191.05	2192.44	2194.14	2195.59	2196.88	2198.02	2199.18	2200.30	
COTA RASANTE	2187.83	2187.34	2186.97	2186.70	2186.55	2186.50	2186.61	2186.94	2187.52	2188.32	2189.36	2190.64	2192.15	2193.76	2195.37	2196.98	2198.60	2200.21	
ALTURA DE CORTE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.68	1.69	1.81	1.99	1.83	1.51	1.04	0.58	0.10	
ALTURA DE RELLENO	0.00	0.33	0.34	2.33	6.07	7.83	14.14	5.73	2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
PENDIENTE	Dist: 47.800 Pend: -2.650%			Dist: 120.000 Pend: 0.000%						Dist: 175.810 Pend: 7.060%									

LEYENDA	
BM-	Bench Mark
△	Punto de interseccion vía-Puente
ⓒ	Punto interseccion curva Vertical PVI
Mid	Punto medio de curva
PC	Comienzo de curva
PT	Termino de curva

BENCH MARKS

Codigo	UBICACIÓN ESTE	UBICACIÓN NORTE	ALTURA (m.s.n.m.)
BM-01	200104.72	7999755.49	2188.00
BM-02	200184.41	7999724.99	2187.00
BM-03	200149.37	7999578.18	2193.00

CUADRO DE ELEMENTOS PARA TRAZO
PUENTE QUEBRADA HONDA

Elmento	Angulo	LONG. M	Punto Inicial PC	Punto Inicial NORTE	Punto Inicial ESTE	Punto Final PT	Punto Final NORTE	Punto Final ESTE	RADIO m	S A m	P %	H m.s.n.m.
												2187.85
E1	S2949'39"E	47.80	00+000.00	7999714.96	200128.72	00+047.98	7999673.62	200148.36	00.00	0.00	-2.65	2186.50
E2	S2949'39"E	30.00	00+047.98	7999673.62	200148.36	00+077.09	7999714.96	200128.72	00.00	0.00	0.00	2186.50
E3	S16º08'10"E	90.74	00+077.09	7999714.96	200128.72	00+167.83	7999628.17	200153.82	280.00	0.40	0.00	2186.50
E4	S2745'34.54"E	47.75	00+167.83	7999628.17	200153.82	00+215.59	7999580.55	200156.12	242.07	0.30	0.00	2186.50
E4	S2651'20"58"E	128.02	00+215.59	7999580.55	200156.12	00+343.61	7999452.96	200145.74	00.00	0.00	7.06	2200.50

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVAS HORIZONTALES. PUENTE QUEBRADA HONDA
ELEMENTOS GEOMETRICOS

C.Nº	S	AD	R	LC	PC	PC NORTE	PC ESTE	PI	PI NORTE	PI ESTE	PT	PT NORTE	PT ESTE	SA	P
001	D	S16º08'10"E	280.00	90.74	00+77.090	7999714.96	200128.72	00+122.46	7999673.62	200148.36	00+167.83	7999628.17	200153.82	0.4	0.00
002	D	S2945'34.54"E	242.07	47.75	00+167.83	7999628.17	200153.82	00+191.71	7999604.48	200157.33	00+215.59	7999580.55	200156.12	0.3	0.00

CUACRO DE ELEMENTOS DE CURVAS VERTICALES, PUENTE QUEBRADA HONDA - ELEMENTOS GEOMETRICOS
CURVAS VERTICALES (ASIMETRICAS)

	LONGITUD DE CURVA Long de Curva 1	LONGITUD DE CURVA Long de Curva 2	Externa E	Variacion de pendientes A (%)	PCV COTA m.s.n.m.	PCV Progresiva	PIV COTA m.s.n.m.	PIV Progresiva	PTV COTA m.s.n.m.	PTV Progresiva
C. V. 1	2.5	40.5	0.031	2.65	2187.58	0+4.80	2186.53	0+45.30	2+186.50	0+47.80
C.V. 2	2	112	0.069	7.06	2186.50	0+167.80	2186.57	0+169.80	0+281.80	2195.37

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: PLANTA, PERFIL Y TRAZO DEL PUENTE Y ACCESOS

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20088029/02
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451/51

Dibujo: Angge Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

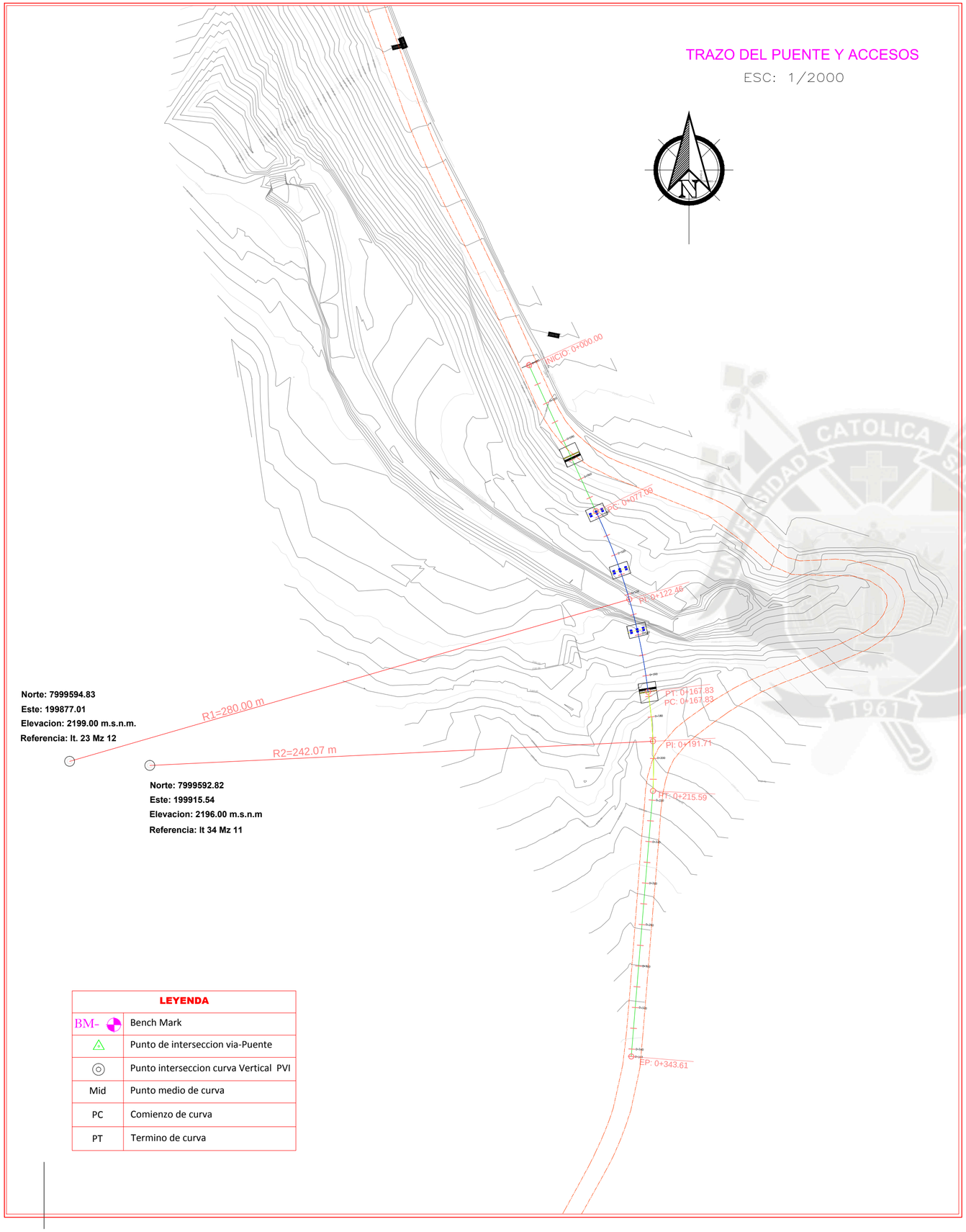
Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Lamina N°: PT-03

TRAZO DEL PUENTE Y ACCESOS

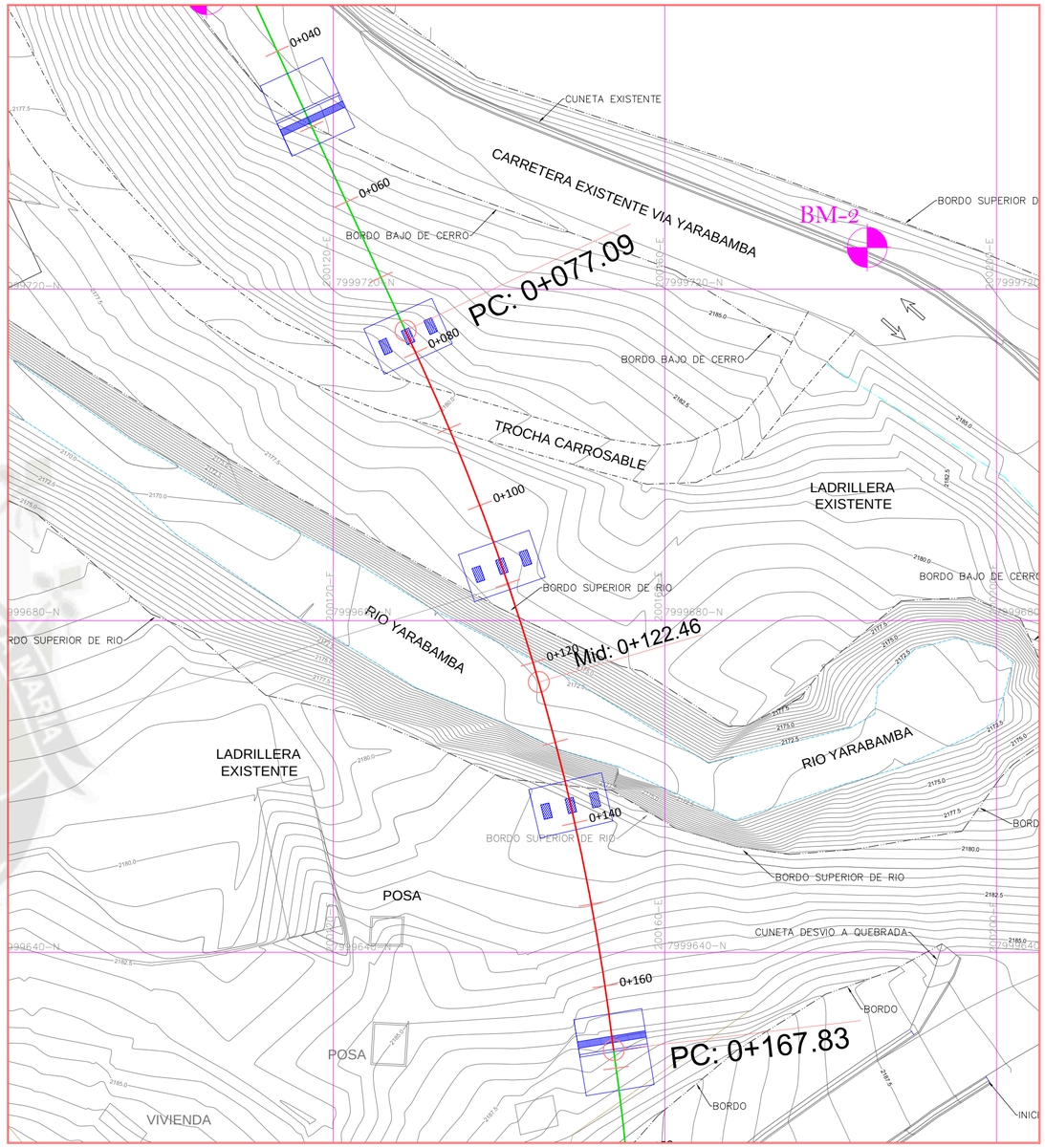
ESC: 1/2000



Norte: 7999594.83
Este: 199877.01
Elevacion: 2199.00 m.s.n.m.
Referencia: lt. 23 Mz 12

Norte: 7999592.82
Este: 199915.54
Elevacion: 2196.00 m.s.n.m
Referencia: lt 34 Mz 11

LEYENDA	
BM-	Bench Mark
△	Punto de interseccion via-Puente
◎	Punto interseccion curva Vertical PVI
Mid	Punto medio de curva
PC	Comienzo de curva
PT	Termino de curva



ALINEACION DEL PUENTE

ESC: 1/200

BENCH MARKS			
Codigo	UBICACIÓN		ALTURA (m.s.n.m.)
	ESTE	NORTE	
BM-01	200104.72	7999755.49	2188.00
BM-02	200184.41	7999724.99	2187.00
BM-03	200149.37	7999578.18	2193.00

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ALINEACION, TRAZO DE PUENTE Y ACCESOS

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

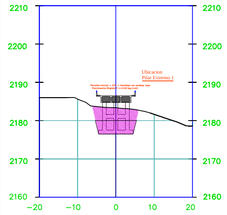
Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

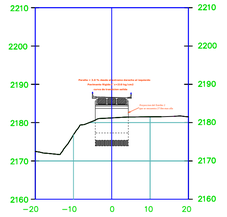
Lamina N°: PT-04

0+077.80



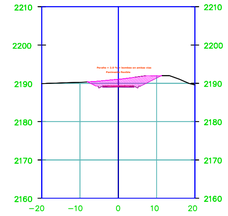
VOLUMENES TOTALES 0+077.80	
AREA DE CORTE	72.06
AREA DE RELLENO	34.91
VOLUMEN CORTE	432.36
VOLUMEN RELLENO	209.46
COTA DE TERRENO	2184.0
COTA DE RASANTE	2186.5

0+140.00



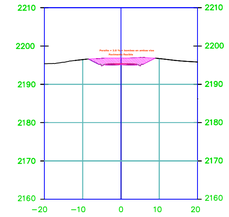
VOLUMENES TOTALES 0+140.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2181.9
COTA DE RASANTE	2186.5

0+200.00



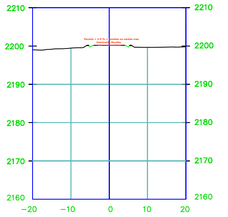
VOLUMENES TOTALES 0+200.00	
AREA DE CORTE	30.17
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	628.27
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2192.4
COTA DE RASANTE	2189.0

0+280.00



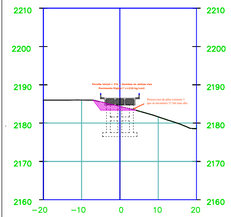
VOLUMENES TOTALES 0+280.00	
AREA DE CORTE	18.19
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	475.62
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2197.0
COTA DE RASANTE	2194.2

0+343.61



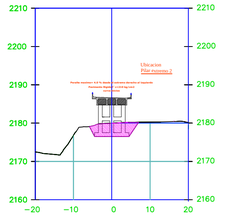
VOLUMENES TOTALES 0+340.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2200.3
COTA DE RASANTE	2200.3

0+060.00



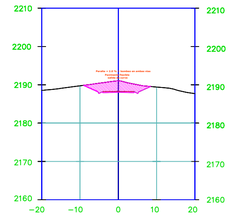
VOLUMENES TOTALES 0+060.00	
AREA DE CORTE	12.55
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	129.70
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2186.0
COTA DE RASANTE	2186.5

0+137.80



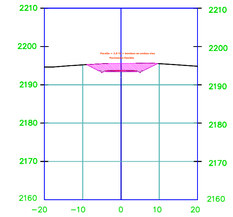
VOLUMENES TOTALES 0+137.80	
AREA DE CORTE	37.80
AREA DE RELLENO	34.10
VOLUMEN CORTE	226.80
VOLUMEN RELLENO	204.60
COTA DE TERRENO	2180.2
COTA DE RASANTE	2186.5

0+180.00



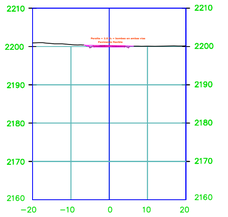
VOLUMENES TOTALES 0+180.00	
AREA DE CORTE	34.81
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	328.84
VOLUMEN RELLENO	451.44
COTA DE TERRENO	2191.0
COTA DE RASANTE	2188.3

0+260.00



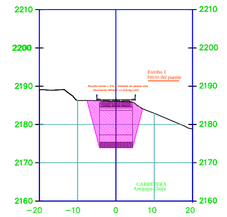
VOLUMENES TOTALES 0+260.00	
AREA DE CORTE	29.37
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	626.26
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2196.0
COTA DE RASANTE	2193.0

0+340.00



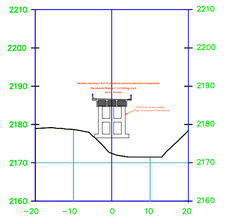
VOLUMENES TOTALES 0+340.00	
AREA DE CORTE	2.05
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	86.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2200.3
COTA DE RASANTE	2200.0

0+047.80



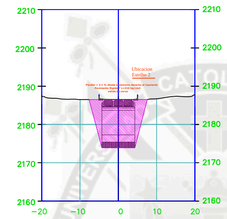
VOLUMENES TOTALES 0+160.00	
AREA DE CORTE	140.40
AREA DE RELLENO	62.31
VOLUMEN CORTE	1300.72
VOLUMEN RELLENO	569.39
COTA DE TERRENO	2186.1
COTA DE RASANTE	2186.5

0+120.00



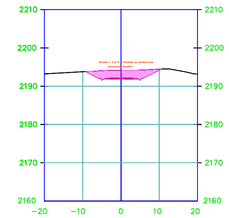
VOLUMENES TOTALES 0+120.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2172.3
COTA DE RASANTE	2186.5

0+167.80



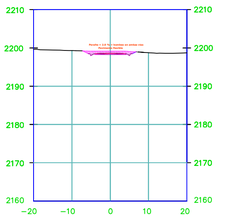
VOLUMENES TOTALES 0+167.80	
AREA DE CORTE	150.21
AREA DE RELLENO	62.31
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	2700.00
COTA DE TERRENO	2186.2
COTA DE RASANTE	2186.5

0+240.00



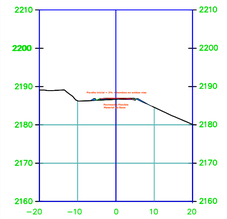
VOLUMENES TOTALES 0+240.00	
AREA DE CORTE	33.26
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	631.13
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2186.0
COTA DE RASANTE	2192.0

0+320.00



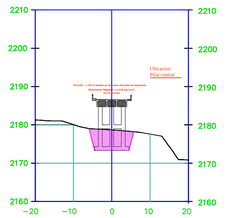
VOLUMENES TOTALES 0+320.00	
AREA DE CORTE	6.10
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	169.20
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2199.9
COTA DE RASANTE	2199.0

0+040.00



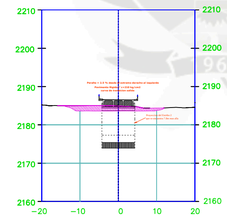
VOLUMENES TOTALES 0+040.00	
AREA DE CORTE	0.42
AREA DE RELLENO	2.49
VOLUMEN CORTE	4.19
VOLUMEN RELLENO	51.60
COTA DE TERRENO	2186.2
COTA DE RASANTE	2186.5

0+107.80



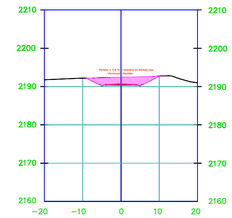
VOLUMENES TOTALES 0+107.80	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	236.16
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	3692.08
COTA DE TERRENO	2179.2
COTA DE RASANTE	2186.5

0+160.00



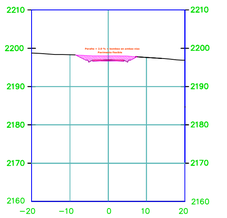
VOLUMENES TOTALES 0+160.00	
AREA DE CORTE	63.07
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	2700.00
COTA DE TERRENO	2185.1
COTA DE RASANTE	2186.5

0+220.00



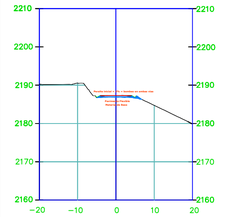
VOLUMENES TOTALES 0+220.00	
AREA DE CORTE	29.85
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	596.62
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2193.6
COTA DE RASANTE	2190.0

0+300.00



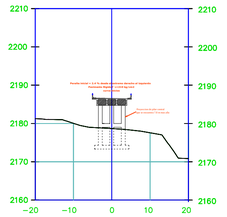
VOLUMENES TOTALES 0+300.00	
AREA DE CORTE	10.82
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	241.30
VOLUMEN RELLENO	290.10
COTA DE TERRENO	2198.3
COTA DE RASANTE	2197.0

0+020.00



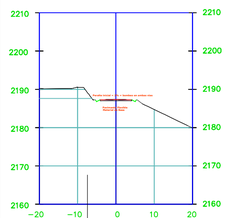
VOLUMENES TOTALES 0+020.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	2.67
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2186.5
COTA DE RASANTE	2187.0

0+100.00



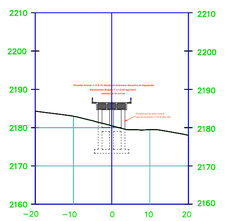
VOLUMENES TOTALES 0+100.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2179.0
COTA DE RASANTE	2186.5

0+000.00



VOLUMENES TOTALES 0+000.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2187.2
COTA DE RASANTE	2187.5

0+080.00



VOLUMENES TOTALES 0+080.00	
AREA DE CORTE	0.00
AREA DE RELLENO	0.00
VOLUMEN CORTE	0.00
VOLUMEN RELLENO	0.00
COTA DE TERRENO	2180.6
COTA DE RASANTE	2186.5

TABLA VOLUMENES TOTALES

PROGRESIVA	Area de Relleno	Area de Corte	Volumen de Relleno	Volumen de Corte	Acumulacion Volumen de Relleno	Acumulacion Volumen de Corte
0+020.00	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+040.00	2.49	0.42	51.60	4.19	51.60	4.19
0+047.80	62.31	140.40	569.39	1300.72	620.99	1304.91
0+060.00	0.00	12.55	0.00	129.70	620.99	1434.61
0+077.80	34.91	72.08	209.46	432.36	830.45	1866.97
0+080.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	830.45	1866.97
0+137.80	34.10	37.80	204.60	226.80	1035.05	2093.77
0+140.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1035.05	2093.77
0+160.00	0.00	63.07	0.00	630.70	1035.05	2724.47
0+167.80	62.31	150.21	650.79	1300.00	1685.79	4024.47
0+180.00	0.00	34.81	0.00	348.10	1685.79	4372.57
0+200.00	0.00	30.17	0.00	628.27	1685.79	5000.84
0+220.00	0.00	29.85	0.00	596.62	1685.79	5597.46
0+240.00	0.00	33.26	0.00	631.13	1685.79	6228.59
0+260.00	0.00	29.37	0.00	626.26	1685.79	6854.85
0+280.00	0.00	18.19	0.00	475.62	1685.79	7330.47
0+300.00	0.00	10.82	0.00	290.10	1685.79	7620.57
0+320.00	0.00	6.10	0.00	169.20	1685.79	7789.77
0+340.00	0.00	2.05	0.00	86.00	1685.79	7875.77
0+343.61	0.00	0.00	0.00	0.00	1685.79	7875.77

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: SECCIONES TRANSVERSALES

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068020602
Bach. JARA TUIRPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451S1

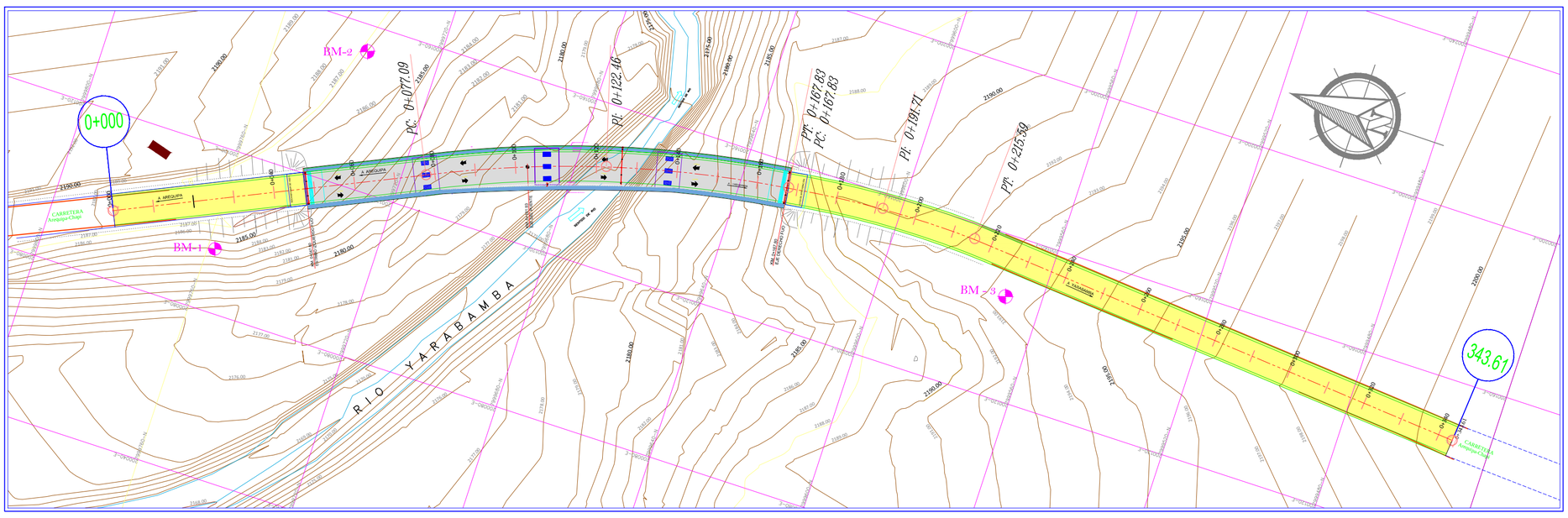
Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Lamina N°: PT-05

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

VISTA EN PLANTA
ESC: 1/900



PERFIL LONGITUDINAL 0+000 — 0+343.61

VISTA EN PERFIL
ESC horizontal: 1/900
ESC vertical: 1/90

INICIO PROGRESIVA = 0+000.00
ELEVACION = 2187.700

PVI Progresiva:0+045.30
PVI Elevacion:2186.50
K:7.05
LC:43.00
PCV.: 0+04.80
Elevacion: 2187.58
PTV.: 0+047.80
Elevacion: 2186.50

PVI Progresiva:0+169.80
PVI Elevacion:2186.50
K:6.41
LC:114.00
PCV.: 0+167.80
Elevacion: 2186.50
PTV.: 0+281.80
Elevacion: 2195.37

FIN PROGRESIVA = 0+343.61
ELEVACION = 2200.500

S=-2.65%
S=-0.00%
S=7.06%

Curva vertical 1
Correccion 0.000 0.002 0.006 0.017 0.030 0.031 0.02 0.011 0.0012
Posicion 43.0m 33.0m 23.0m 13.0m 3.0m 2.5m 2.0m 1.5m 0.5m

Curva vertical 2
Correccion 0.000 0.017 0.039 0.069 0.055 0.027 0.014 0.00 0.00
Posicion 0.00m 1.00m 1.50m 2.00m 33.0m 63.0m 93.0m 103.0m 114.0m

PROGRESIVA:	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+343.61
COTA TERRENO:	2187.83	2187.01	2186.63	2184.37	2180.47	2178.67	2172.46	2181.22	2184.97	2191.00	2191.05	2192.44	2194.14	2195.59	2196.88	2198.02	2199.18	2200.30	
COTA RASANTE:	2187.83	2187.34	2186.97	2186.70	2186.55	2186.50	2186.61	2186.94	2187.52	2188.32	2189.36	2190.64	2192.15	2193.76	2195.37	2196.98	2196.98	2200.21	
ALTURA DE CORTE:	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.68	1.69	1.81	1.99	1.83	1.51	1.04	0.58	0.1	
ALTURA DE RELLENO:	0.00	0.33	0.34	2.33	0.00	0.00	0.00	0.00	2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
ALINEAMIENTO:		L=77.09m			L=90.74m R=280.00m PI=1					L=47.75m R=242.07m PI=2		L=128.02m							
PENDIENTE:		Dist: 47.800 Pend: -2.650%			Dist: 120.000 Pend: 0.000%					Dist: 175.810 Pend: 7.060%									

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ELEVACION EN PERFIL

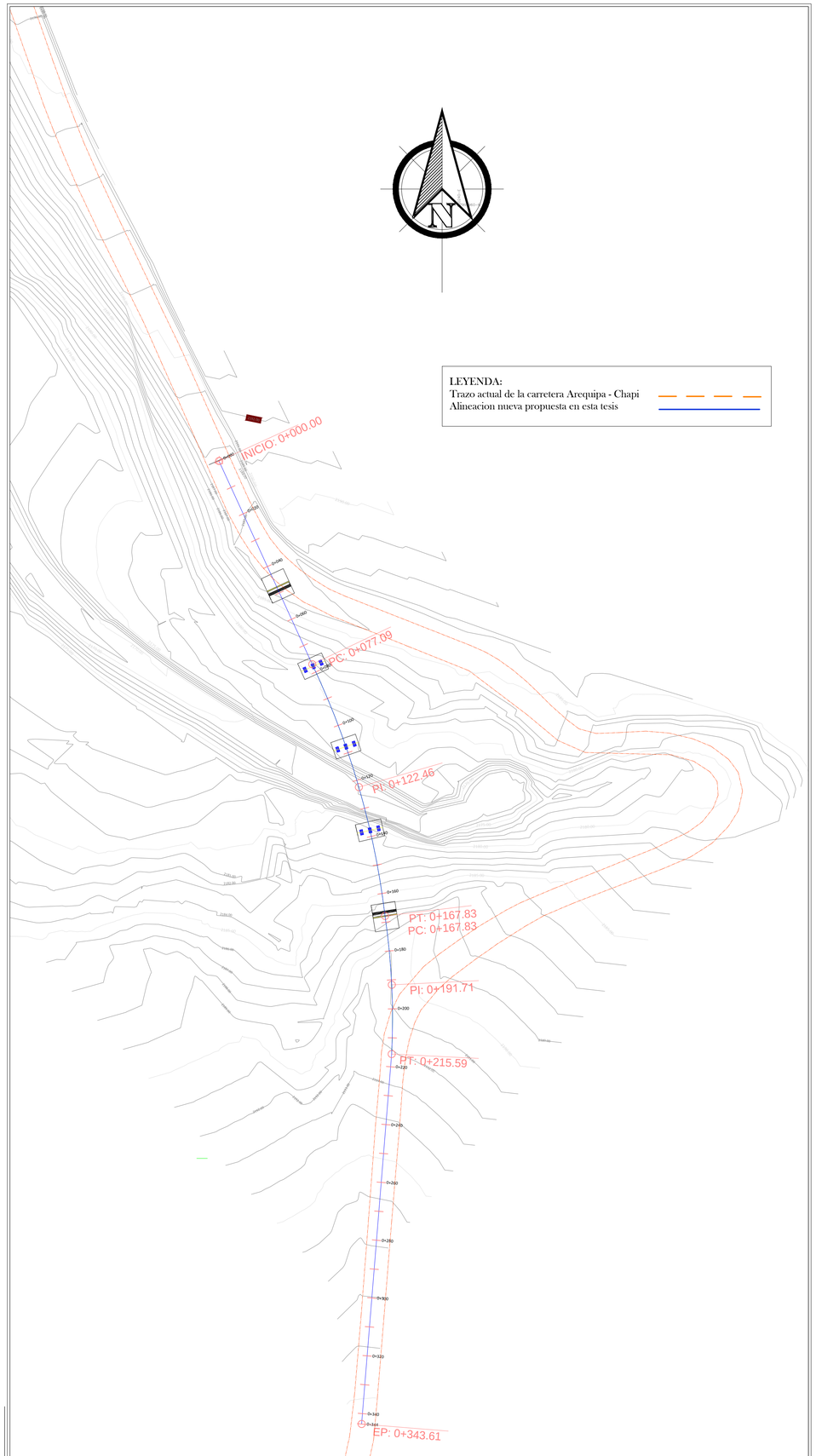
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

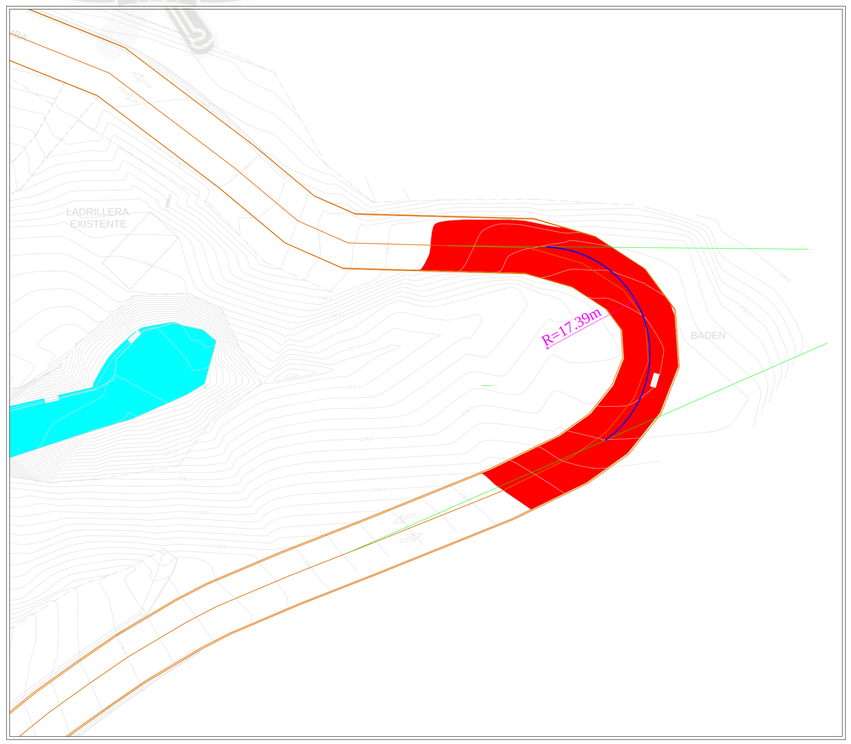
Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Lamina N°: PT-06





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: TRAZO ACTUAL DE LA CARRETERA AREQUIPA - CHAPI TRAMO: KM 6 + 100 AL KM 6 + 439

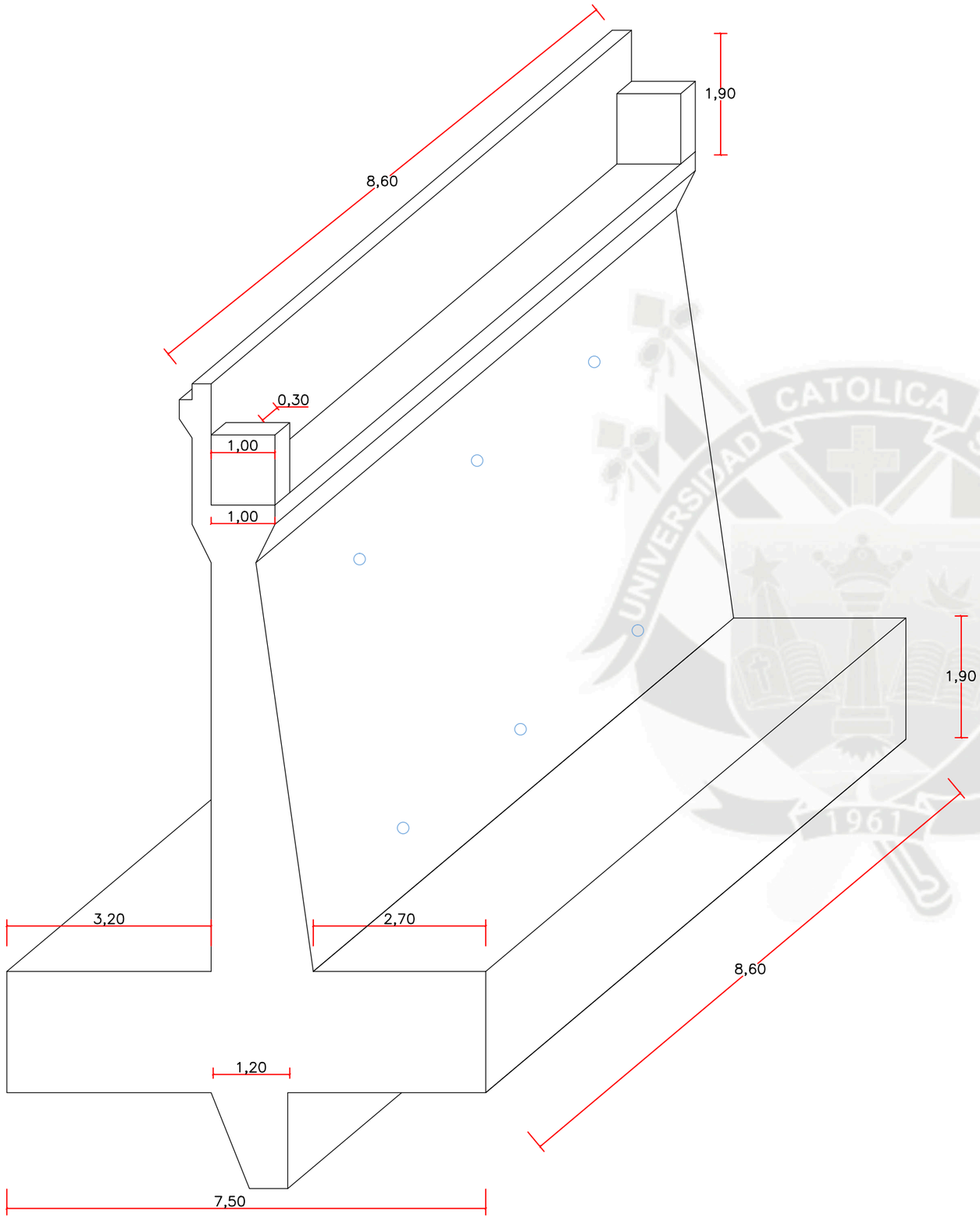
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068020602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451S1

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

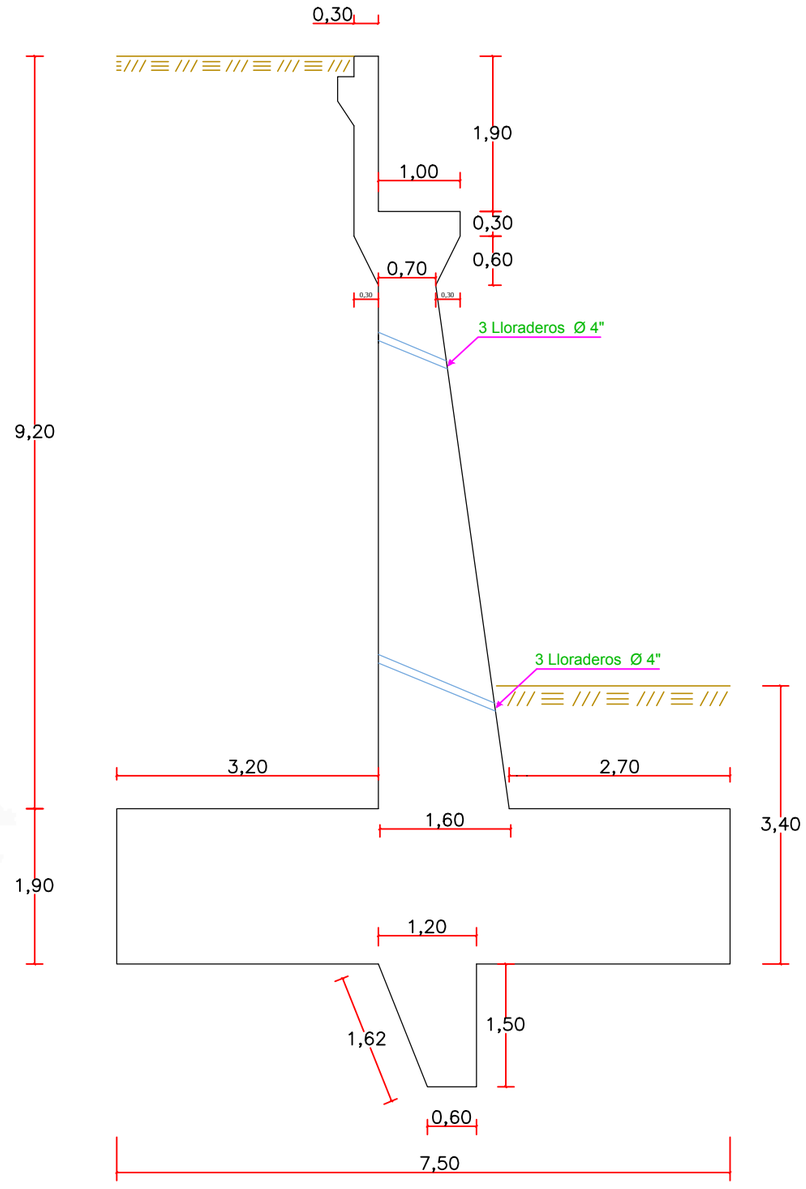
Alternativa: AMBAS ALTERNATIVAS

Lamina N°: PT-07



VISTA EN PERSPECTIVA ESTRIBOS

ESC.: 1/100



ELEVACION LATERALESTRIBO

ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano:
PERFIL ISOMETRICO DE ESTRIBOS

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

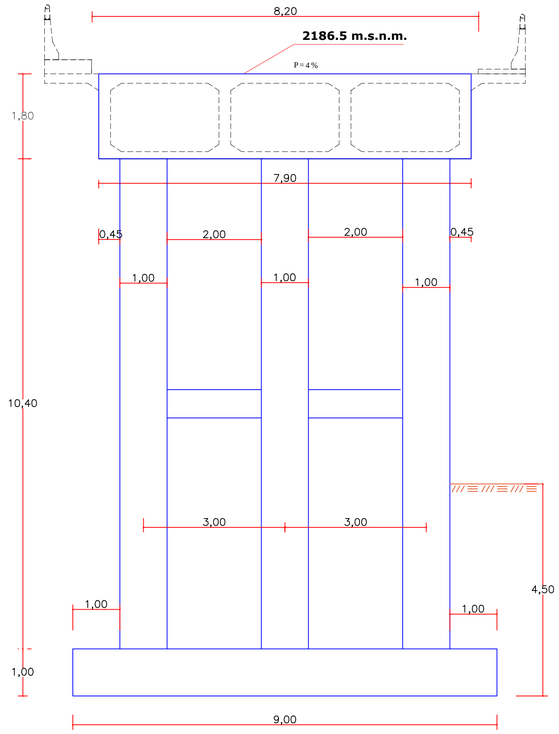
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: 1:500
Fecha: Agosto 2015

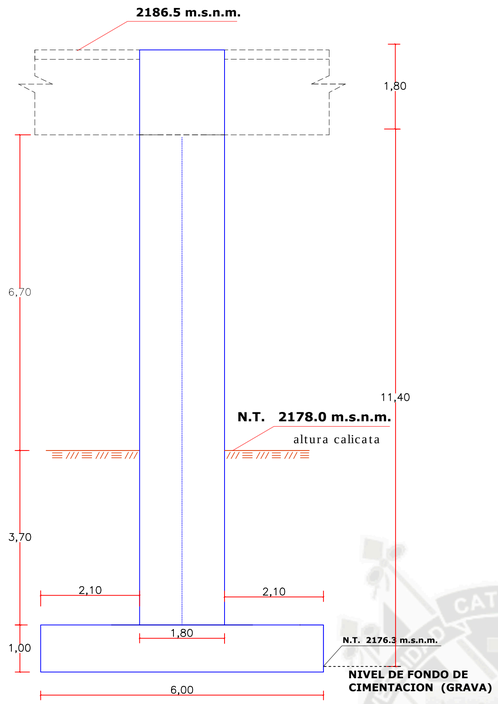
Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°:
AR-01

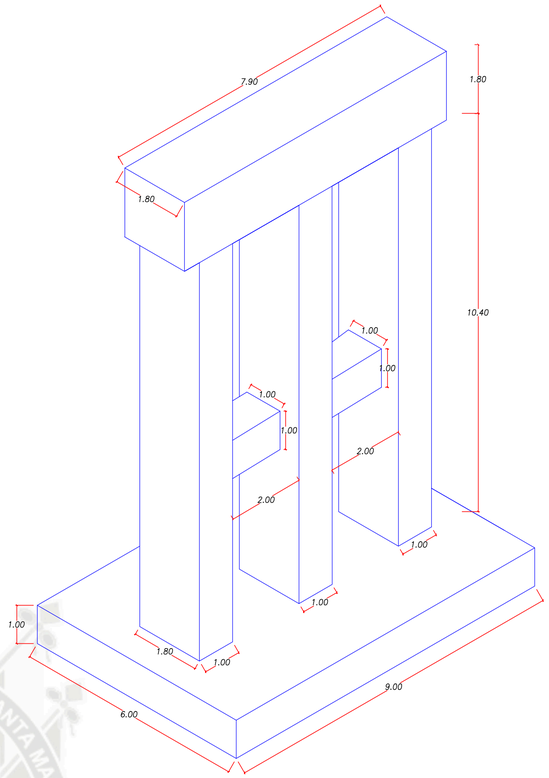


ELEVACION - VISTA FRONTAL PILAR 2

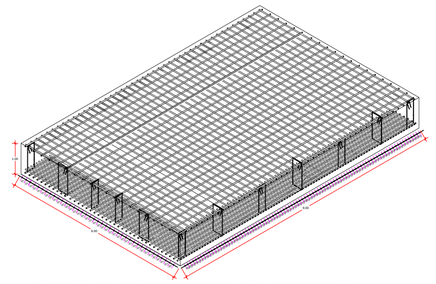
ESC: 1/75



ELEVACION - VISTA LATERAL PILAR 2



DETALLE ISOMETRICO DE PILAR CENTRAL



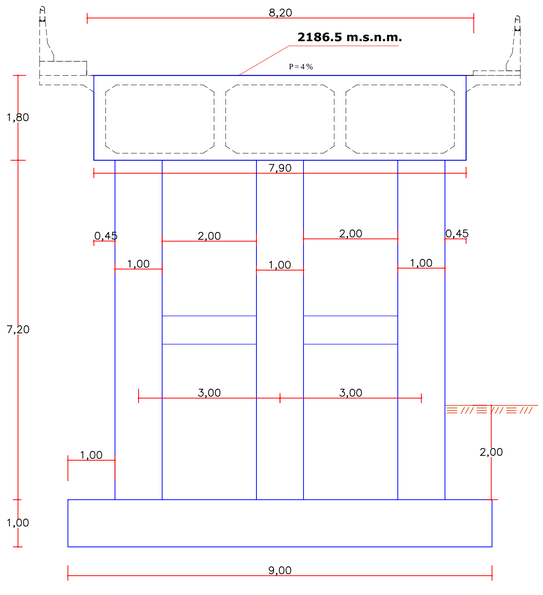
DETALLE ISOMETRICO DE ESTRIBOS ESTABILIZADORES EN LOSA DE ZAPATAS

ESC: 1/100

NOTAS:

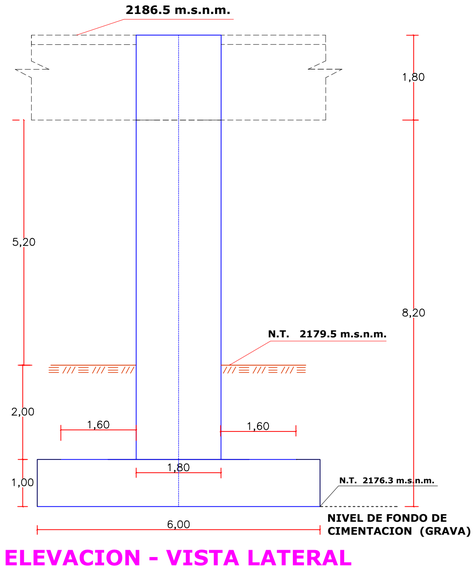
1.–LOS ESTRIBOS ESTABILIZADORES TENDRAN UN DIAMETRO DE 1/2" Y ESTARAN DISTRIBUIDOS EN TODA LA BASE DE LA ZAPATA TAL Y COMO MUESTRA E DIBUJO ISOMETRICO (TIPICO EN ZAPATAS) DE LA SIGUIENTE FORMA.
LONGITUDINALMENTE, EN 9 METROS: A 1.5 METROS ESTRIBOS EN AMBOS SENTIDOS – INTERCALADO
TRANSVERSALMENTE, EN 6 METROS: A 1.0 METROS ESTRIBOS EN AMBOS SENTIDOS – INTERCALADO

2.–EL REFUERZO ES COLCOADO CON EL OBJETIVO DE SOPORTAR LA MALLA SUPERIOR DE ACERO



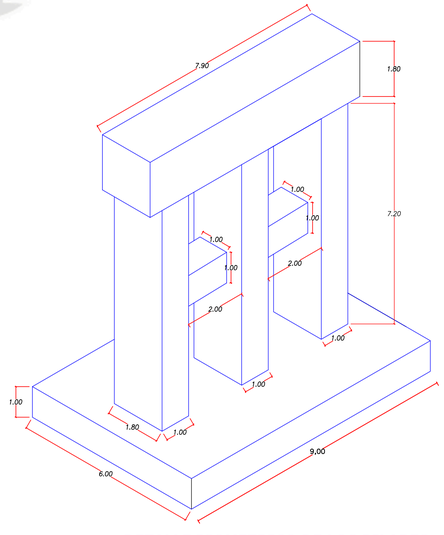
ELEVACION - VISTA FRONTAL PILARES 1 Y 3

ESC: 1/75



ELEVACION - VISTA LATERAL PILARES 1 Y 3

ESC: 1/75



DETALLE ISOMETRICO DE LOS PILARES EXTREMOS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	*SUBESTRUCTURA:* COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:

CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :

CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:

CAPA SUPERIOR ____ 4.0 cm
CAPA INFERIOR ____ 5.0 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ARQUITECTURA PILAR CENTRAL Y EXTREMOS ISOMETRICO DE PILARES

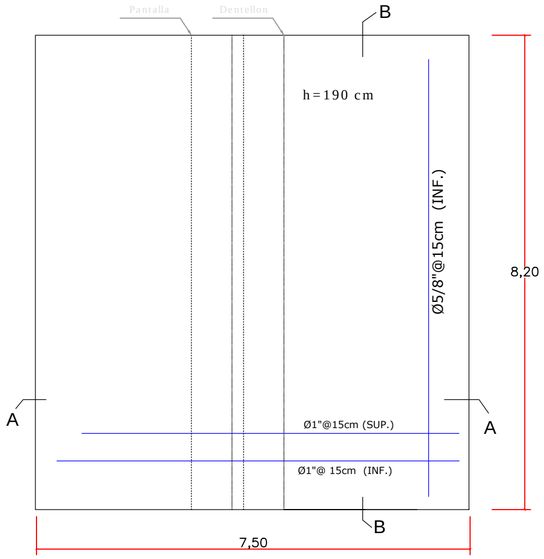
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068023922
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451S1

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

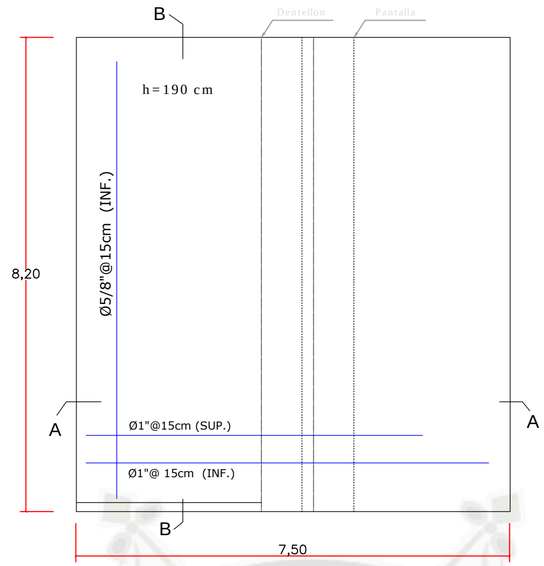
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: AR-02



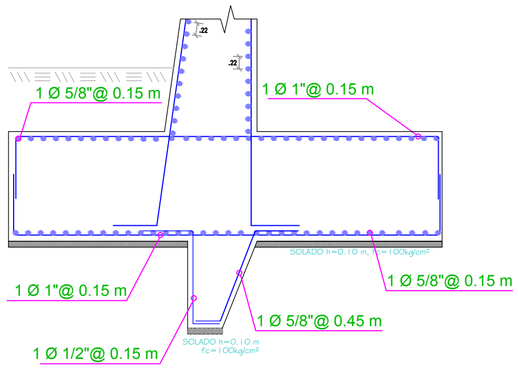
ZAPATA DE ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/75



ZAPATA DE ESTRIBO IZQUIERDO

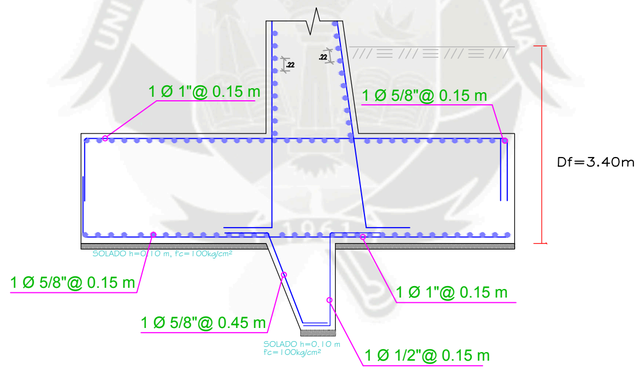
ESC.: 1/75



SECCION A-A VISTA LATERAL

ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/75



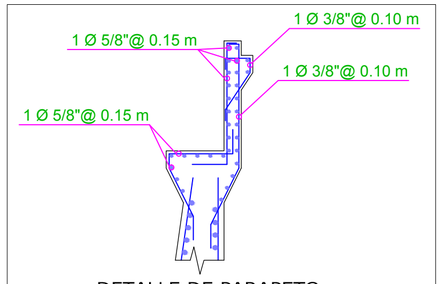
SECCION A-A VISTA LATERAL

ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/75

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	M3	134.2	134.2
Pantalla principal	M3	63.30	63.30
Cabezal	M3	8.52	8.52
Muro parapeto	M3	5.68	5.68
Total		211.7	211.7

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	KG	6,187.7	6,187.7
Pantalla principal	KG	6,461.52	6,461.52
Cabezal	KG	360.25	360.25
Muro parapeto	KG	841.53	841.53
Total		**13,851.00**	**13,851.00**



DETALLE DE PARAPETO

ESC.: 1/75

RESUMEN DE METRADOS EN SUB-ESTRUCTURA					
Item	**Descripcion**	**E. Derecho**	**E.Izquierdo**	**Total**	**Und**
01	Excavacion	946.22	794.96	1741.18	m3
02	Cº solado	64.50	64.50	129.00	m2
03	Concreto f'c=280kg/cm2	211.7	211.7	423.4	m3
04	Encofrados y desencofrado	188.86	188.86	377.72	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	13 851.00	13 851.00	27 702.00	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: PANTALLA ESTRIBO ZAPATA ESTRIBO	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

PANTALLA:

CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm

CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :

CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm

CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Título de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: REFUERZO ZAPATA DE ESTRIBOS

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara

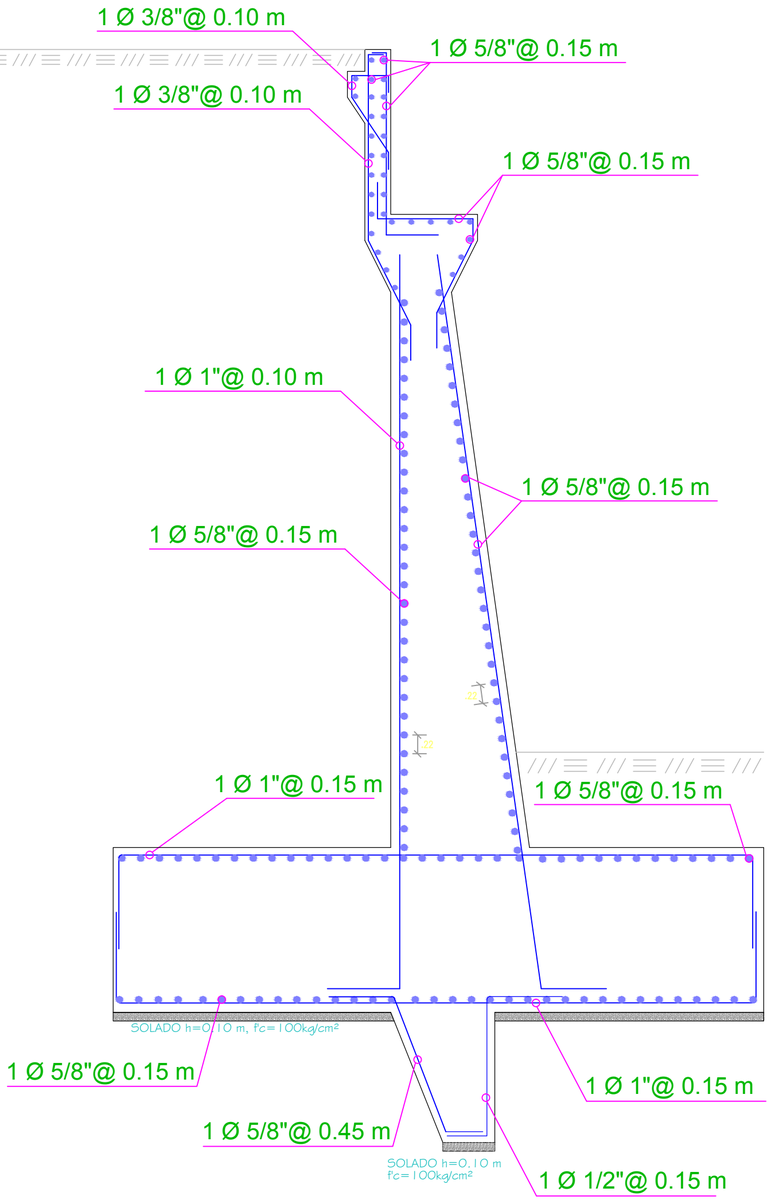
Escala: 1:500

Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

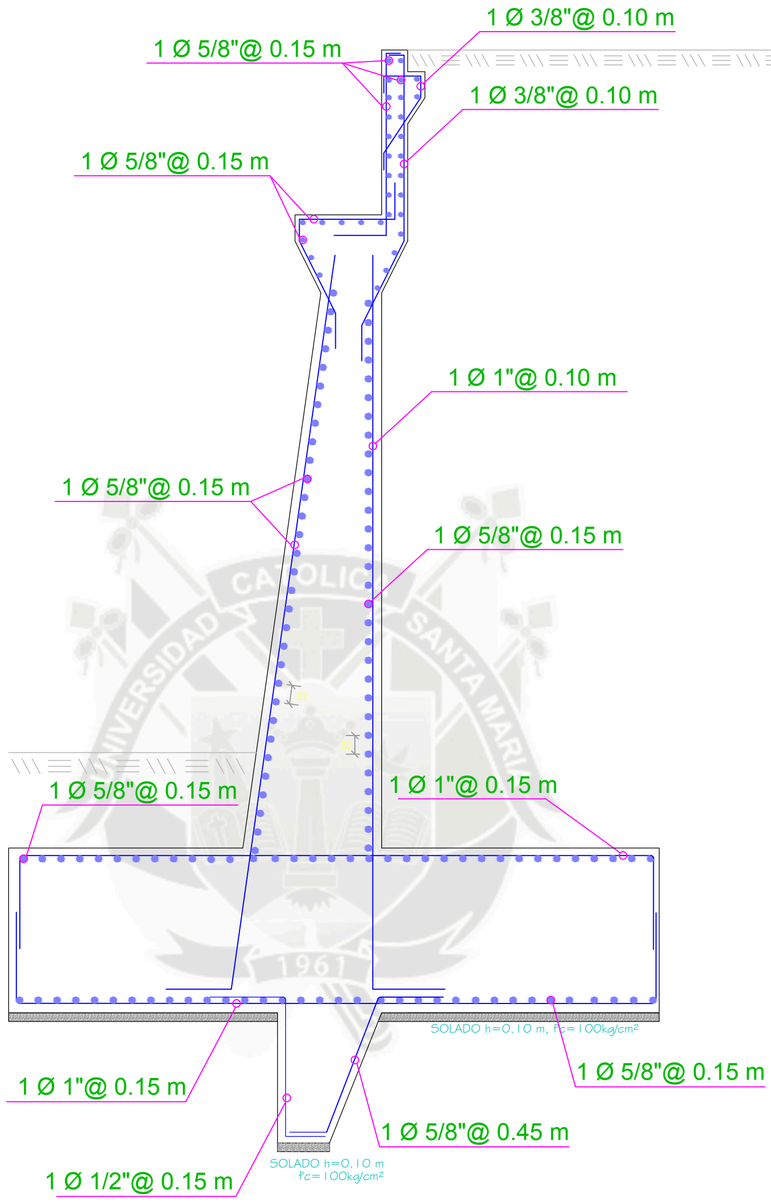
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-01



ELEVACION - VISTA LATERAL ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/50



ELEVACION - VISTA LATERAL ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/50

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	M3	134.2	134.2
Pantalla principal	M3	63.30	63.30
Cabezal	M3	8.52	8.52
Muro parapeto	M3	5.68	5.68
Total		211.7	211.7

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	KG	6,187.7	6,187.7
Pantalla principal	KG	6,461.52	6,461.52
Cabezal	KG	360.25	360.25
Muro parapeto	KG	841.53	841.53
Total		**13,851.00**	**13,851.00**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: PANTALLA ESTRIBO ZAPATA ESTRIBO	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

PANTALLA:
- CAPA EXTERIOR — 3.0 cm
- CAPA INTERIOR — 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR — 7.5 cm
- CAPA INFERIOR — 7.5 cm

RESUMEN DE METRADOS EN SUB-ESTRUCTURA					
Item	**Descripcion**	**E. Derecho**	**E.Izquierdo**	**Total**	**Und**
01	Excavacion	946.22	794.96	1741.18	m3
02	C° solado	64.50	64.50	129.00	m2
03	Concreto f'c=280kg/cm2	211.7	211.7	423.4	m3
04	Encofrados y desencofrado	188.86	188.86	377.72	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	13 851.00	13 851.00	27 702.00	kg

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano:
ARMADURA DE CUERPO DE ESTRIBOS

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

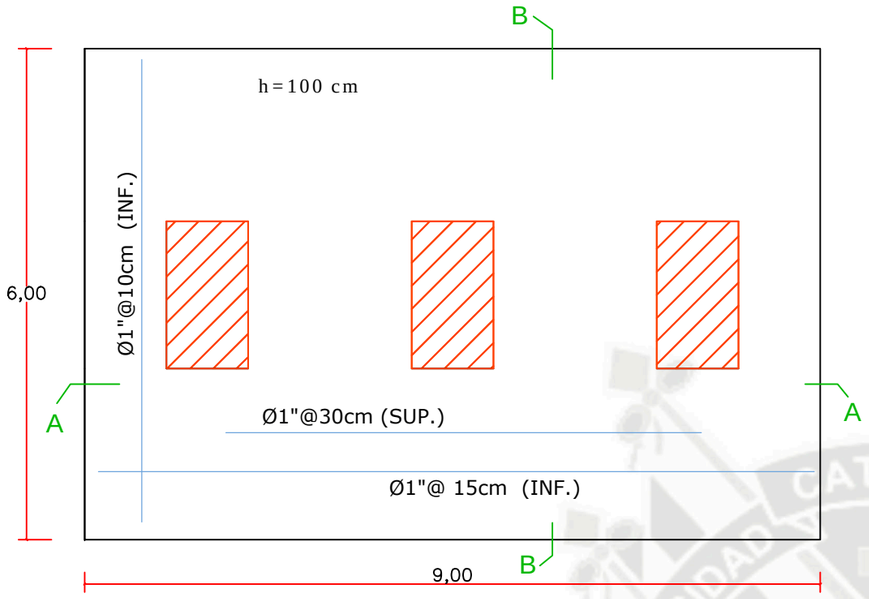
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

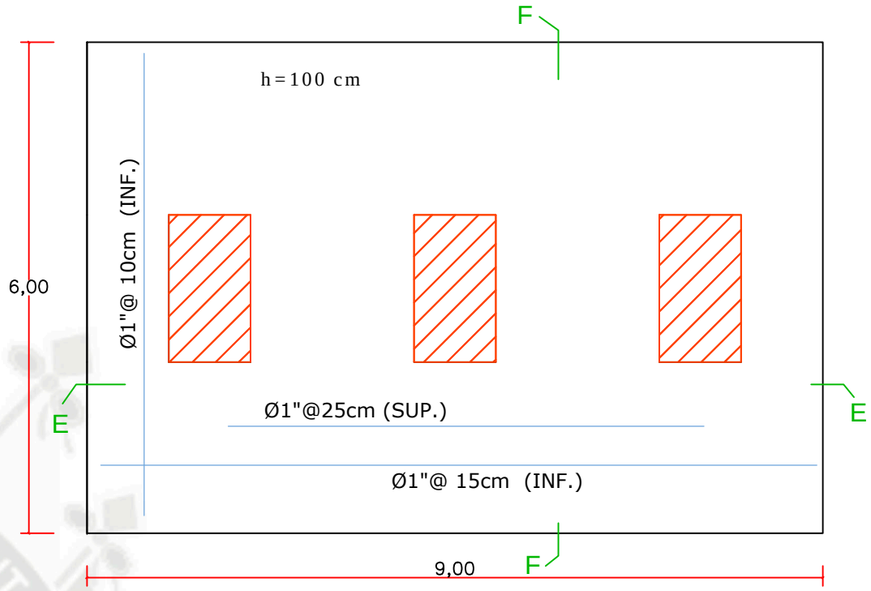
Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: 1:500
Fecha: Agosto 2015

Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

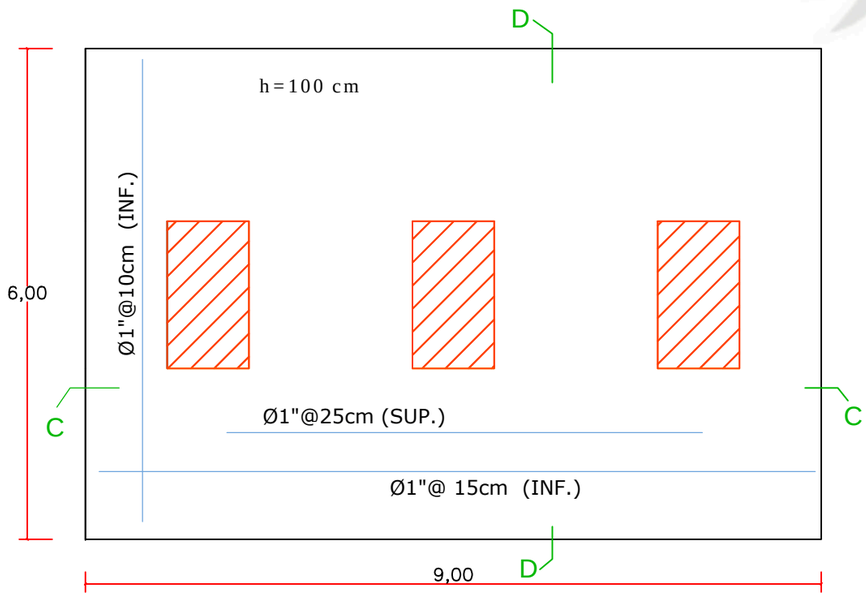
Lamina N°:
ER-02



ZAPATA DE PILAR EXTREMO 1
ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES
ESC: 1/75



ZAPATA DE PILAR EXTREMO 2
ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES
ESC: 1/75



ZAPATA DE PILAR CENTRAL
ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES
ESC: 1/75

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	KG	12 106.84	6156.88
Columnas	KG	29 947.56	18 575.56
Viga cabezal	KG	2 390.97	1 135.79
Viga intermedia	KG	2 874.47	1 463.72
	Total	47,319.84	27,331.95

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2

SUBESTRUCTURA:
COLUMNAS PILARES
VIGA CABEZAL PILAR
VIGA INTERMEDIA PILAR

CEMENTO : PORTLAND TIPO I
AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:
COLUMNAS:
CAPA EXTERIOR — 3.0 cm
CAPA INTERIOR — 4.0 cm
ZAPATA :
CAPA SUPERIOR — 7.5 cm
CAPA INFERIOR — 7.5 cm
VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
CAPA SUPERIOR — 4.0 cm
CAPA INFERIOR — 5.0 cm

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano:
REFUERZO DE ZAPATA DE PILARES EN PLANTA

Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: Indicada
Fecha: Agosto 2015

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

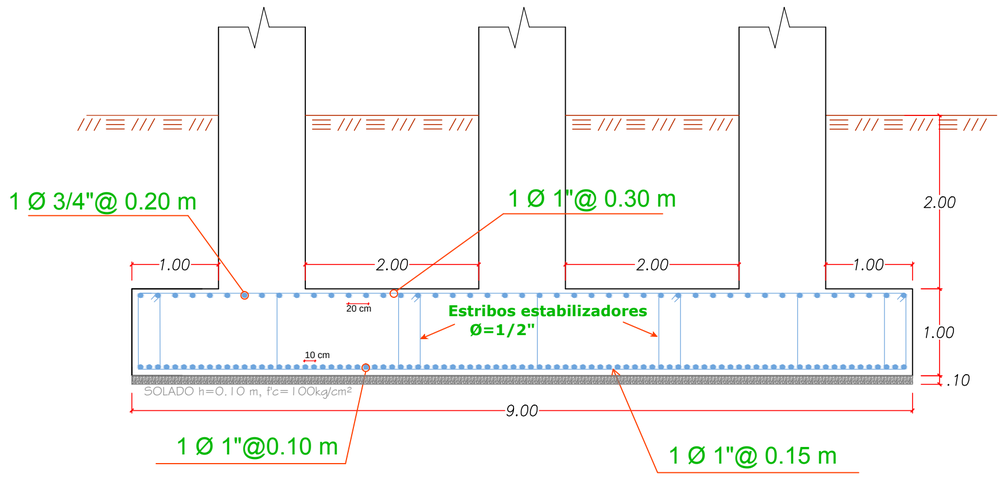
Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

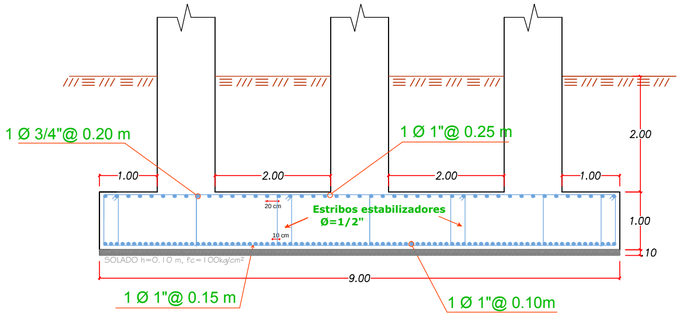
Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°:
ER-03



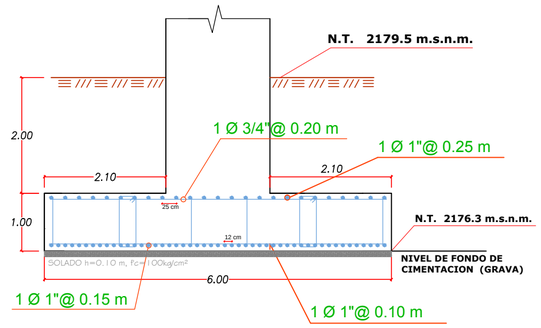
CORTE A-A
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR EXTREMO 1

ESC: 1/50



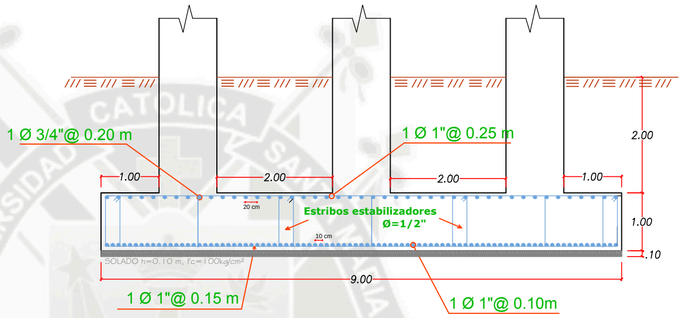
CORTE C-C
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR CENTRAL

ESC: 1/75



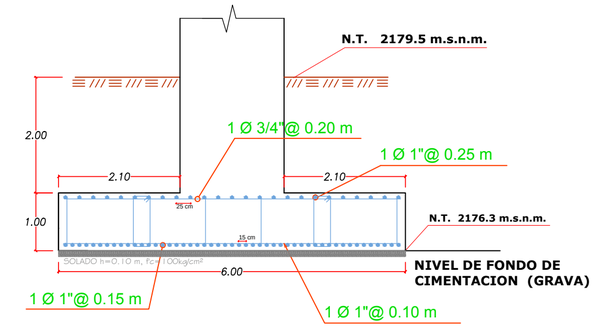
CORTE D-D
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR CENTRAL

ESC: 1/75



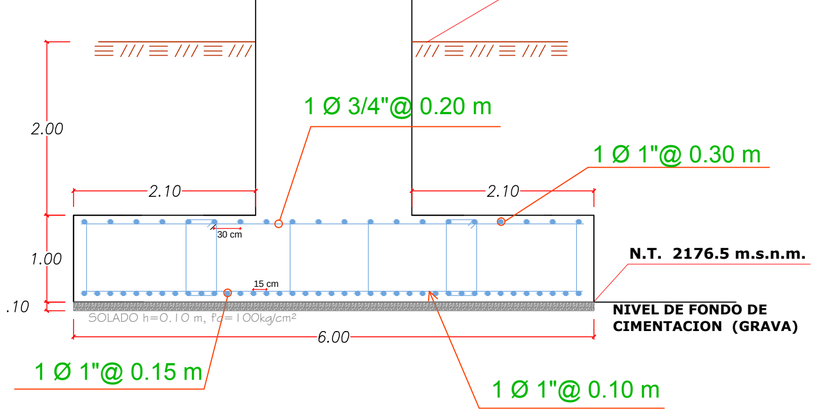
CORTE E-E
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR EXTREMO 2

ESC: 1/75



CORTE F-F
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR EXTREMO 2

ESC: 1/75



CORTE B-B
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR EXTREMO 1

ESC: 1/50

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	77.76	56.16
Viga cabezal	M3	51.19	25.60
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	**244.95**	**139.76**

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	KG	12 106.84	6156.88
Columnas	KG	29 947.56	18 575.56
Viga cabezal	KG	2 390.97	1 135.79
Viga intermedia	KG	2 874.47	1 463.72
	Total	47,319.84	27,331.95

RESUMEN DE METRADOS EN PILARES			
Item	**Descripción**	**Metrado**	**Unidad**
01	Excavacion	1223.64	m3
02	Concreto en solado	162.00	m3
03	Concreto f´c=280 kg/cm2	384.71	m3
04	Encofrado y desencofrado	612.06	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	74 651.79	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2

SUBESTRUCTURA:
COLUMNAS PILARES
VIGA CABEZAL PILAR
VIGA INTERMEDIA PILAR

- CEMENTO : PORTLAND TIPO I
- AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
- ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR — 3.0 cm
- CAPA INTERIOR — 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR — 7.5 cm
- CAPA INFERIOR — 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR — 4.0 cm
- CAPA INFERIOR — 5.0 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y prestforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: REFUERZO DE ZAPATA DE PILARES EN PERFIL

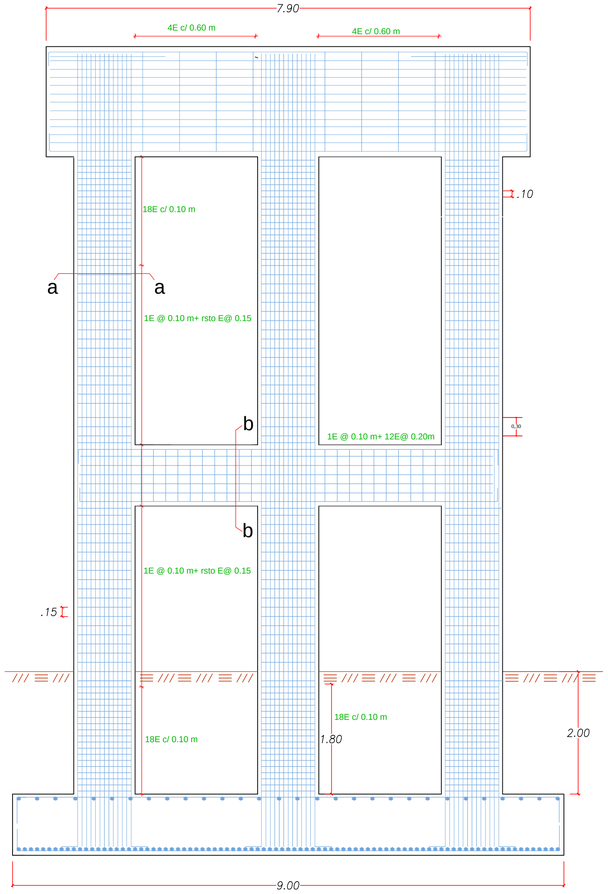
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

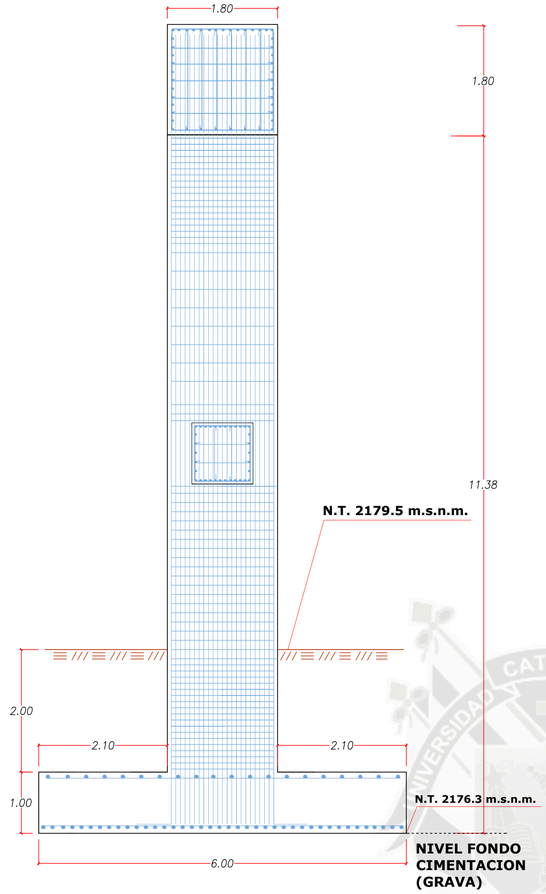
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-04



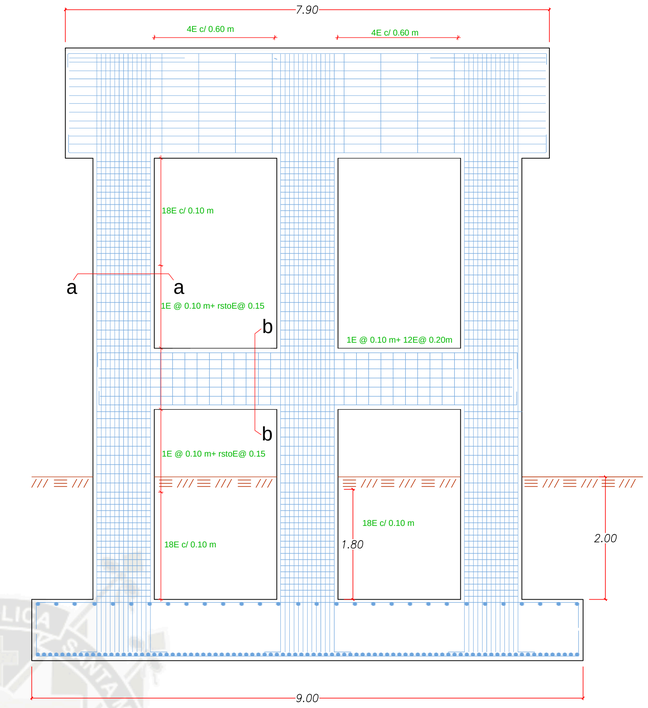
ELEVACION - VISTA FRONTAL PILARES CENTRAL 2

ESC: 1/50



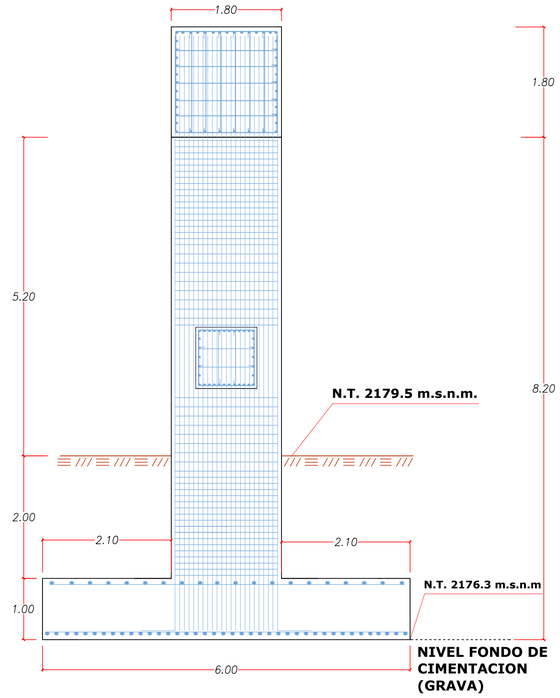
ELEVACION - VISTA LATERAL PILARE CENTRAL 2

ESC: 1/50



ELEVACION - VISTA FRONTAL PILARES EXTREMOS

ESC: 1/50



ELEVACION - VISTA LATERAL PILARES EXTREMOS

ESC: 1/50

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	KG	12 106.84	6156.88
Columnas	KG	29 947.56	18 575.56
Viga cabezal	KG	2 390.97	1 135.79
Viga intermedia	KG	2 874.47	1 463.72
	Total	47,319.84	27,331.95

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	77.76	56.16
Viga cabezal	M3	51.19	25.60
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	**244.95**	**139.76**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	*SUBESTRUCTURA:* COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:

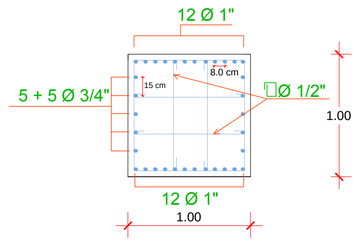
- CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
- CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :

- CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
- CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

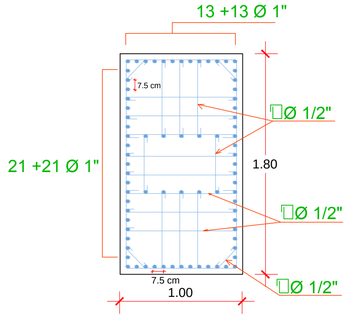
VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:

- CAPA SUPERIOR ____ 4.0 cm
- CAPA INFERIOR ____ 5.0 cm



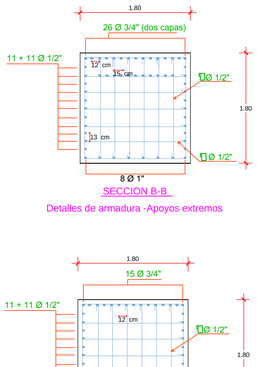
CORTE b-b Armadura viga intermedia

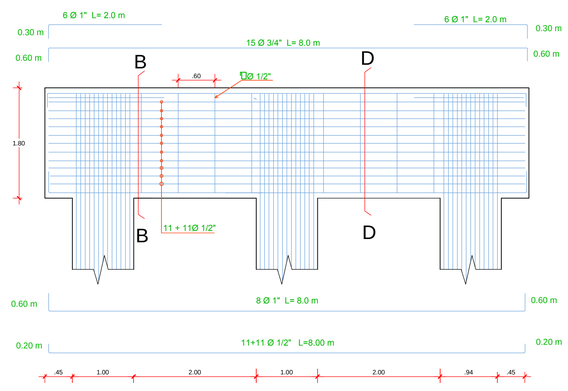
ESC: 1/25



CORTE a-a Armadura longitudinal de columnas (tipica)

ESC: 1/25





CABEZAL DE PILAR - VISTA FRONTAL

ESC: 1/50

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: DETALLES ARMADURA COLUMNAS VIGAS DIAFRAGMA E INTERMEDIA DE PILARES

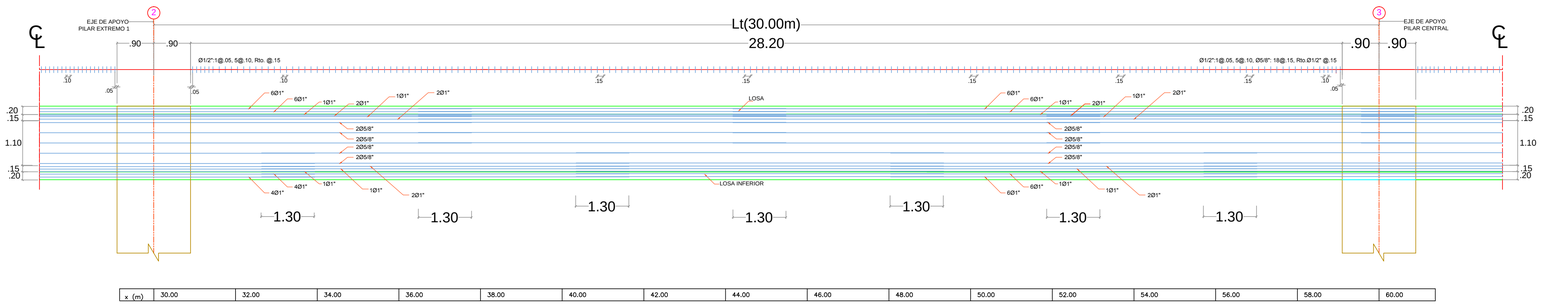
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20066828182
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujó: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

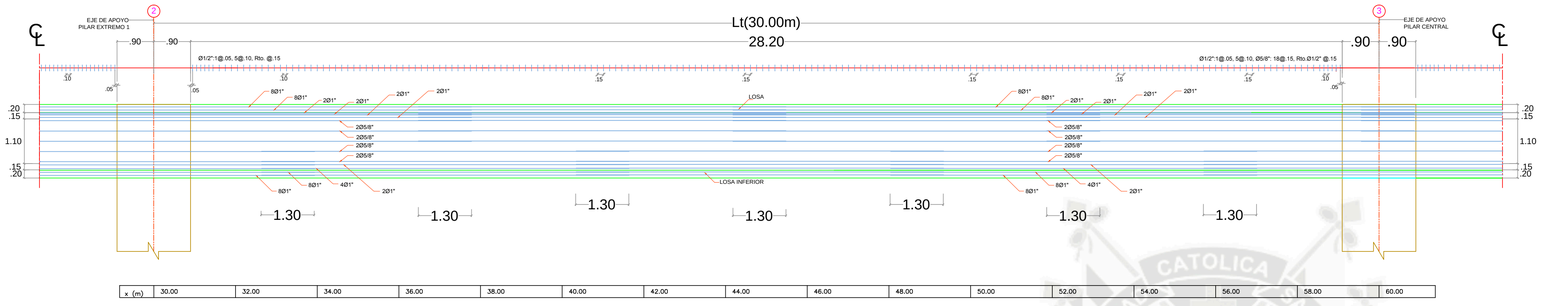
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-05



ELEVACION VIGAS VED y VEI - TRAMO 02

ESC: 1/75

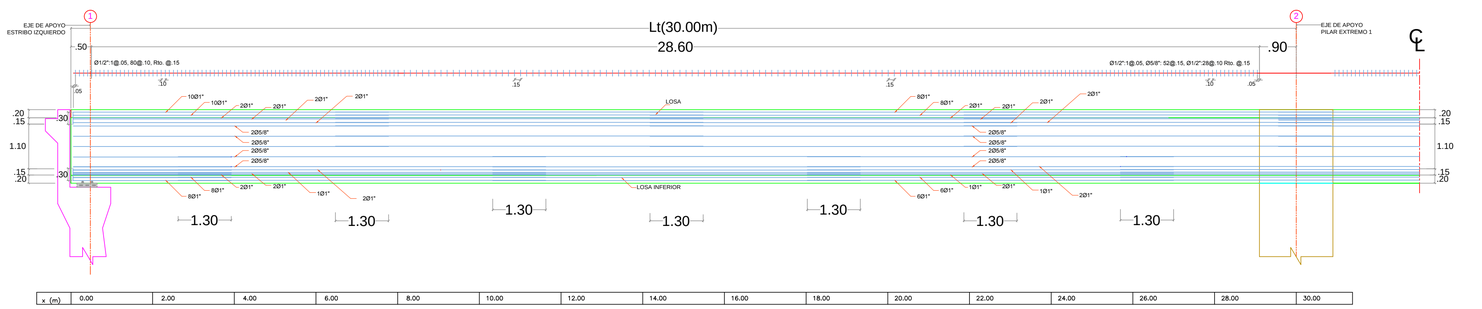


ELEVACION VIGA VI1 y VI2 - TRAMO 02

ESC: 1/75

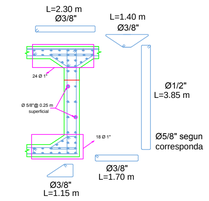
ELEVACION VIGAS VED y VEI - TRAMO 01

ESC: 1/75



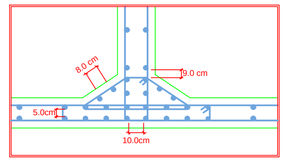
ELEVACION VIGA VI1 y VI2 - TRAMO 01

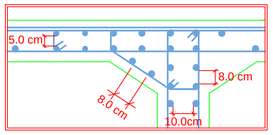
ESC: 1/75



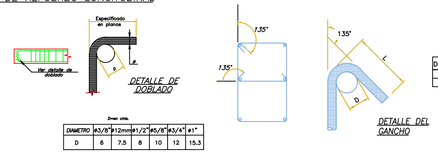
Armadura de viga
Tramo 01

ESC: 1/50





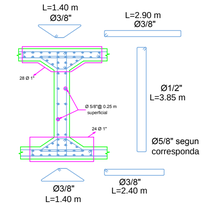
DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



Diametro	D(mm)	L(mm)
Ø3/8"	38	105
Ø1/2"	51	115

3mm mm

DIAMETRO	#3/8"	#12mm	#1/2"	#5/8"	#3/4"	#1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3



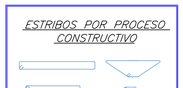
Armadura de viga
Tramo 01

ESC: 1/50

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

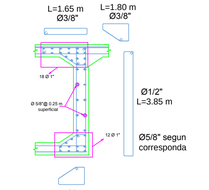
ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0

ESTRIBOS POR PROCESO CONSTRUCTIVO



RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=280kg/cm2	206.40	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	119,126.96	kg



Armadura de viga
Tramo 02

ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas : f'c=280 kg/cm2

Concreto Losa : f'c=280 kg/cm2

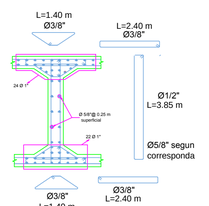
Acero : fy=4200 kg/cm2

— RECUBRIMIENTO MINIMO

Viga : 3cm

— NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93



Armadura de viga
Tramo 02

ESC: 1/50

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 1 Y 2

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068026002; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451

Dibujó: Anggie Vargas Jimmy Jara

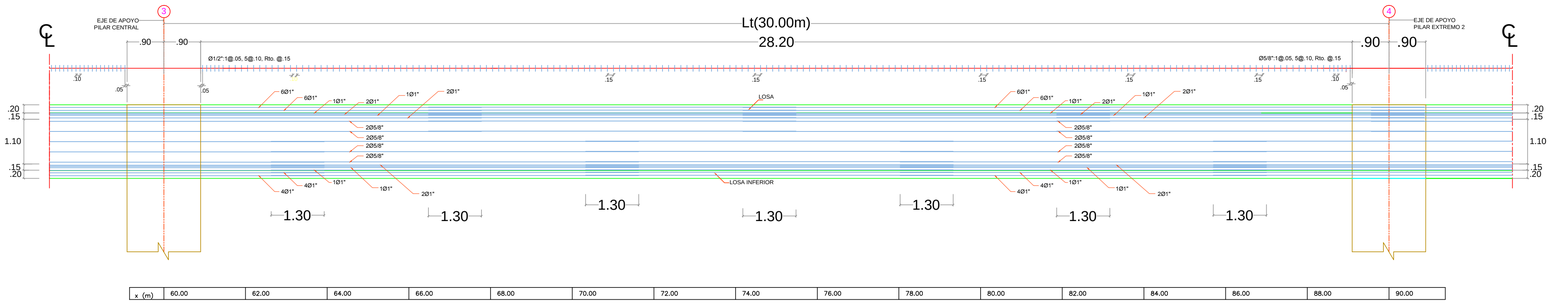
Escala: 1:500

Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

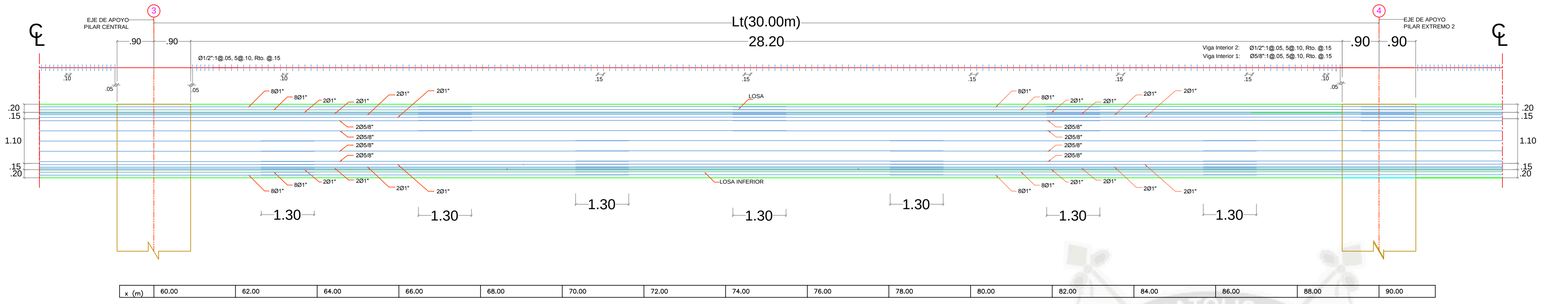
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-06



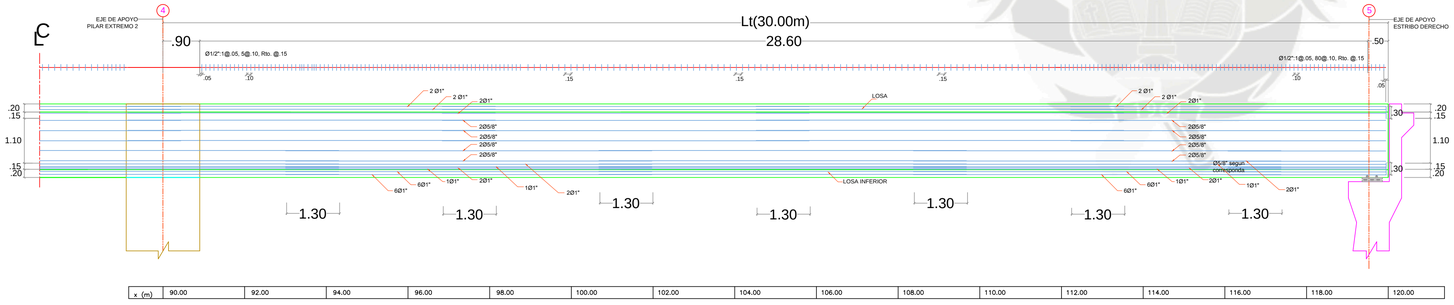
ELEVACION VIGAS VED y VEI - TRAMO 03

ESC: 1/75



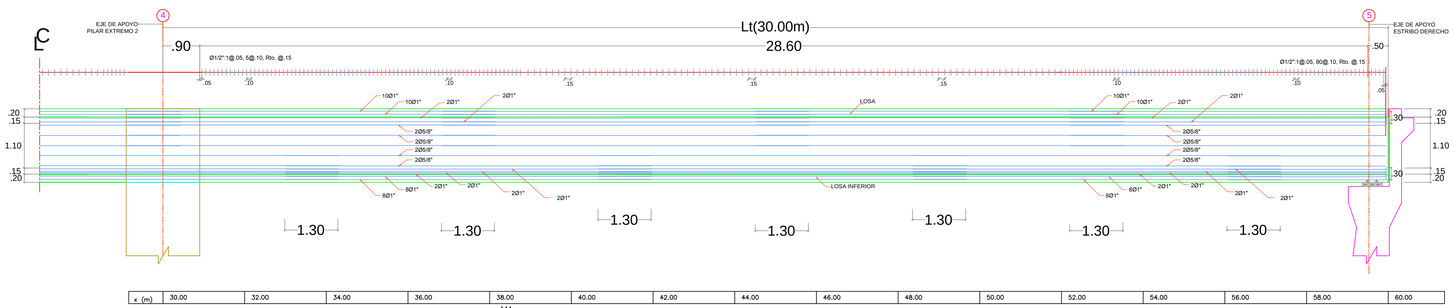
ELEVACION VIGA VI1 y VI2 - TRAMO 03

ESC: 1/75



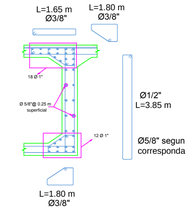
ELEVACION VIGAS VED y VEI - TRAMO 04

ESC: 1/75



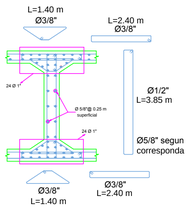
ELEVACION VIGA VI1 y VI2 - TRAMO 04

ESC: 1/75



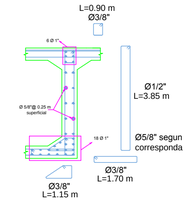
Armadura de viga Tramo 03

ESC: 1/50



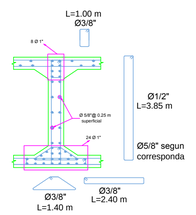
Armadura de viga Tramo 03

ESC: 1/50



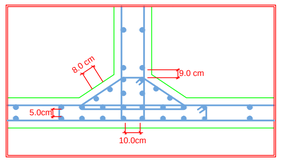
Armadura de viga Tramo 04

ESC: 1/50

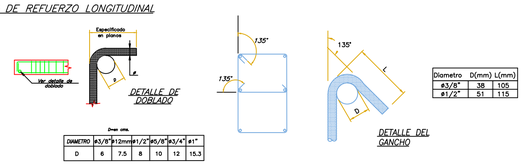


Armadura de viga Tramo 04

ESC: 1/50



DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



Diam mm

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=280kg/cm2	206.40	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	119,126.96	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas : f'c=280 kg/cm2

Concreto Losa : f'c=280 kg/cm2

Acero : fy=4200 kg/cm2

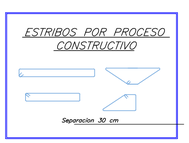
— RECUBRIMIENTO MINIMO

Viga : 3cm

— NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93

ESTRIBOS POR PROCESO CONSTRUCTIVO



Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 3 Y 4

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068003602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451151

Dibujo: Angge Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

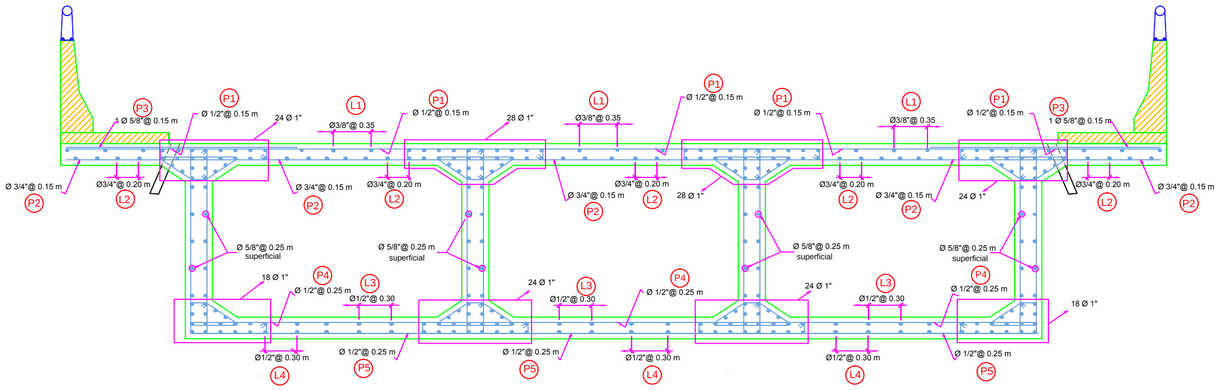
Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

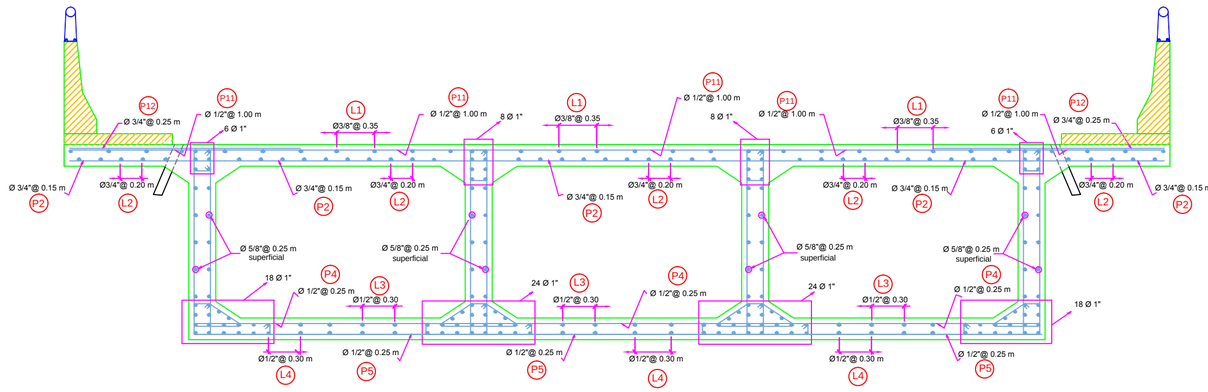
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-07



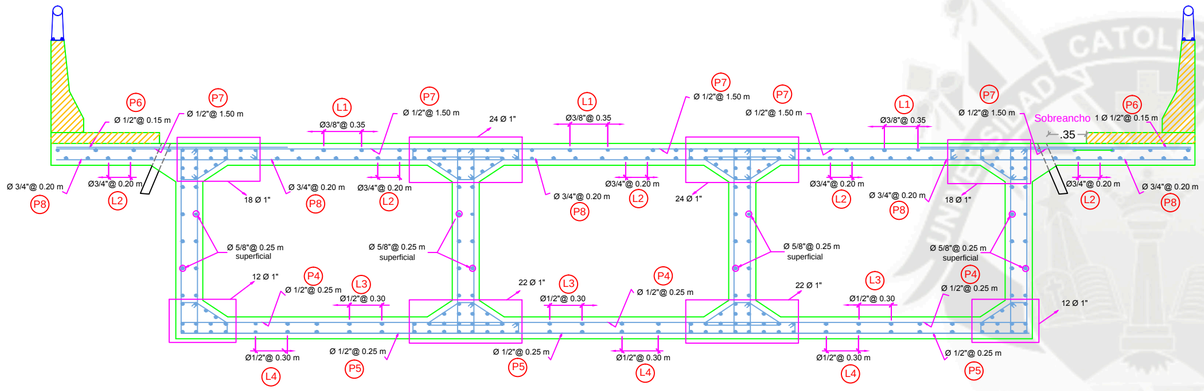
CORTE 1-1 ARMADURA
SECCION TRANSVERSAL TRAMO 1

ESC: 1/50



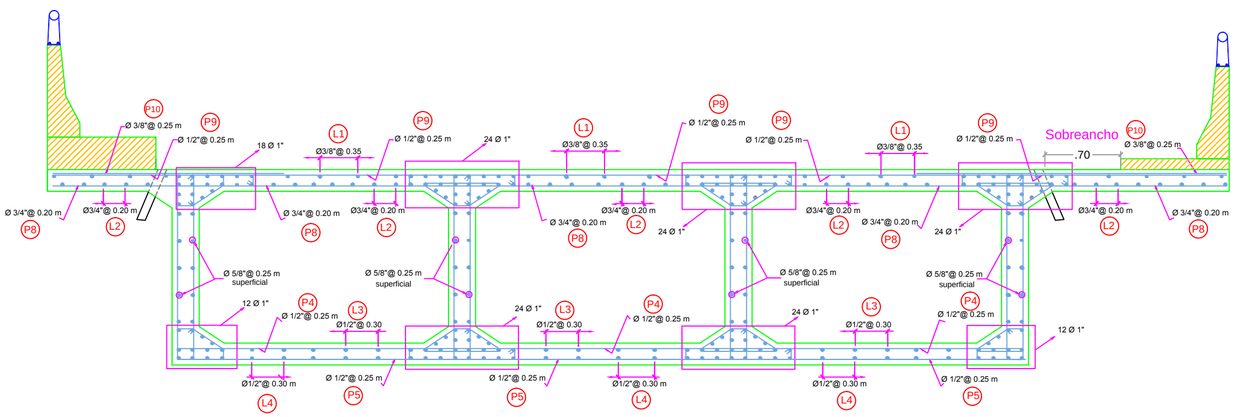
CORTE 1-1 ARMADURA
SECCION TRANSVERSAL TRAMO 4

ESC: 1/50



CORTE 1-1 ARMADURA
SECCION TRANSVERSAL TRAMO 2

ESC: 1/50



CORTE 1-1 ARMADURA
SECCION TRANSVERSAL TRAMO 3

ESC: 1/50

RESUMEN DE METRADOS EN LOSA			
Item	**Descripción**	**Metrado**	**Unidad**
01	Concreto f'c=280kg/cm2	461.08	m3
02	Encofrado y desencofrado	1932.16	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	64,668.05	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

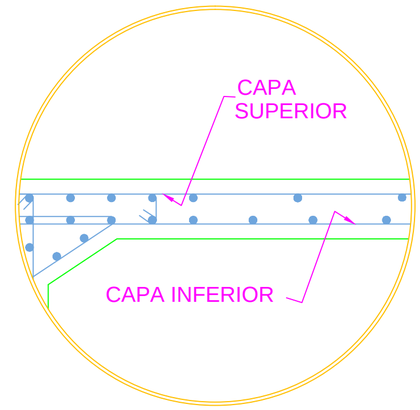
Concreto Vigas: f'c=280 kg/cm2
Concreto Losa : f'c=280 kg/cm2
Acero : fy=4200 kg/cm2

— RECUBRIMIENTO MINIMO

Losa : 5 cm
Viga : 3 cm

— NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ARMADURA EN VIGAS Y LOSAS
DETALLE TRANSVERSAL

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

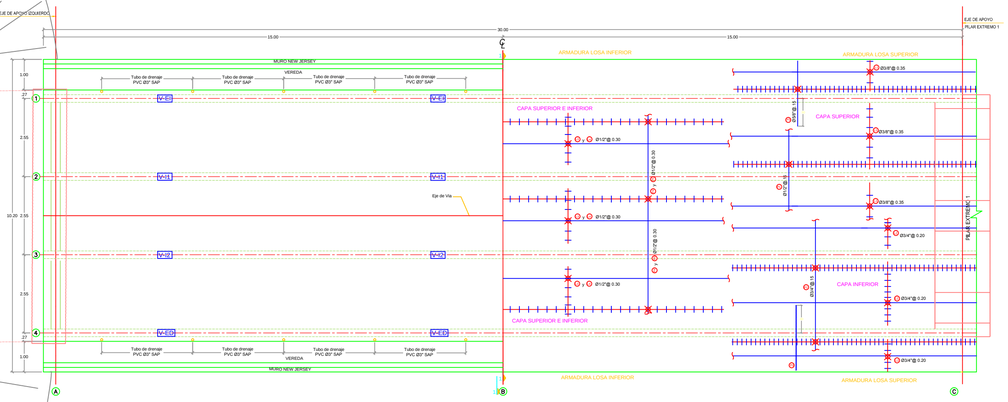
Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: 1:500
Fecha: Agosto 2015

Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

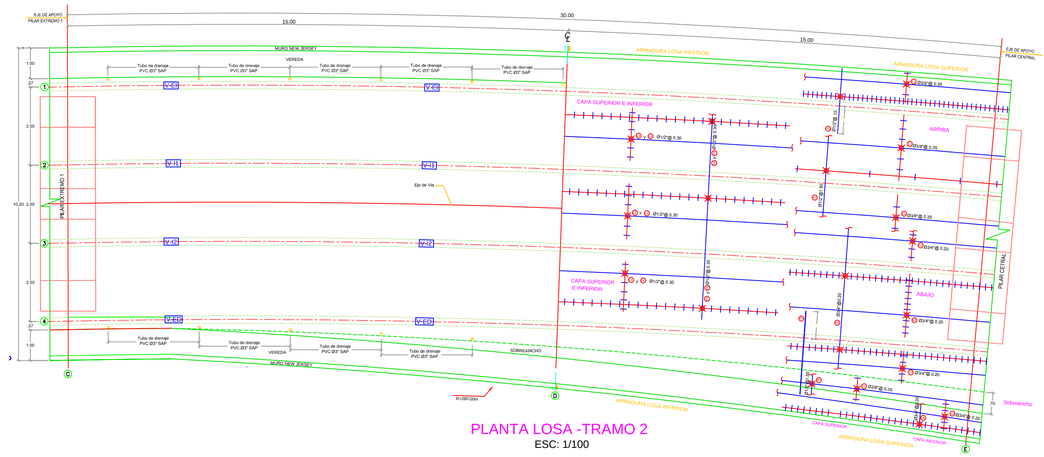
Lamina N°: ER-08

LOSA DE APROXIMACION



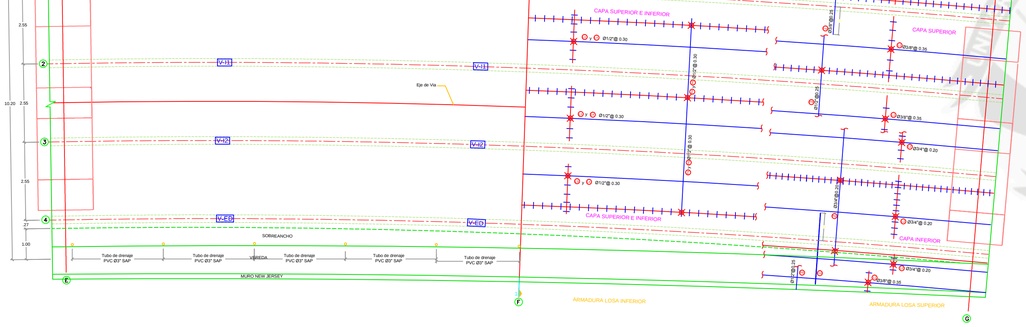
PLANTA LOSA -TRAMO 1

ESC: 1/100



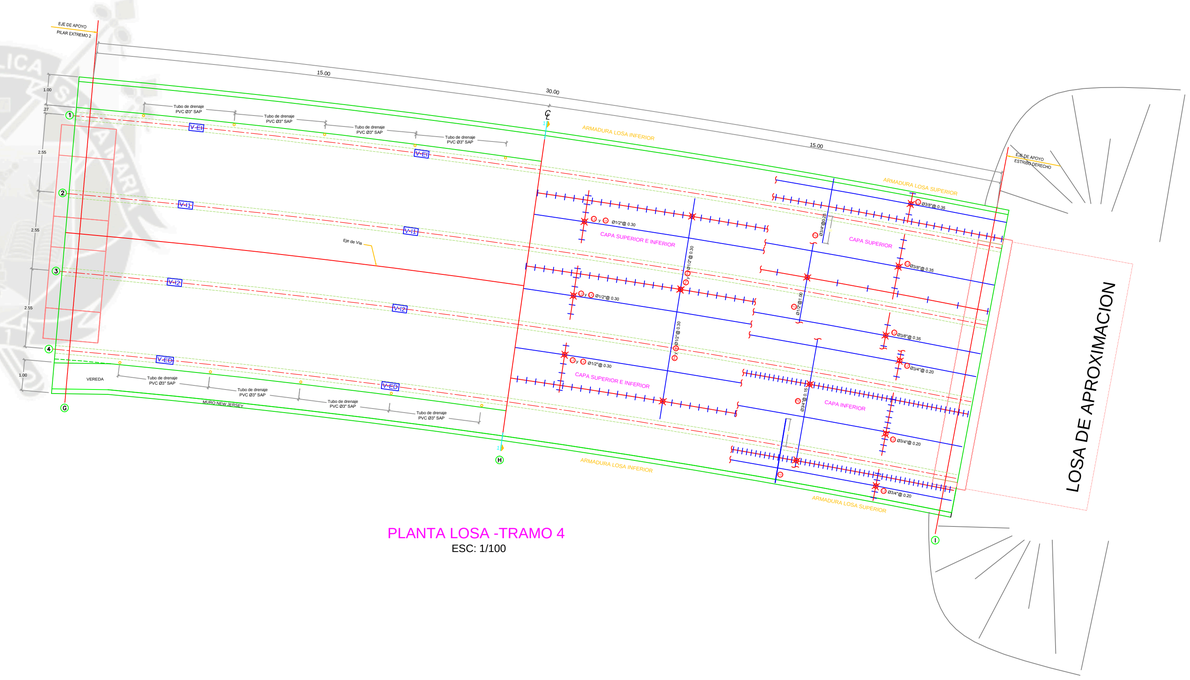
PLANTA LOSA -TRAMO 2

ESC: 1/100



PLANTA LOSA -TRAMO 3

ESC: 1/100



PLANTA LOSA -TRAMO 4

ESC: 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas: f'c=280 kg/cm2
Concreto Losa : f'c=280 kg/cm2
Acero : fy=4200 kg/cm2

— RECUBRIMIENTO MINIMO

Losa : 5 cm
Viga : 3 cm

— NORMA DE DISEÑO

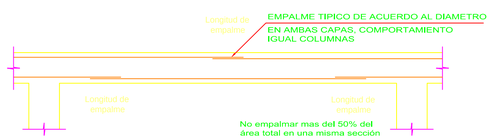
AASHTO-LRFD : HL-93

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0

EMPALME DE ACERO TABLERO SUPERIOR
ZONAS DE ANCLAJES

Esc. = 1/50



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN LOSAS VISTA EN PLANTA TRAMOS 01, 02, 03 Y 04

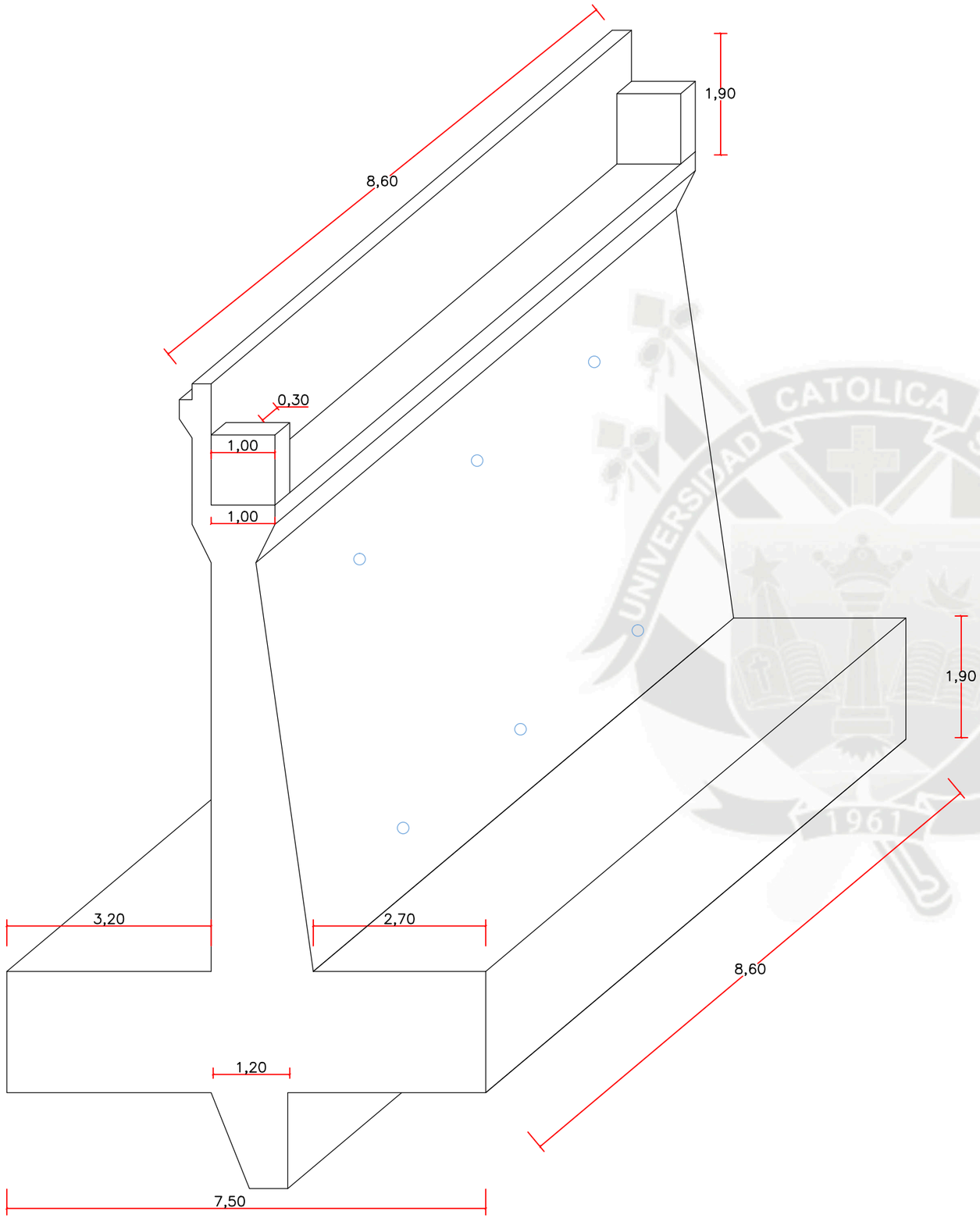
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20096835032
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072463151

Dibuó: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

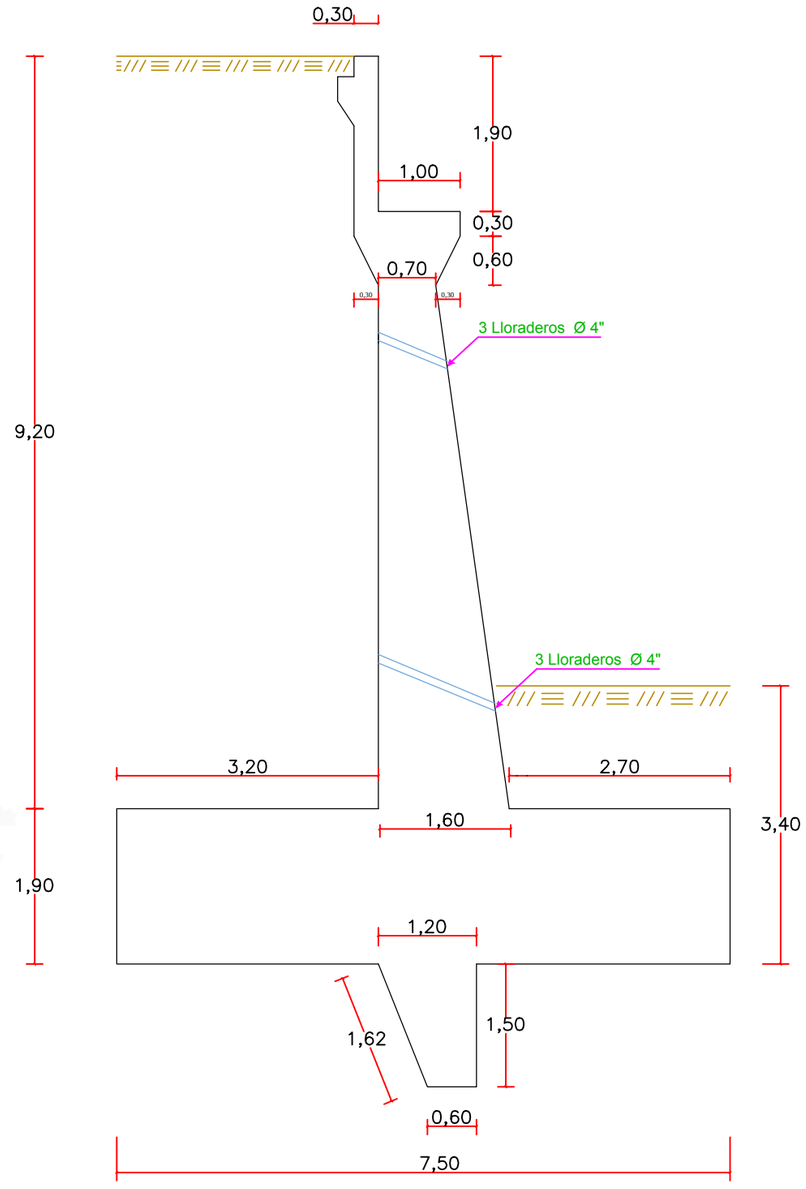
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: ER-09



VISTA EN PERSPECTIVA ESTRIBOS

ESC.: 1/100



ELEVACION LATERALESTRIBO

ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano:
PERFIL ISOMETRICO DE ESTRIBOS

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

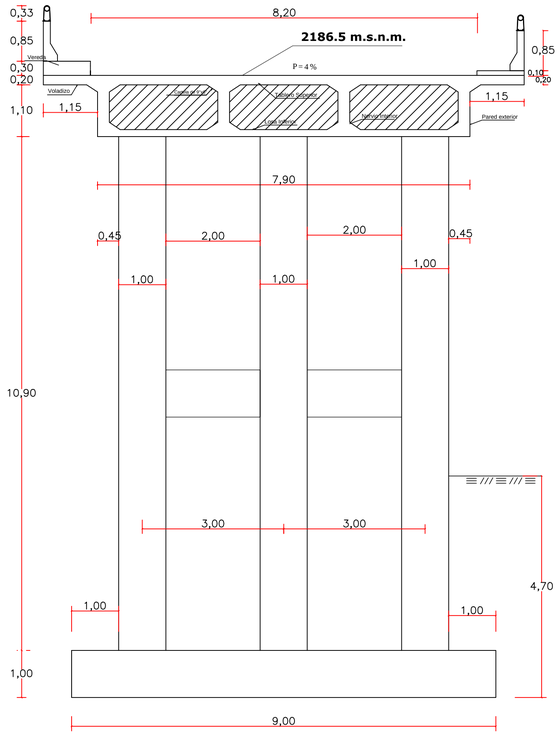
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara
Escala: 1:500
Fecha: Agosto 2015

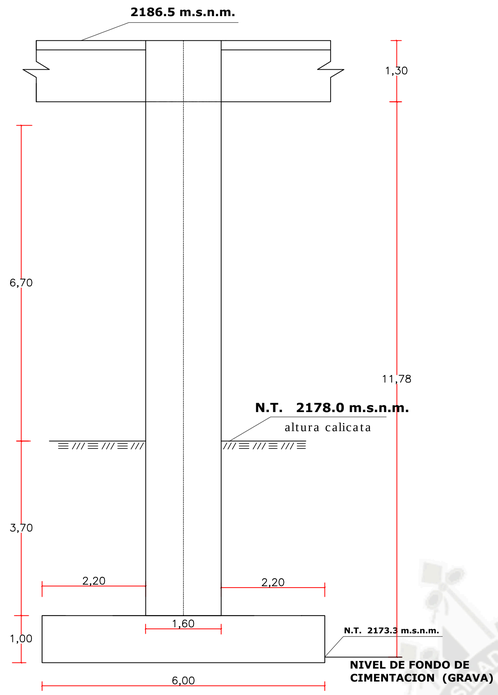
Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°:
AR-01



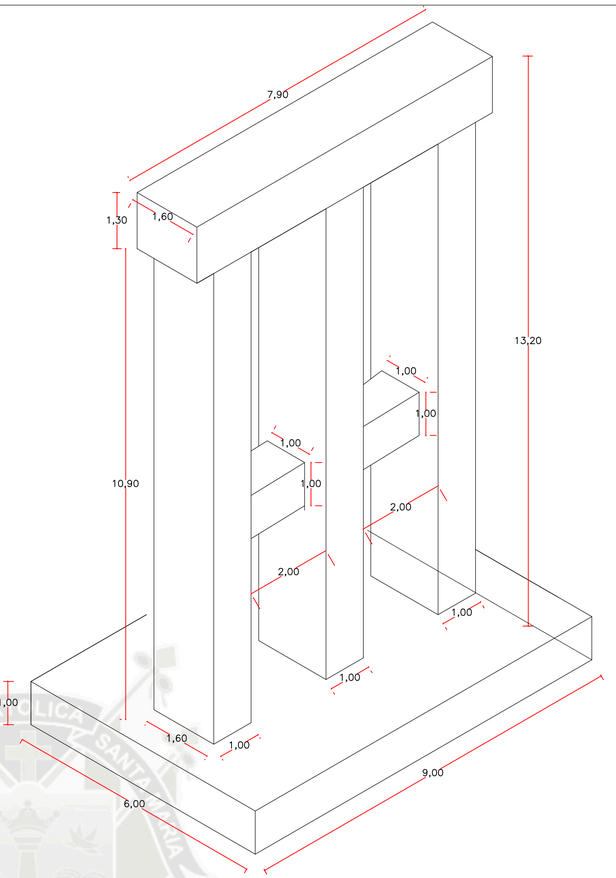
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR CENTRAL 2

ESC: 1/75

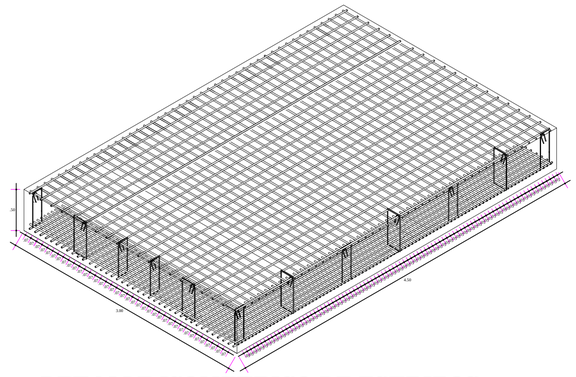


ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR CENTRAL 2

ESC: 1/75



Detalle isometrico del pilar central



DETALLE ISOMETRICO DE ESTRIBOS
ESTABILIZADORES EN LOSA DE ZAPATAS

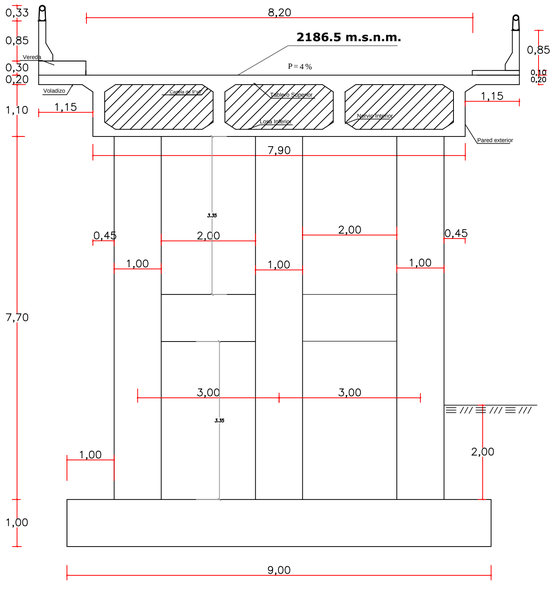
ESC: 1/00

NOTAS:

1.–LOS ESTRIBOS ESTABILIZADORES TENDRAN UN DIAMETRO DE 1/2" Y ESTARAN DISTRIBUIDOS EN TODA LA BASE DE LA ZAPATA TAL Y COMO MUESTRA E DIBUJO ISOMETRICO (TIPICO EN ZAPATAS) DE LA SIGUIENTE FORMA
LONGITUDINALMENTE, EN 9 METROS: A 1.5 METROS ESTRIBOS EN AMBOS SENTIDOS – INTERCALADO
TRANSVERSALMENTE, EN 6 METROS: A 1.0 METROS ESTRIBOS EN AMBOS SENTIDOS – INTERCALADO

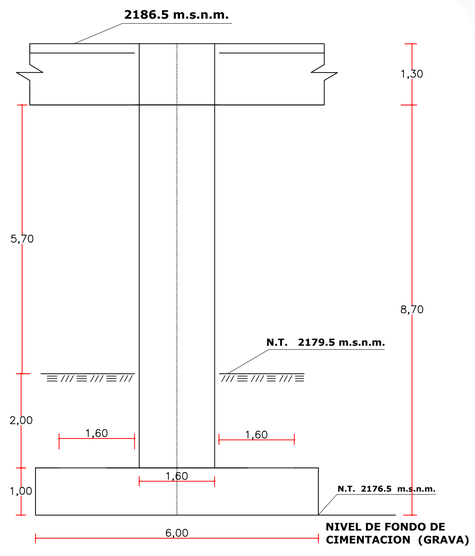
2.–EL REFUERZO ES COLCOADO CON EL OBJETIVO DE SOPORTAR LA MALLA SUPERIOR DE ACERO

3.–SERA CAPAZ DE CONTRIBUIR AL REFUERZO POR CORTANTE



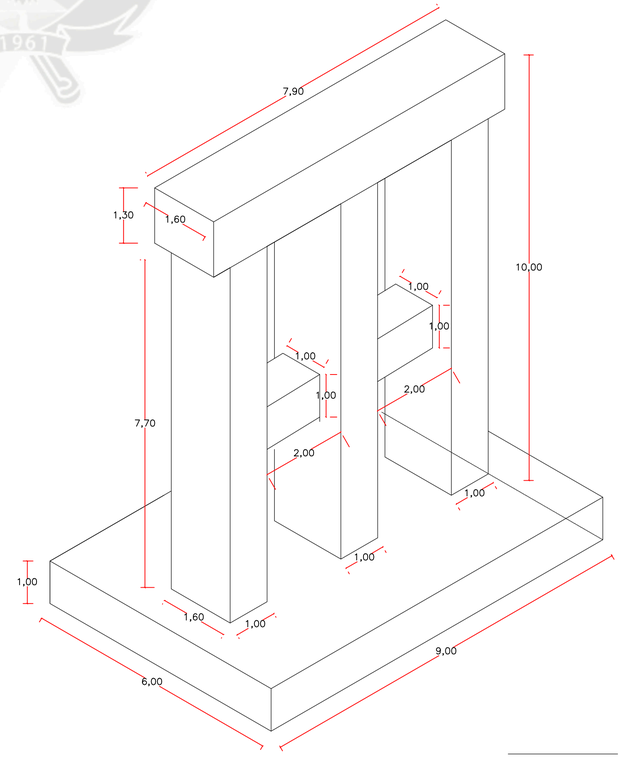
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILARES EXTREMOS 1 Y 3

ESC: 1/75



ELEVACION - VISTA LATERAL
PILARES EXTREMOS 1 Y 3

ESC: 1/75



Detalle isometrico de los pilares extremos

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL–93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
- CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
- CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR ____ 4.0 cm
- CAPA INFERIOR ____ 5.0 cm

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARQUITECTURA PILAR CENTRAL Y EXTREMOS ISOMETRICO DE PILARES

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TUPIO JIMMY GABIL C.U.I. 2007245151

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

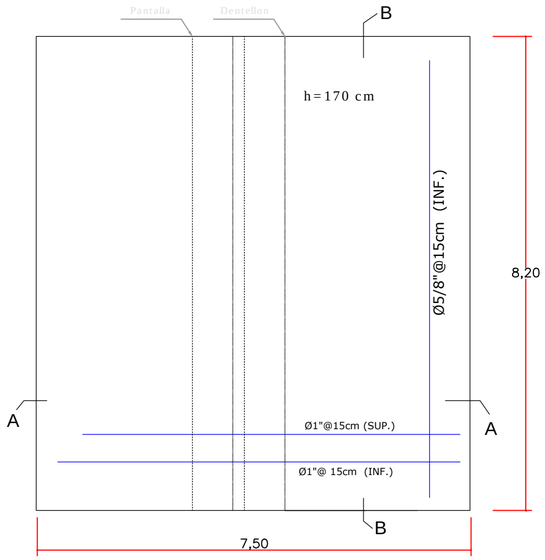
Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

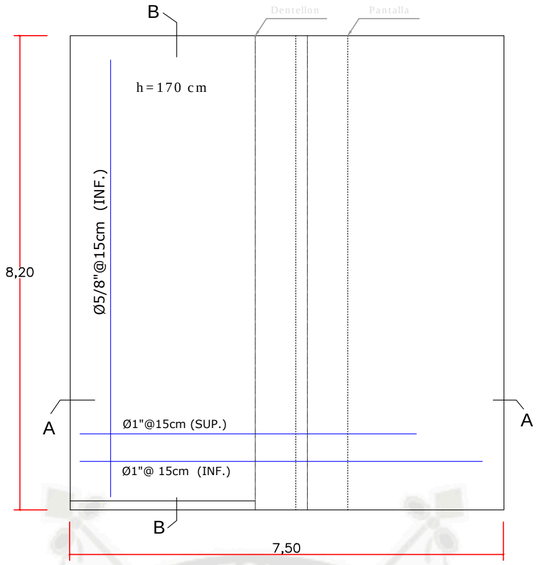
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: AP-02



ZAPATA DE ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/75

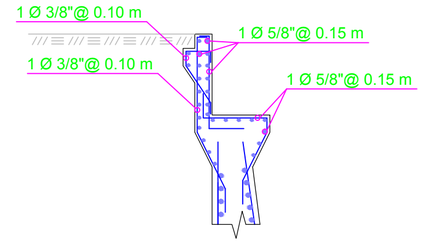


ZAPATA DE ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/75

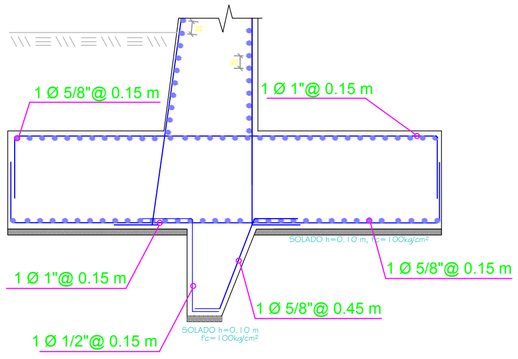
CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	M3	109.65	109.65
Pantalla principal	M3	71.01	71.01
Cabezal	M3	8.52	8.52
Muro parapeto	M3	4.3	4.3
Total		193.48	193.48

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	KG	5,989.58	5,989.58
Pantalla principal	KG	6,685.76	6,685.76
Cabezal	KG	355.42	355.42
Muro parapeto	KG	682.34	682.34
Total		**13,713.1**	**13,713.1**



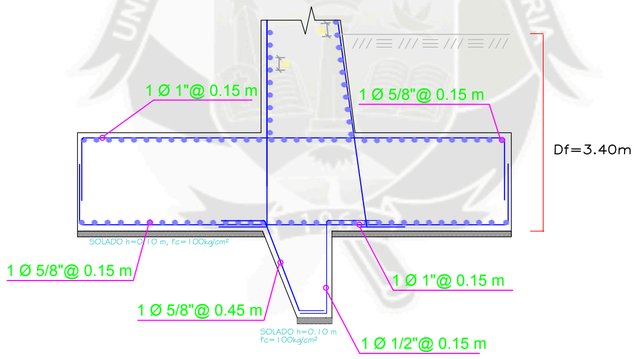
DETALLE DE PARAPETO

ESC.: 1/75



SECCION A-A VISTA LATERAL
ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/100



ELEVACION - VISTA LATERAL
ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: PANTALLA ESTRIBO ZAPATA ESTRIBO	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

PANTALLA:
- CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
- CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
- CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

RESUMEN DE METRADOS EN SUB-ESTRUCTURA					
Item	**Descripcion**	**E. Derecho**	**E.Izquierdo**	**Total**	**Und**
01	Excavacion	933.32	782.06	1715.38	m3
02	Cº solado	64.50	64.50	129.00	m2
03	Concreto f'c=280kg/cm2	193.48	193.48	386.96	m3
04	Encofrados y desencofrado	193.75	193.75	387.50	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	13 713.10	13 713.10	27 426.20	kg

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: REFUERZO ZAPATA DE ESTRIBOS

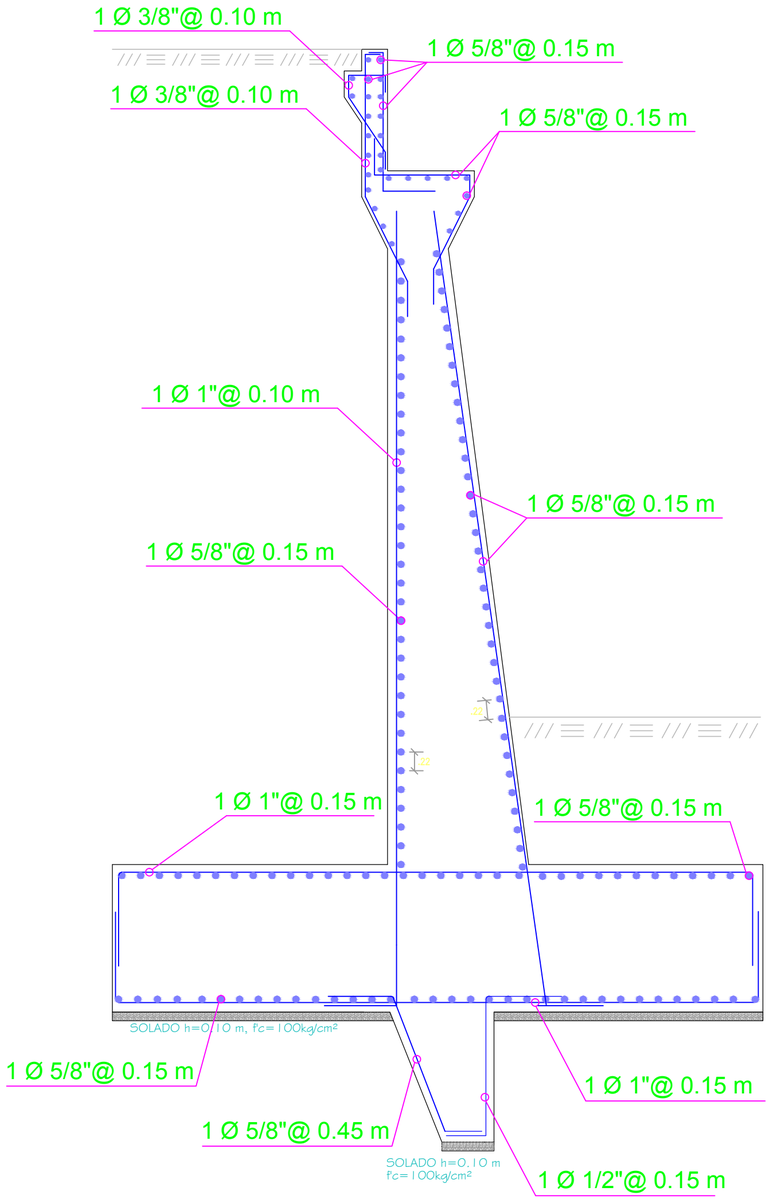
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

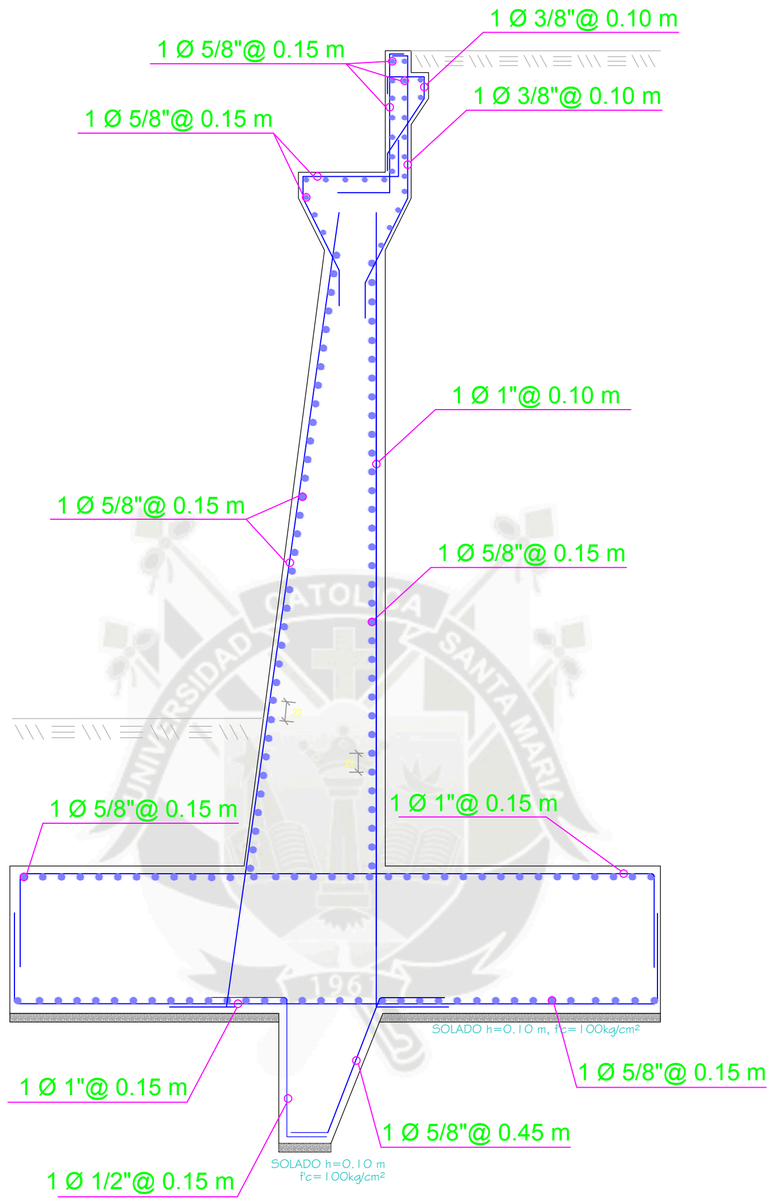
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-01



ELEVACION - VISTA LATERAL ESTRIBO IZQUIERDO

ESC.: 1/75



ELEVACION - VISTA LATERAL ESTRIBO DERECHO

ESC.: 1/75

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	M3	109.65	109.65
Pantalla principal	M3	71.01	71.01
Cabezal	M3	8.52	8.52
Muro parapeto	M3	4.3	4.3
Total		193.48	193.48

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**E. IZQUIERDO**	**E. DERECHO**
Zapata pantalla principal	KG	5,989.58	5,989.58
Pantalla principal	KG	6,685.76	6,685.76
Cabezal	KG	355.42	355.42
Muro parapeto	KG	682.34	682.34
Total		**13,713.1**	**13,713.1**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: PANTALLA ESTRIBO ZAPATA ESTRIBO	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

PANTALLA:

CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm

CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :

CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm

CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

RESUMEN DE METRADOS EN SUB-ESTRUCTURA					
Item	**Descripcion**	**E. Derecho**	**E.Izquierdo**	**Total**	**Und**
01	Excavacion	933.32	782.06	1715.38	m3
02	C° solado	64.50	64.50	129.00	m2
03	Concreto f'c=280kg/cm2	193.48	193.48	386.96	m3
04	Encofrados y desencofrado	193.75	193.75	387.50	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	13 713.10	13 713.10	27 426.20	kg

Titulo de Tesis:

"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preforzado postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

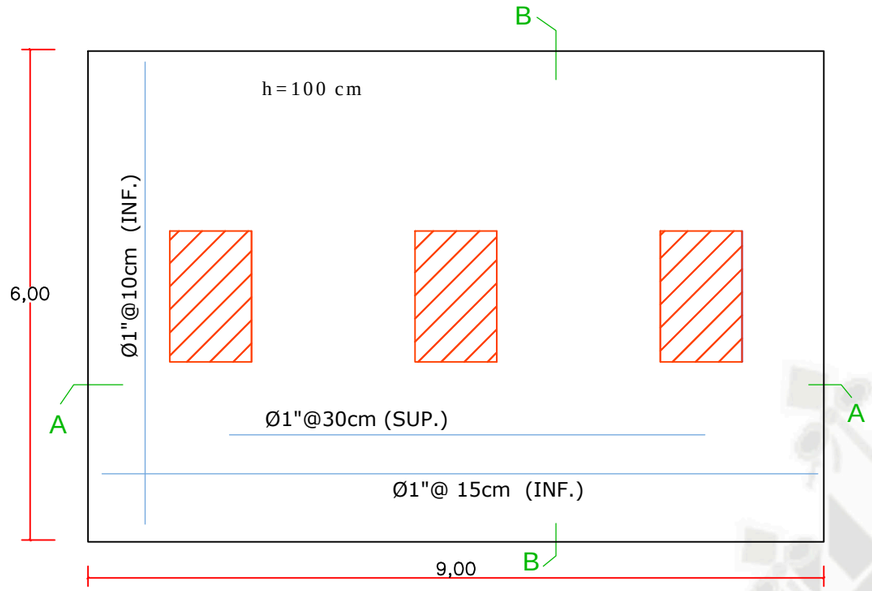
Plano: ARMADURA DE CUERPO DE ESTRIBOS

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602; Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:	Lamina N°:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba	EP-02

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

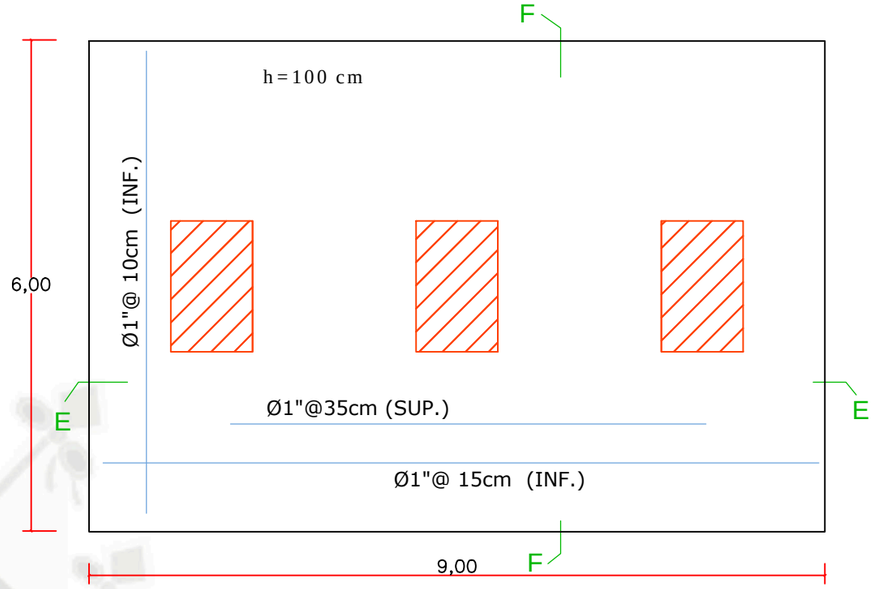
Alternativa: Puente de concreto Pre-esforzado postensado



ZAPATA DE PILAR EXTREMO 1

ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES

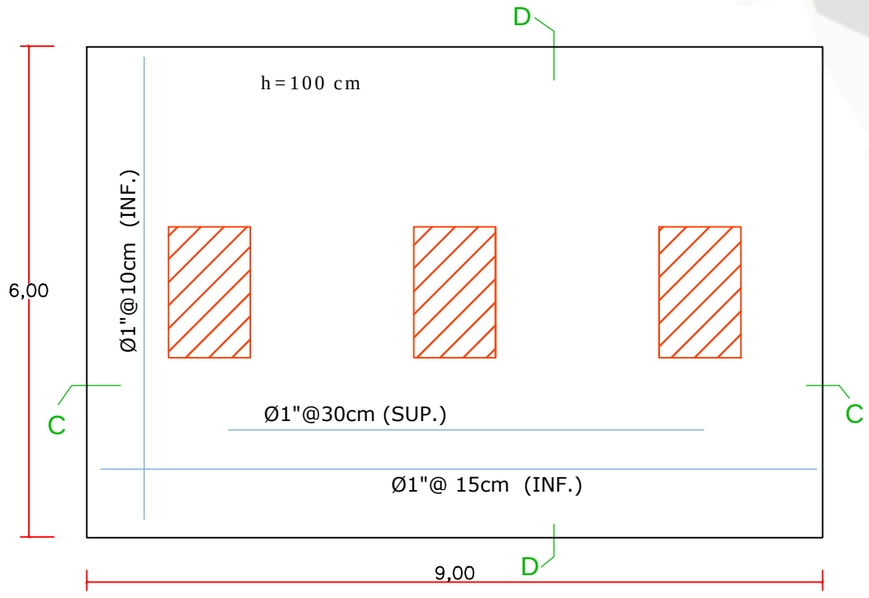
ESC: 1/75



ZAPATA DE PILAR EXTREMO 2

ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES

ESC: 1/75



ZAPATA DE PILAR CENTRAL

ARMADO DEL ACERO EN AMBAS DIRECCIONES

ESC: 1/75

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	KG	11 369.43	5555.35
Columnas	KG	22 221.25	14 632.86
Viga cabezal	KG	1 438.86	719.43
Viga intermedia	KG	2 622.21	1 256.00
	Total	**37,651.75**	**22,163.64**

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA			
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**PILAR EXTREMO**	**PILAR CENTRAL**
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	73.92	52.32
Viga cabezal	M3	32.86	16.43
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	**222.78**	**126.75**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2 — SUBESTRUCTURA: COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR

CEMENTO : PORTLAND TIPO I

AGREGADOS GRUESOS Y FINOS

ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR — 3.0 cm
- CAPA INTERIOR — 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR — 7.5 cm
- CAPA INFERIOR — 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR — 4.0 cm
- CAPA INFERIOR — 5.0 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

Plano:
REFUERZO DE ZAPATA DE PILARES EN PLANTA

Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

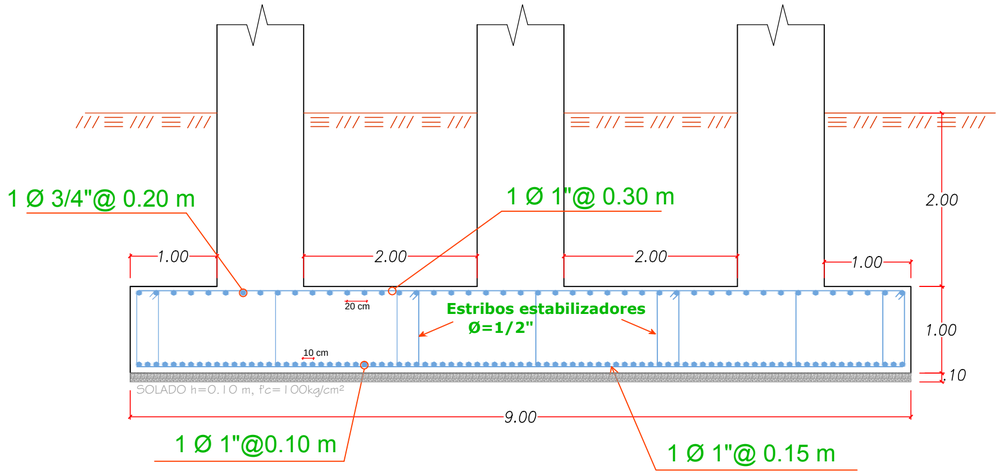
Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara

Escala: Indicada

Fecha: Agosto 2015

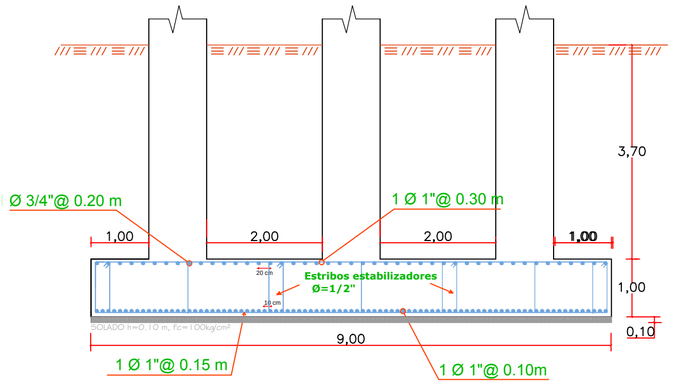
Alternativa:
Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°:
EP-03



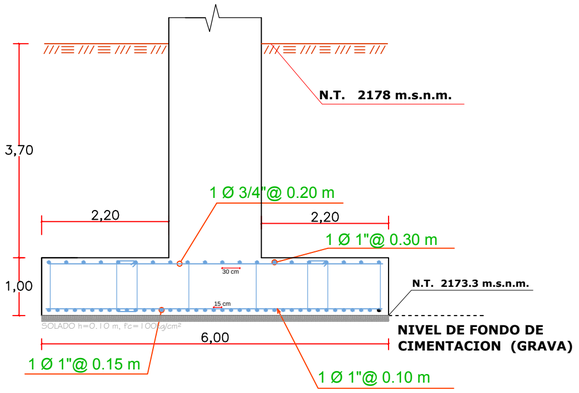
CORTE A-A
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR EXTREMO 1

ESC: 1/50



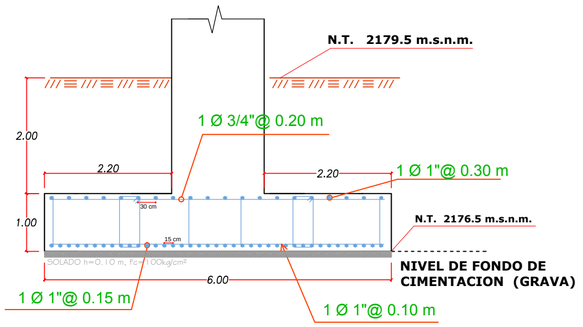
CORTE C-C
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR CENTRAL

ESC: 1/75



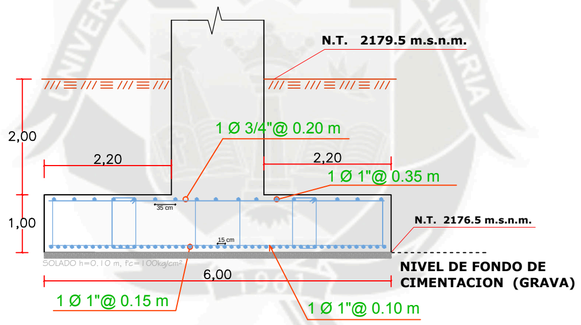
CORTE D-D
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR CENTRAL

ESC: 1/75



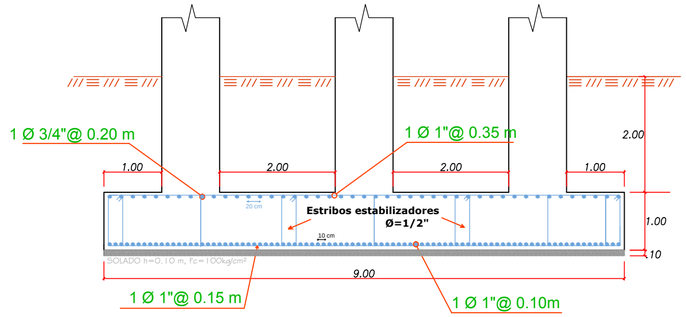
CORTE B-B
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR EXTREMO 1

ESC: 1/50



CORTE F-F
ELEVACION - VISTA LATERAL
PILAR EXTREMO 2

ESC: 1/75



CORTE E-E
ELEVACION - VISTA FRONTAL
PILAR EXTREMO 2

ESC: 1/75

RESUMEN DE METRADOS EN PILARES

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Excavacion	1441.56	m3
02	Concreto en solado	162.00	m3
03	Concreto f´c=280 kg/cm2	349.53	m3
04	Encofrado y desencofrado	570.30	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	59 815.39	kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL–93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2 — SUBESTRUCTURA: COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR

- CEMENTO : PORTLAND TIPO I
- AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
- ACERO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR 3.0 cm
- CAPA INTERIOR 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR 7.5 cm
- CAPA INFERIOR 7.5 cm

VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR 4.0 cm
- CAPA INFERIOR 5.0 cm

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	KG	11 369.43	5555.35
Columnas	KG	22 221.25	14 632.86
Viga cabezal	KG	1 438.86	719.43
Viga intermedia	KG	2 622.21	1 256.00
	Total	37,651.75	22,163.64

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	73.92	52.32
Viga cabezal	M3	32.86	16.43
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	222.78	126.75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: DETALLES ARMADURA COLUMNAS VIGAS DIAFRAGMA E INTERMEDIA DE PILARES

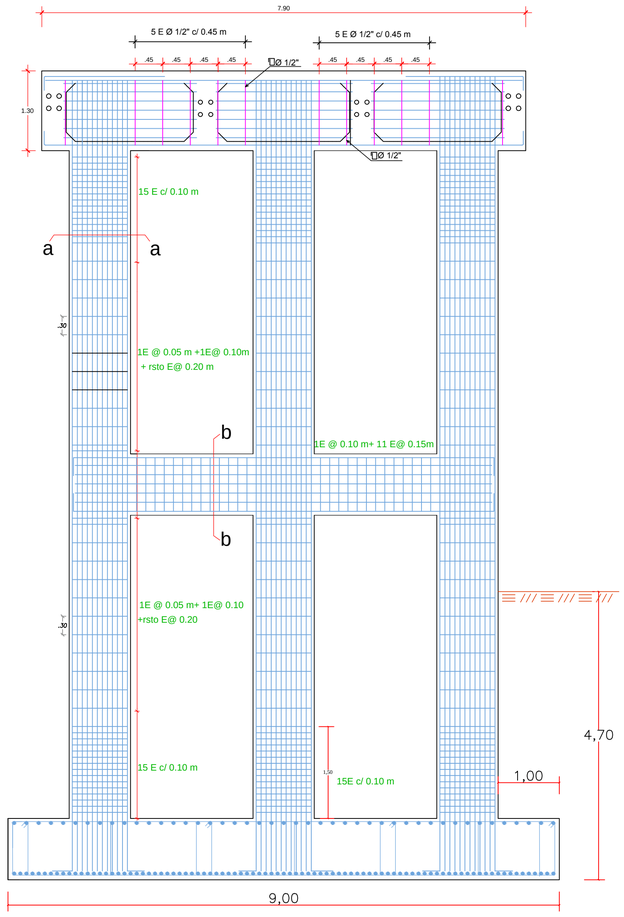
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

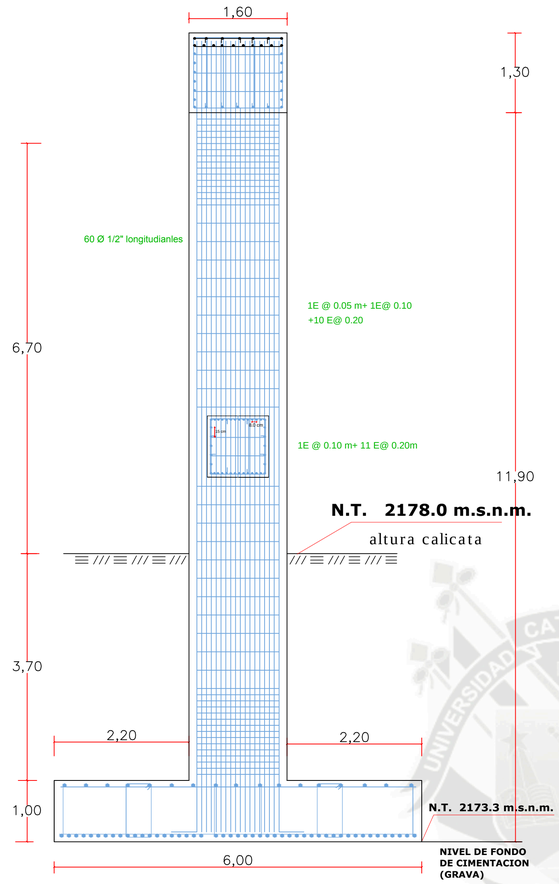
Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

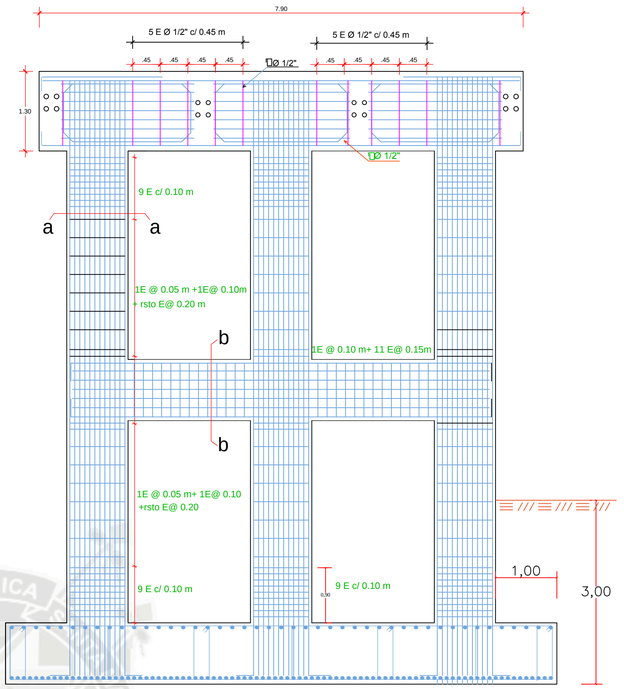
Lamina N°: EP-04



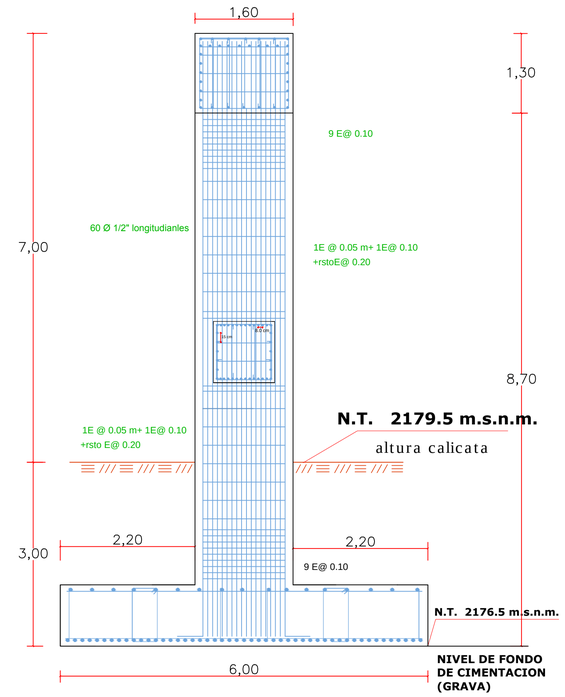
ELEVACION - VISTA FRONTAL PILAR CENTRAL



ELEVACION - VISTA LATERAL PILAR CENTRAL



ELEVACION - VISTA FRONTAL PILARES EXTREMOS



ELEVACION - VISTA LATERAL PILARES EXTREMOS

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	KG	11 369.43	5555.35
Columnas	KG	22 221.25	14 632.86
Viga cabezal	KG	1 438.86	719.43
Viga intermedia	KG	2 622.21	1 256.00
	Total	**37,651.75**	**22,163.64**

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA

DESCRIPCION	UNIDAD	PILAR EXTREMO	PILAR CENTRAL
Zapata	M3	108.00	54.00
Columnas	M3	73.92	52.32
Viga cabezal	M3	32.86	16.43
Viga intermedia	M3	8.00	4.00
	Total	**222.78**	**126.75**

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD

CARGA VIVA DE DISEÑO: HL–93

MATERIALES :

f'c=280 kg/cm2	SUBESTRUCTURA: COLUMNAS PILARES, VIGA CABEZAL PILAR, VIGA INTERMEDIA PILAR	CEMENTO : PORTLAND TIPO I
		AGREGADOS GRUESOS Y FINOS
		ACERO fy = 4200 kg/cm2

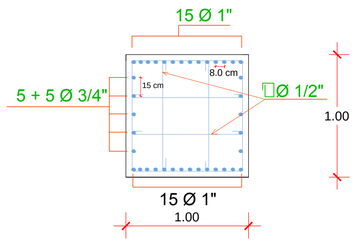
RECUBRIMIENTOS :

SUBESTRUCTURA:

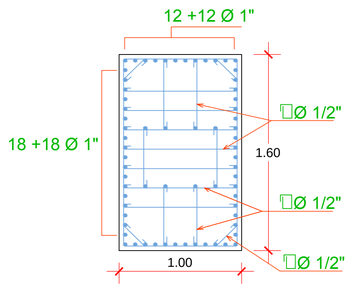
COLUMNAS:
- CAPA EXTERIOR ____ 3.0 cm
- CAPA INTERIOR ____ 4.0 cm

ZAPATA :
- CAPA SUPERIOR ____ 7.5 cm
- CAPA INFERIOR ____ 7.5 cm

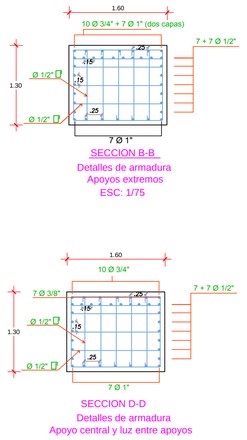
VIGA CABEZAL E INTERMEDIA:
- CAPA SUPERIOR ____ 4.0 cm
- CAPA INFERIOR ____ 5.0 cm

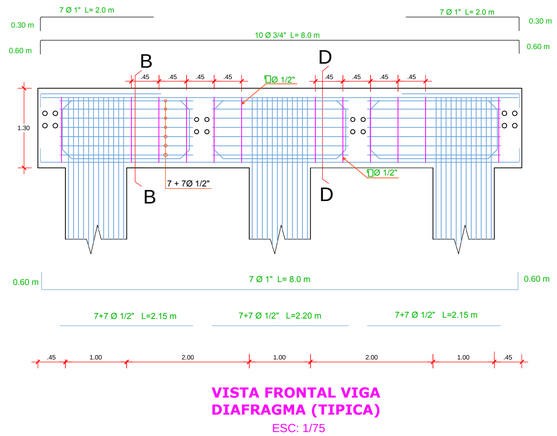


CORTE b-b
Armadura viga intermedia
ESC: 1/25



CORTE a-a
Armadura longitudinal de columnas
ESC: 1/25





VISTA FRONTAL VIGA DIAFRAGMA (TIPICA)
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: DETALLES ARMADURA COLUMNAS VIGAS DIAFRAGMA E INTERMEDIA DE PILARES

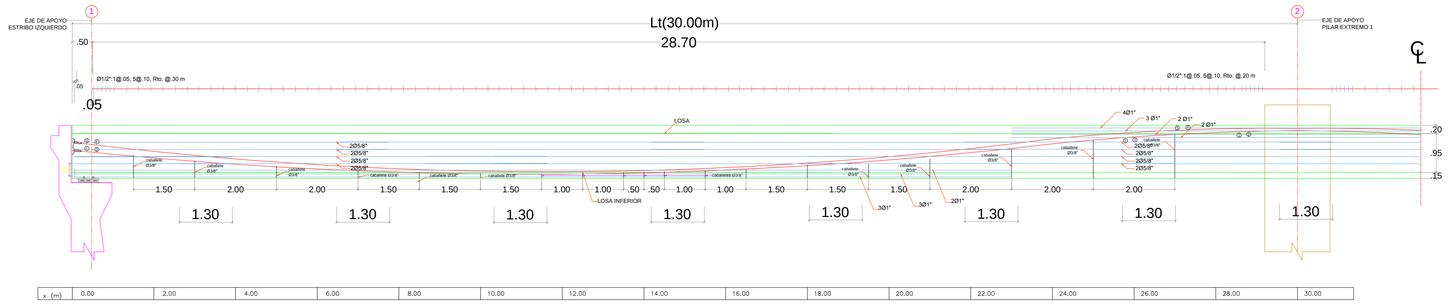
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068023602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

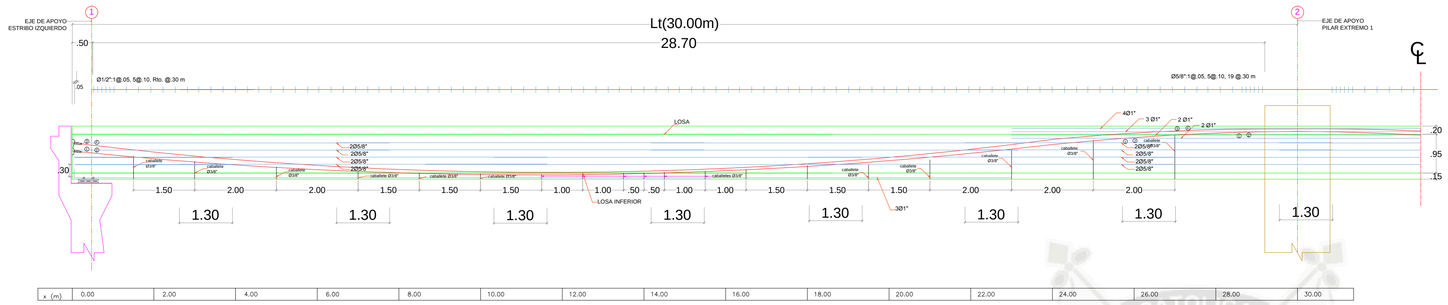
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-05



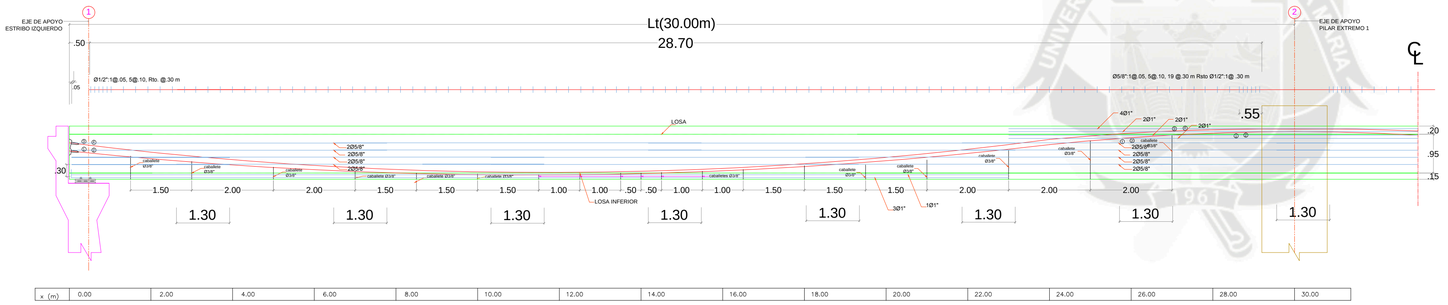
ELEVACION VIGA VED - TRAMO 01

ESC: 1/100



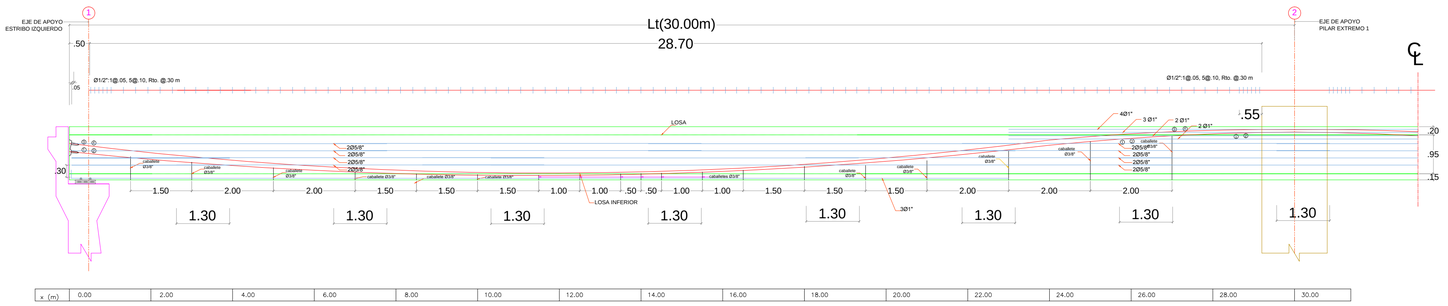
ELEVACION VIGA VI1 - TRAMO 01

ESC: 1/100



ELEVACION VIGA VI2 - TRAMO 01

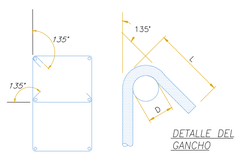
ESC: 1/100



ELEVACION VIGA VEI - TRAMO 01

ESC: 1/100

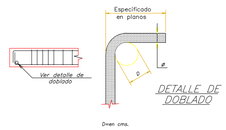
RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS			
Item	**Descripción**	**Metrado**	**Unidad**
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	D(mm)	L(mm)
ø3/8"	38	105
ø1/2"	51	115

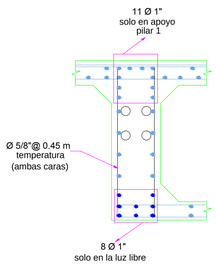
DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



DETALLE DE DOBLADO

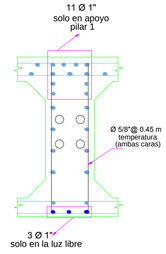
Diam. cms.

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3



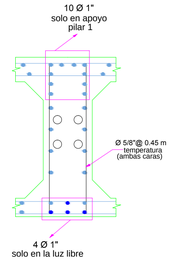
Armadura de viga
VED - Tramo 01

ESC: 1/25



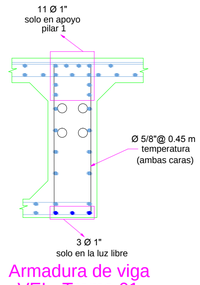
Armadura de viga
VI1 - Tramo 01

ESC: 1/25



Armadura de viga
VI2 - Tramo 01

ESC: 1/25

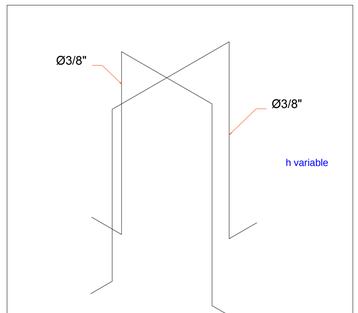


Armadura de viga
VEI - Tramo 01

ESC: 1/25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0



Caballete de sostenimiento
para los cables

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO
  - *Concreto Vigas: f'c=350 kg/cm2*
  - *Concreto Losa: f'c=350 kg/cm2*
  - *Acero : fy=4200 kg/cm2*
- RECUBRIMIENTO MINIMO
  - *Losa : 5cm*
  - *Viga : 3cm*
- NORMA DE DISEÑO
  - *AASHTO-LRFD : HL-93*
- CABLES DE PREESFUERZO
  - *Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones*
  - *Vigas Exteriores: 3 Cables de 18 torones y un able de 12 torones*

Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 1

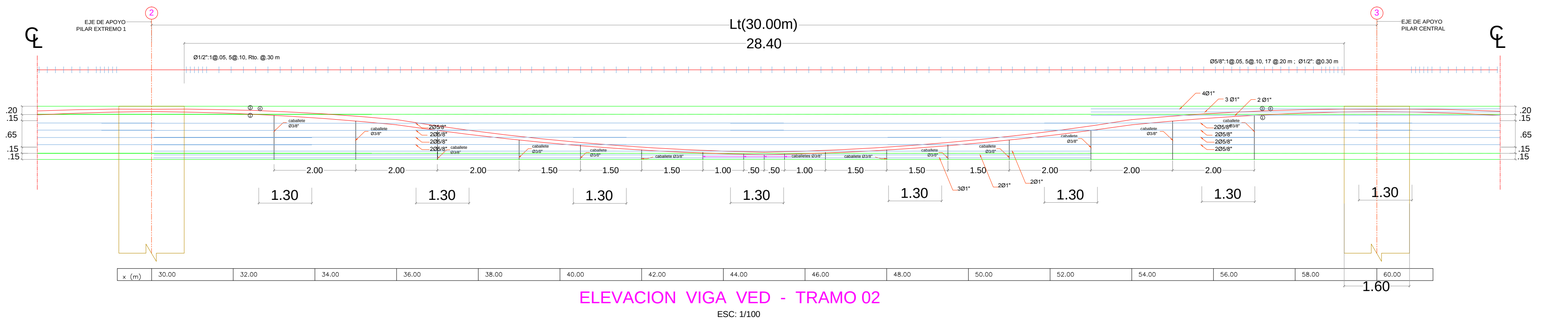
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068029002
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072455151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

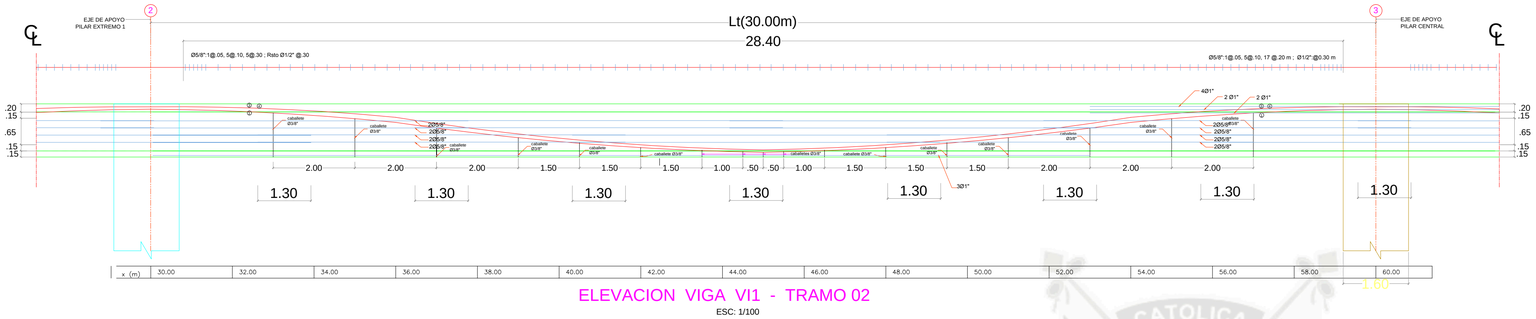
Lamina N°: EP-06

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015



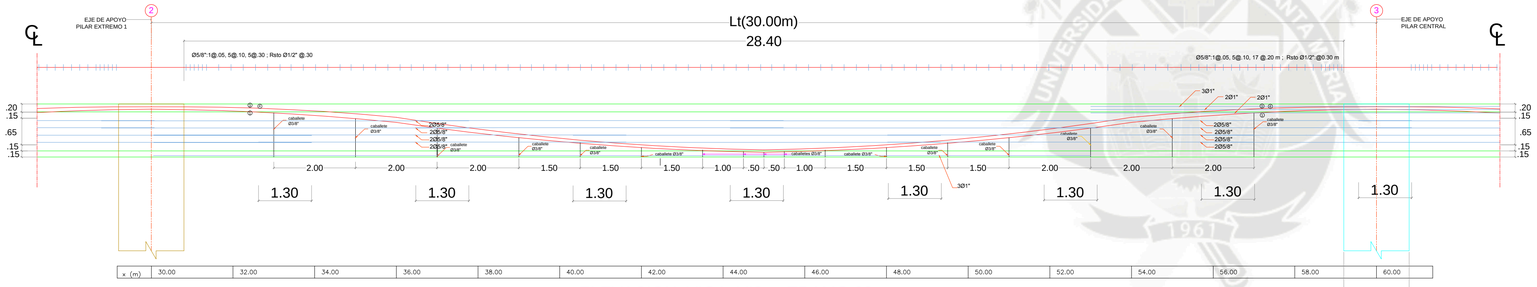
ELEVACION VIGA VED - TRAMO 02

ESC: 1/100



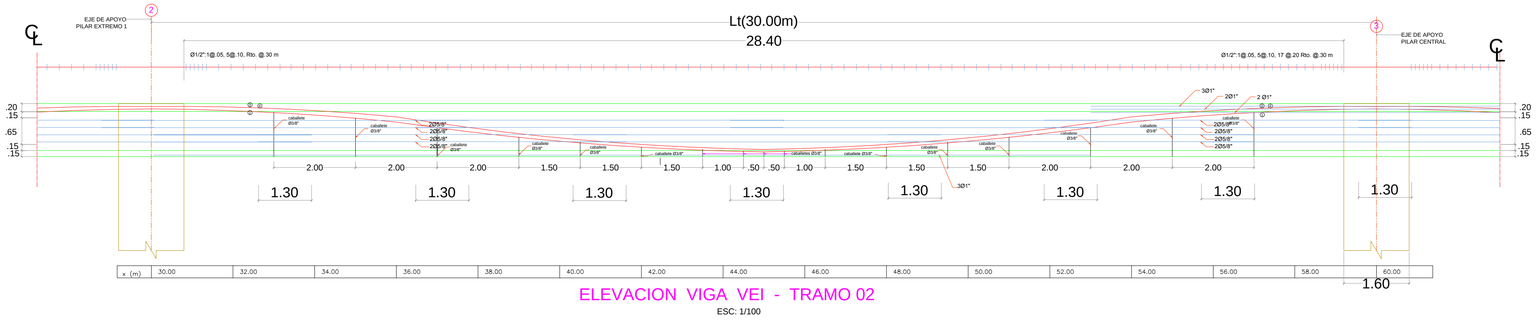
ELEVACION VIGA VI1 - TRAMO 02

ESC: 1/100



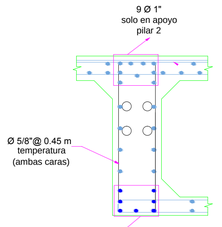
ELEVACION VIGA VI2 - TRAMO 02

ESC: 1/100



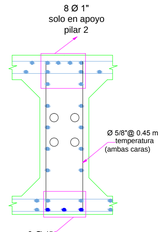
ELEVACION VIGA VEI - TRAMO 02

ESC: 1/100



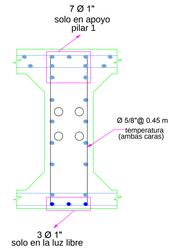
Armadura de viga
VED - Tramo 02

ESC: 1/25



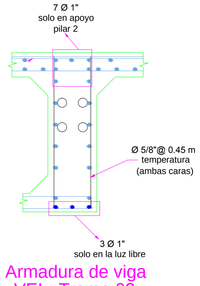
Armadura de viga
VI1 - Tramo 02

ESC: 1/25



Armadura de viga
VI2 - Tramo 02

ESC: 1/25

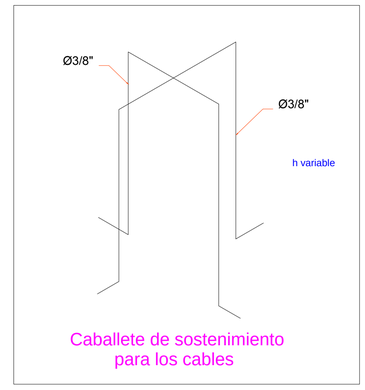


Armadura de viga
VEI - Tramo 02

ESC: 1/25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0



Caballete de sostenimiento
para los cables

ESPECIFICACIONES TECNICAS

– CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas: f'c=350 kg/cm2
Concreto Losa: f'c=350 kg/cm2
Acero : fy=4200 kg/cm2

– RECUBRIMIENTO MINIMO

Losa : 5cm
Viga : 3cm

– NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93

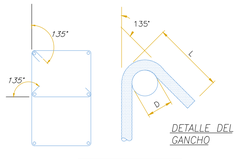
– CABLES DE PREESFUERZO

Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones
Vigas Exteriores: 3 Cables de 18 torones y un able de 12 torones

Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

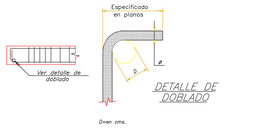
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	D(mm)	L(mm)
ø3/8"	38	105
ø1/2"	51	115

DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



DETALLE DE DOBLADO

D=en cms.

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preesforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 2

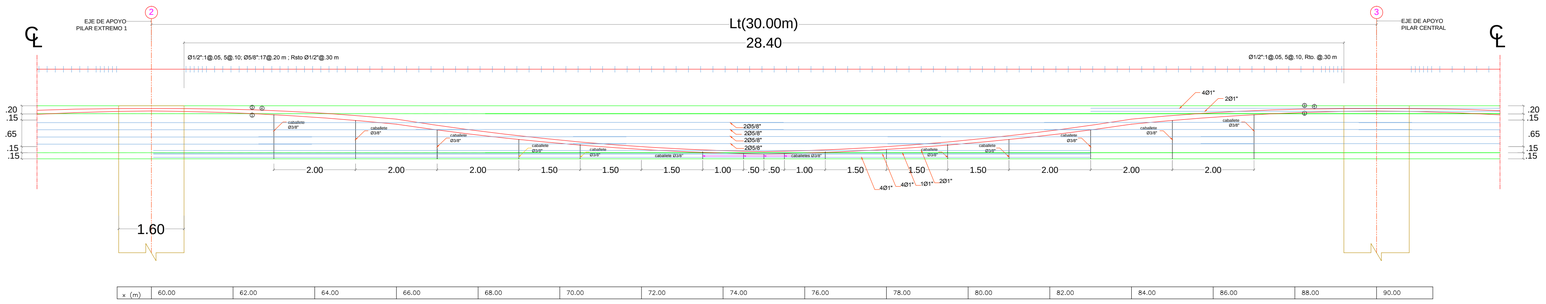
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068023602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451511

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

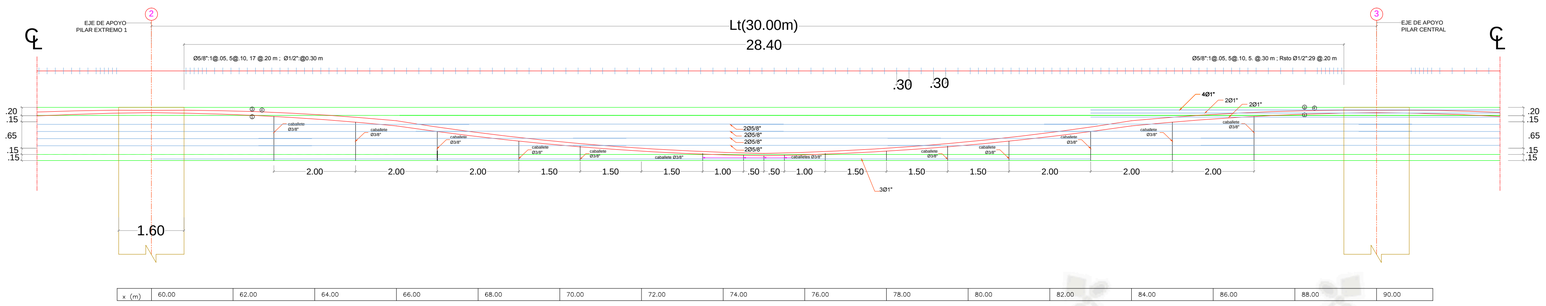
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-07



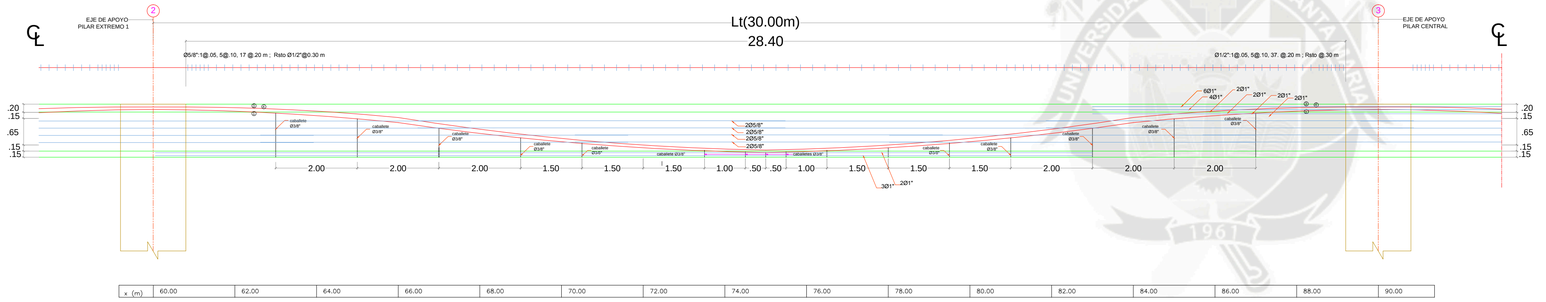
ELEVACION VIGA VED - TRAMO 03

ESC: 1/100



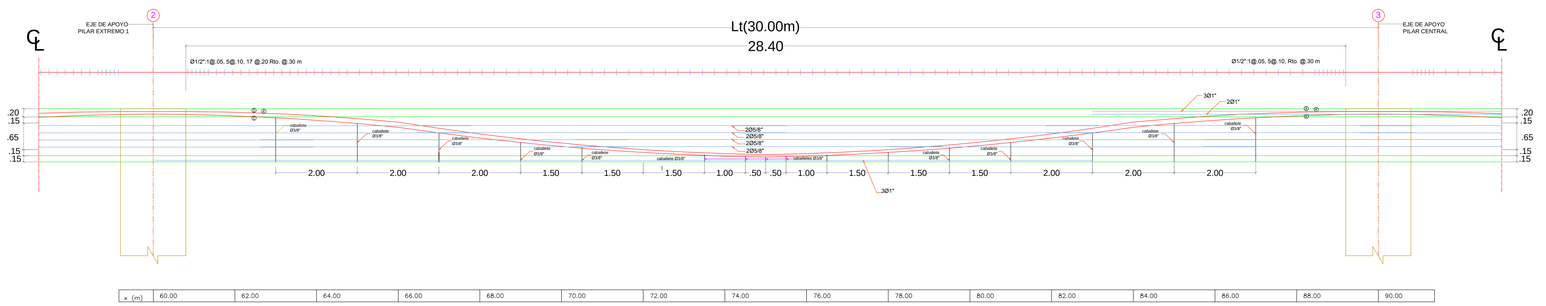
ELEVACION VIGA VI1 - TRAMO 03

ESC: 1/100



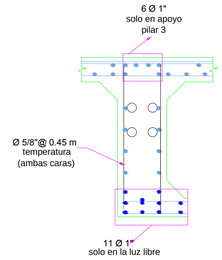
ELEVACION VIGA VI2 - TRAMO 03

ESC: 1/100



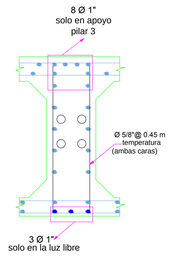
ELEVACION VIGA VEI - TRAMO 03

ESC: 1/100



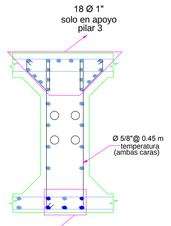
Armadura de viga
VED - Tramo 03

ESC: 1/25



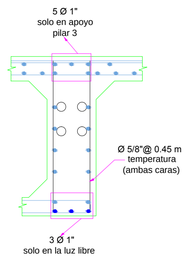
Armadura de viga
VI1 - Tramo 03

ESC: 1/25



Armadura de viga
VI2 - Tramo 03

ESC: 1/25

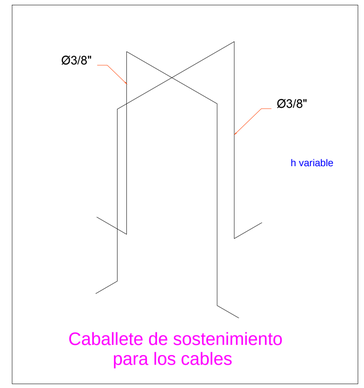


Armadura de viga
VEI - Tramo 03

ESC: 1/25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0



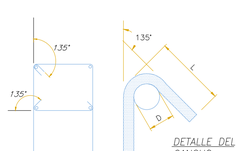
Caballete de sostenimiento
para los cables

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO
  - *Concreto Vigas: f'c=350 kg/cm2*
  - *Concreto Losa: f'c=350 kg/cm2*
  - *Acero : fy=4200 kg/cm2*
- RECUBRIMIENTO MINIMO
  - *Losa : 5cm*
  - *Viga : 3cm*
- NORMA DE DISEÑO
  - *AASHTO-LRFD : HL-93*
- CABLES DE PREESFUERZO
  - *Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones*
  - *Vigas Exteriores: 3 Cables de 18 torones y un able de 12 torones*
  - *Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.*

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

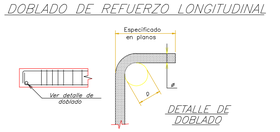
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	D(mm)	L(mm)
ø3/8"	38	105
ø1/2"	51	115

DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



DETALLE DE DOBLADO

Diam. cms.

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y prestforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 3

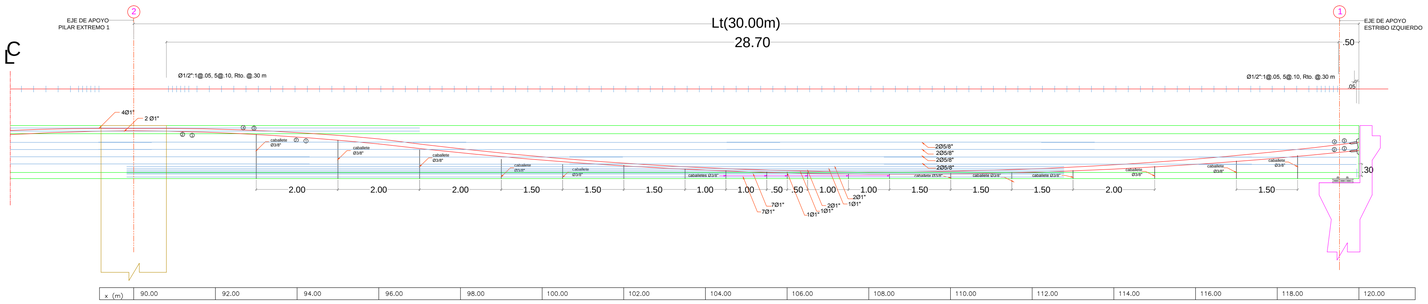
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20068003602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072415151

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

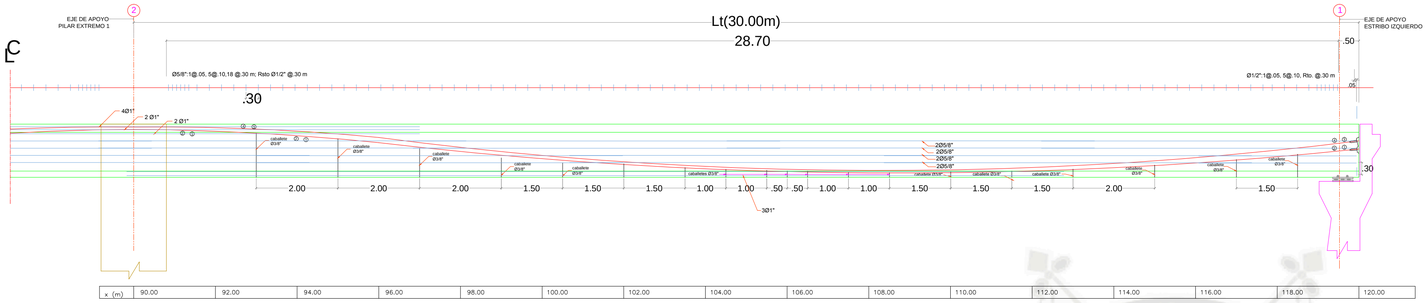
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-08



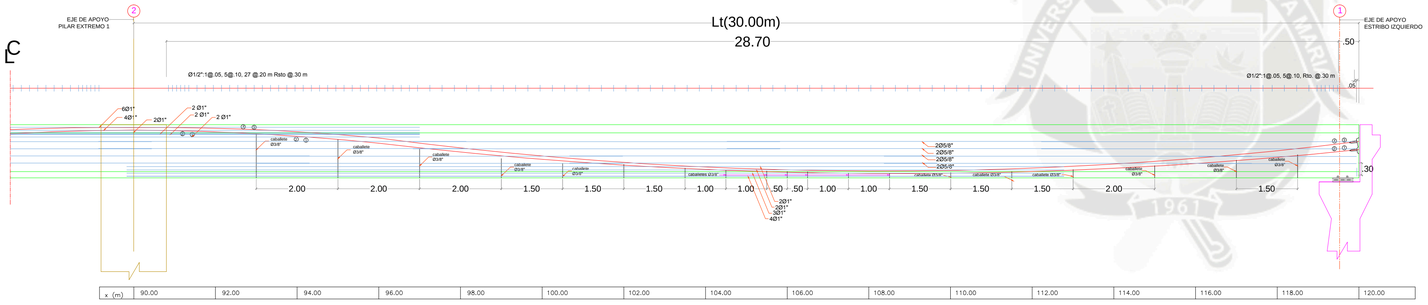
ELEVACION VIGAS VED - TRAMO 04

ESC: 1/100



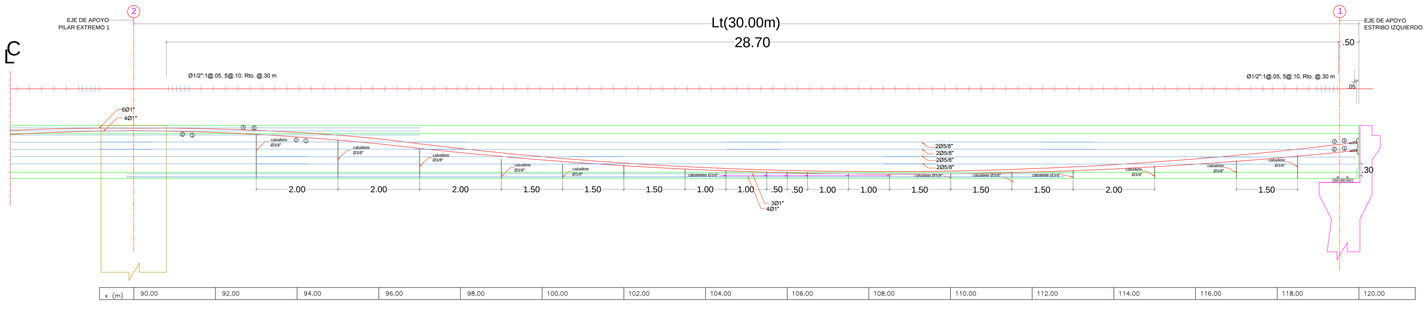
ELEVACION VIGAS VI1 - TRAMO 04

ESC: 1/100



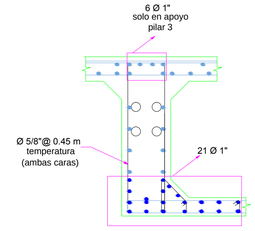
ELEVACION VIGAS VI2 - TRAMO 04

ESC: 1/100



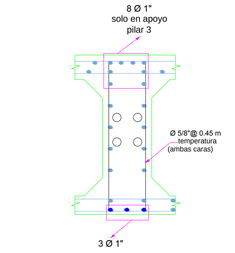
ELEVACION VIGAS VEI - TRAMO 04

ESC: 1/100



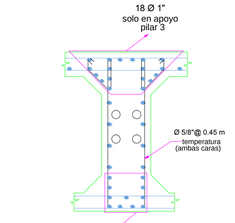
Armadura de viga
VED - Tramo 04

ESC: 1/25



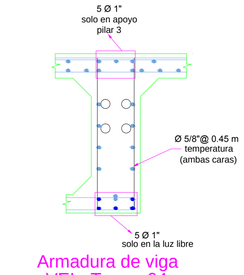
Armadura de viga
VI1 - Tramo 04

ESC: 1/25



Armadura de viga
VI2 - Tramo 04

ESC: 1/25

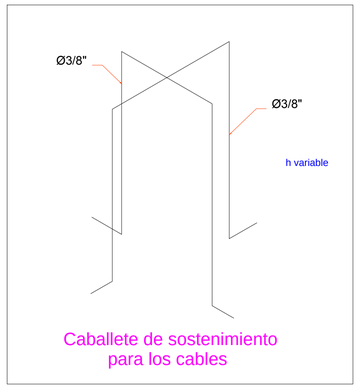


Armadura de viga
VEI - Tramo 04

ESC: 1/25

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

Ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0



Caballete de sostenimiento
para los cables

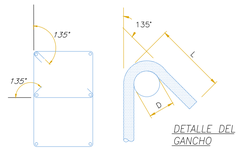
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO
  - *Concreto Vigas: f'c=350 kg/cm2*
  - *Concreto Losa: f'c=350 kg/cm2*
  - *Acero : fy=4200 kg/cm2*
- RECUBRIMIENTO MINIMO
  - *Losa : 5cm*
  - *Viga : 3cm*
- NORMA DE DISEÑO
  - *AASHTO-LRFD : HL-93*
- CABLES DE PREESFUERZO
  - *Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones*
  - *Vigas Exteriores: 3 Cables de 18 torones y un able de 12 torones*

Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

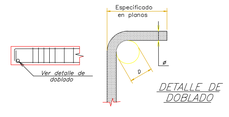
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	D(mm)	L(mm)
ø3/8"	38	105
ø1/2"	51	115

DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL



DETALLE DE DOBLADO

D=en cms.

DIAMETRO	ø3/8"	ø12mm	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
D	6	7.5	8	10	12	15.3

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: ARMADURA EN VIGAS - DETALLE LONGITUDINAL TRAMO 4

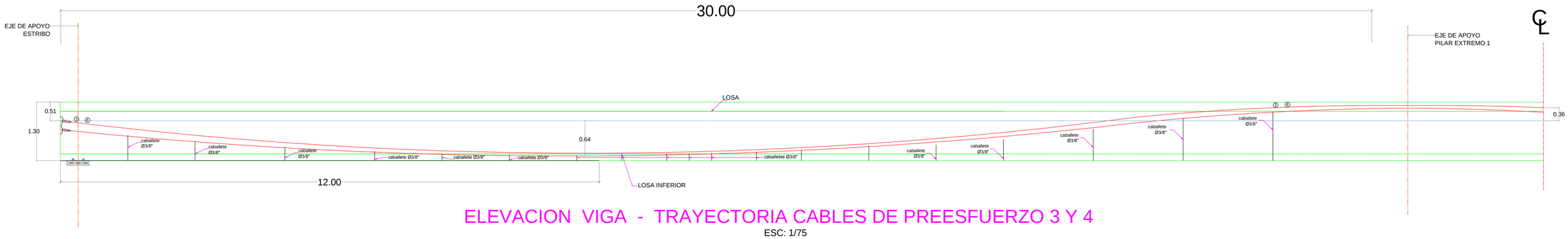
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20069029262
Bach. JARA TUPPO JIMMY GAEL C.U.I. 20072451151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

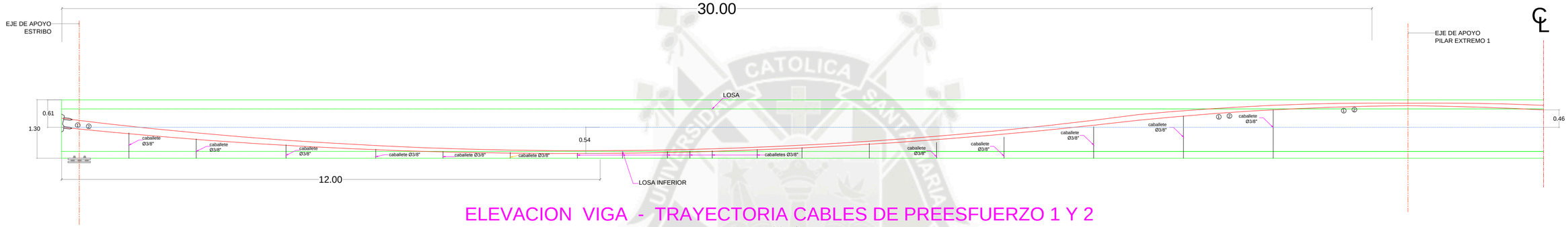
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-09



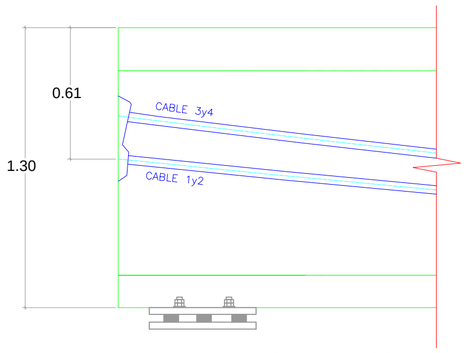
ELEVACION VIGA - TRAYECTORIA CABLES DE PREESFUERZO 3 Y 4

ESC: 1/75



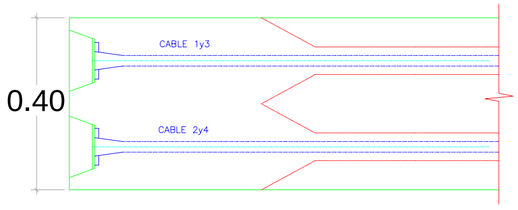
ELEVACION VIGA - TRAYECTORIA CABLES DE PREESFUERZO 1 Y 2

ESC: 1/75



DETALLE DEL ANCLAJE ELEVACION

ESC: 1:20



ANCLAJE PLANTA EN ANCHO DE VIGA

ESC. 1:10

NOTAS

1.– CONCRETO DE RESISTENCIA CILINDRICA CARACTERISTICA DE 350 KG/CM2 A LOS 28 DIAS.
2.– ACERO DE PRE–ESFUERZO GRADO 270 KSI, DE BAJA RELAJACION CON RESISTENCIA A LA TRACCION fpu DE 18900 KG/CM2, RESISTENCIA ALA FLUENCIA fpy (85%fpu) DE 16065.0 KG/CM2.
4.– ACERO DE REFUERZO GRADO 60 CON LIMITE DE FLUENCIA DE 4200 KG/CM2
5.– LAS VIGAS EXTERIORES ESTAN FORMADAS POR 3 CABLES DE 18 TORONES DE ø=½" QUE SON EXTENDIDOS CUBRIENDO LOS CUATRO TRAMOS DEL PUENTE CON ANCLAJES FIJOS EN AMBOS EXTREMOS, Y POR 1 CABLE DE 12 TORONES DE ø=½" EXTENDIDOS SOLO EN CUARTO TRAMO CON ANCLAJES FIJOS EN LA UNIÓN CON LAS LUCES INTERIORES Y MÓVILES EN LOS EXTREMOS DEL PUENTE.
6.– LAS VIGAS INTERIORES ESTAN FORMADAS POR 3 CABLES DE 15 TORONES DE ø=½" QUE SON EXTENDIDOS CUBRIENDO LOS CUATRO TRAMOS DEL PUENTE CON ANCLAJES FIJOS EN AMBOS EXTREMOS, Y POR 1 CABLE DE 15 TORONES DE ø=½" EXTENDIDOS SOLO EN CUARTO TRAMO CON ANCLAJES FIJOS EN LA UNIÓN CON LAS LUCES INTERIORES Y MÓVILES EN LOS EXTREMOS DEL PUENTE.
7.– LOS CABLES SE PODRAN TESAR CUANDO EL CONCRETO HAYA ALCANZADO ALMENOS EL 80% DE SU MAXIMA RESSTENCIA LO QUE EN VALORES NUMERICOS SERIAN PARA NUESTRO CASO 280KG/CM2 DE LOS 350KG/CM2.
8.– SE TENSARAN LOS CABLES DESDE LOS ANCLAJES MOVILES QUE SE ENCUENTRAN EN CADA EXTREMO DEL PUENTE
9.– RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE PRE–ESFUERZO: 7.5 cm.
10.–RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO: 5 cm.
11.–DIMENSIONES EN METROS.

RESUMEN DE METRADOS EN VIGAS

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	201.31	m3
02	Encofrado y desencofrado	2486.38	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	31,834.94	kg
04	Cable de alta resistencia para postensado	1,924.528	m

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Plano: TRAYECTORIA EN CABLES DE PRE-ESFUERZO

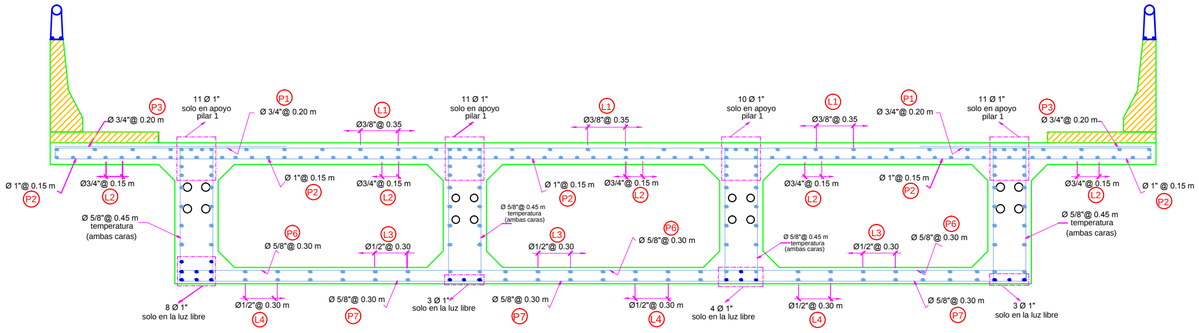
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

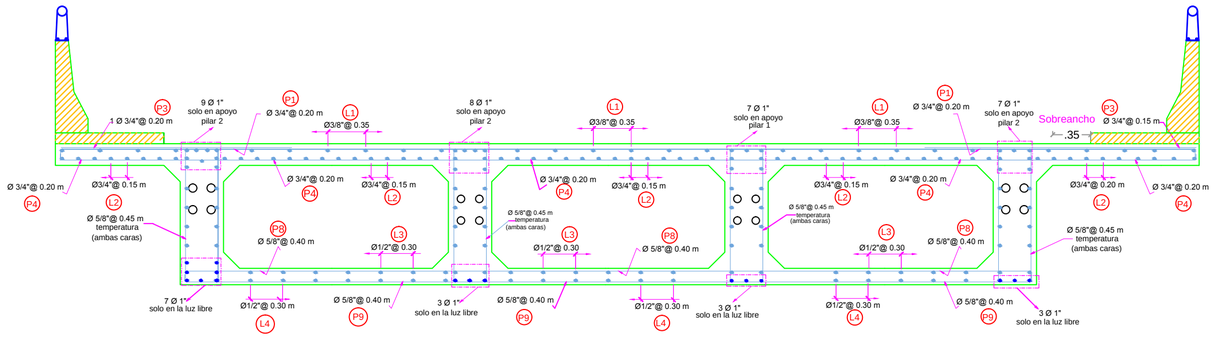
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-10



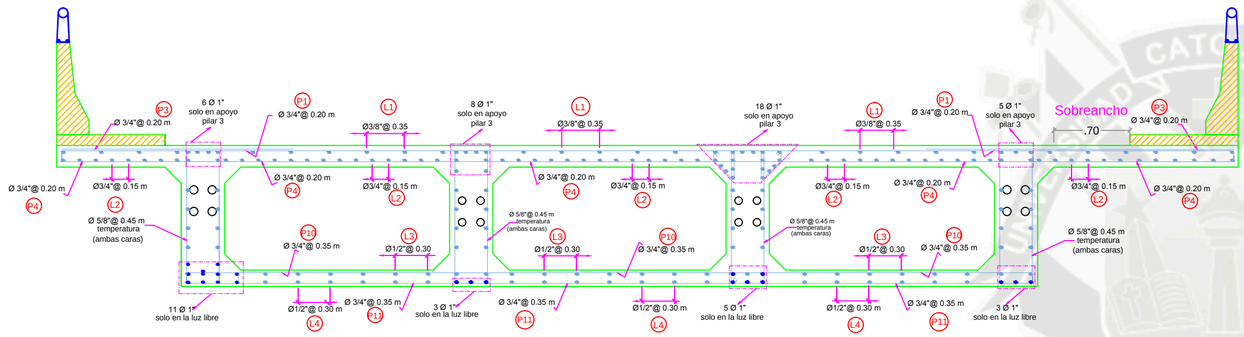
seccion transversal tramo 1

ESC: 1/50



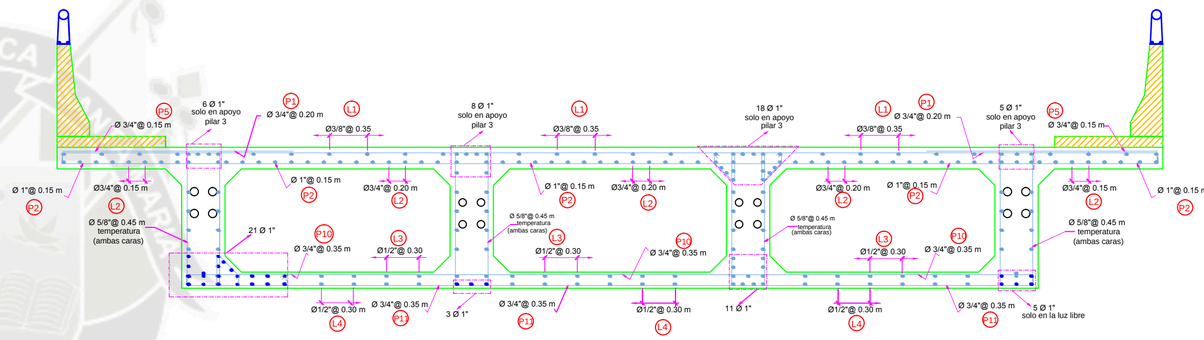
seccion transversal tramo 2

ESC: 1/50



seccion transversal tramo 3

ESC: 1/50



seccion transversal tramo 4

ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

— CONCRETO ARMADO

Concreto Vigas y Losas : f'c=350 kg/cm2
Concreto Pilares : f'c=280 kg/cm2
Acero : fy=4200 kg/cm2

— RECUBRIMIENTO MINIMO

Losa : 5cm
Viga : 3cm

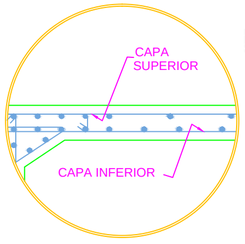
— NORMA DE DISEÑO

AASHTO-LRFD : HL-93

— CABLES DE PREESFUERZO

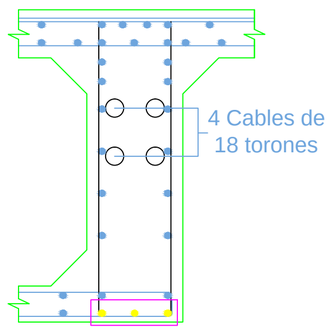
Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones
Vigas Exteriores: 4 Cables de 18 torones

Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.

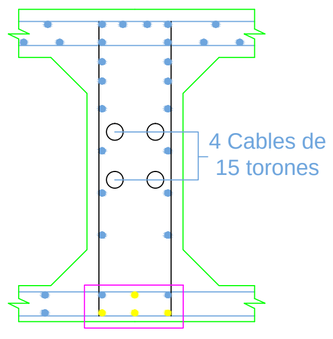


RESUMEN DE METRADOS EN LOSA

Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	413.68	m3
02	Encofrado y desencofrado	1888.20	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	92,618.86	kg



Detalle viga exterior



Detalle viga interior

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Titulo de Tesis: "Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN VIGAS Y LOSAS DETALLE TRANSVERSAL

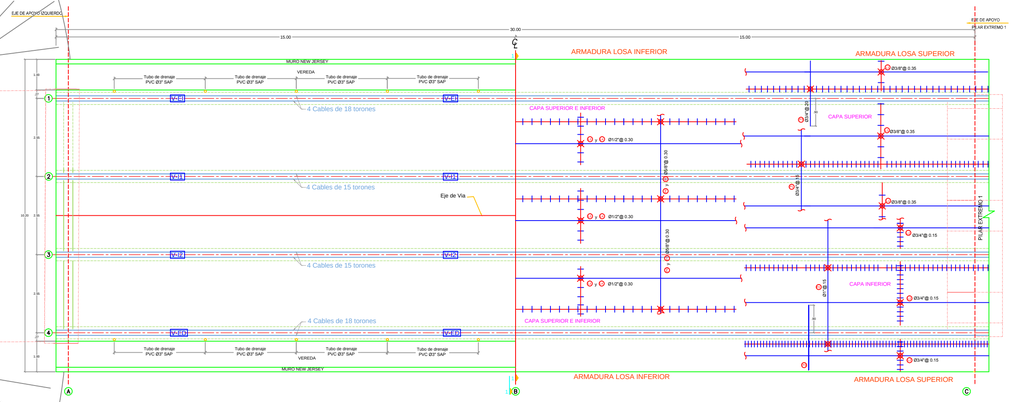
Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 2007245151

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

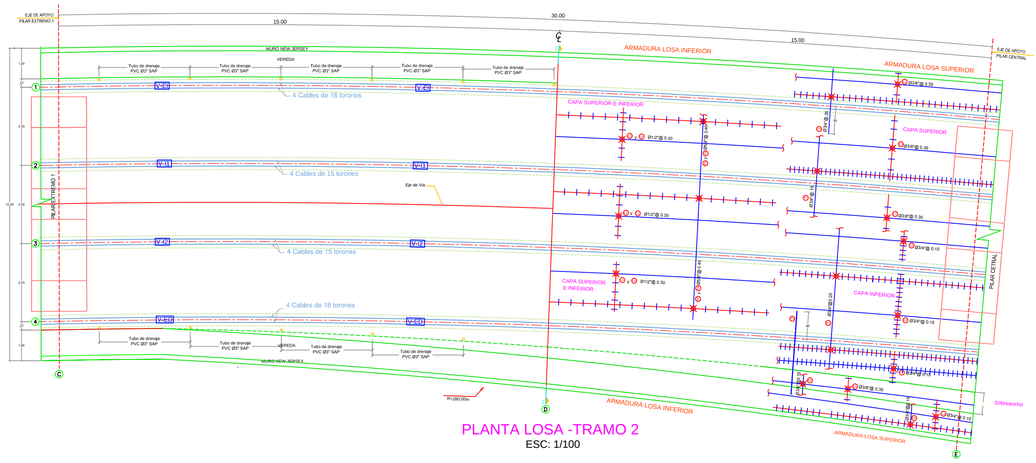
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-11



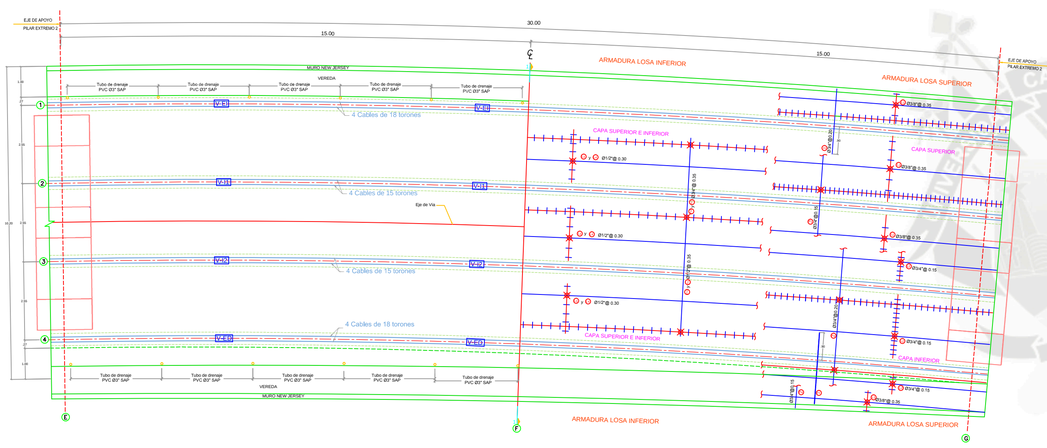
PLANTA LOSA -TRAMO 1

ESC: 1/100



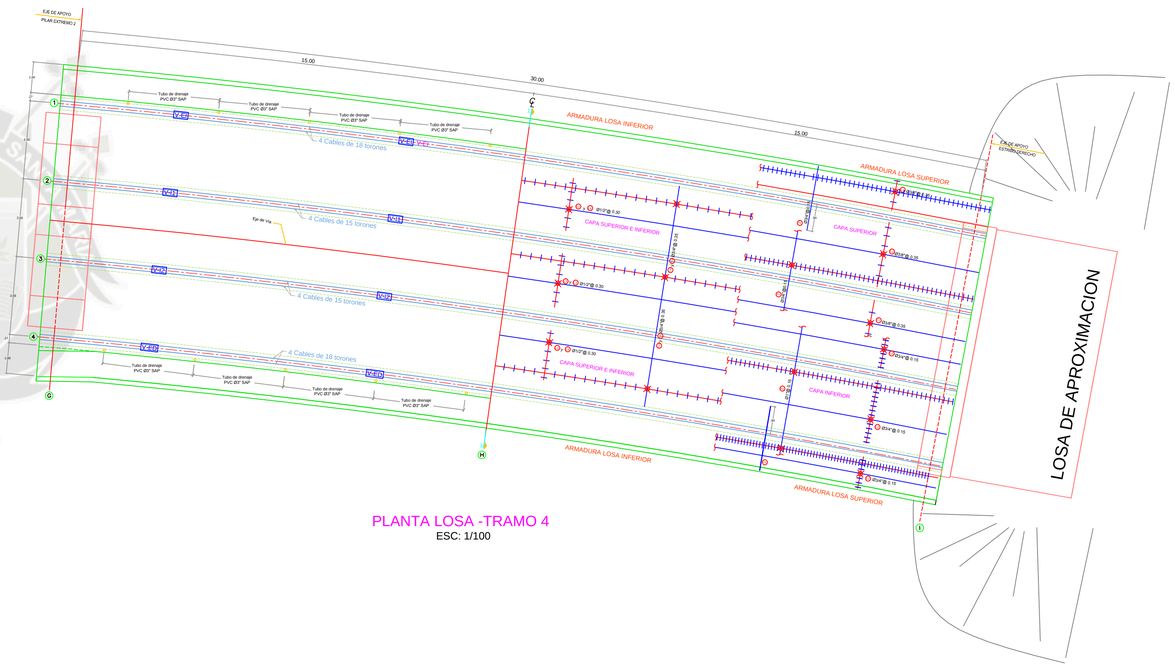
PLANTA LOSA -TRAMO 2

ESC: 1/100



PLANTA LOSA -TRAMO 3

ESC: 1/100



PLANTA LOSA -TRAMO 4

ESC: 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO ARMADO
  - *Concreto Vigas y Losas : f'c=350 kg/cm2*
  - *Concreto Pilares : f'c=280 kg/cm2*
  - *Acero : fy=4200 kg/cm2*
- RECUBRIMIENTO MINIMO
  - *Losa : 5cm*
  - *Viga : 3cm*
- NORMA DE DISEÑO
  - *AASHTO-LRFD : HL-93*
- CABLES DE PREESFUERZO
  - *Vigas Interiores: 4 Cables de 15 torones*
  - *Vigas Exteriores: 4 Cables de 18 torones*
  - *Cada toron contiene 7 alambres enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central.*

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	40.0

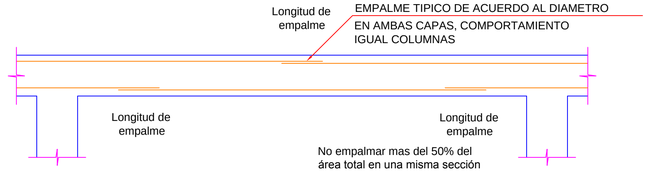
RESUMEN DE METRADOS EN LOSA

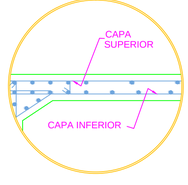
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f'c=350kg/cm2	413.68	m3
02	Encofrado y desencofrado	1888.20	m2
03	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm2	92,618.86	kg

EMPALME DE ACERO TABLERO SUPERIOR

ZONAS DE ANCLAJES

Esc.= 1/50





Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y preesforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Plano: ARMADURA EN LOSAS VISTA EN PLANTA TRAMOS 01, 02, 03 Y 04

Tesistas: Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA C.U.I. 20066802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL C.U.I. 20074745151

Dibujó: Anggie Vargas Jimmy Jara | Escala: Indicada | Fecha: Agosto 2015

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

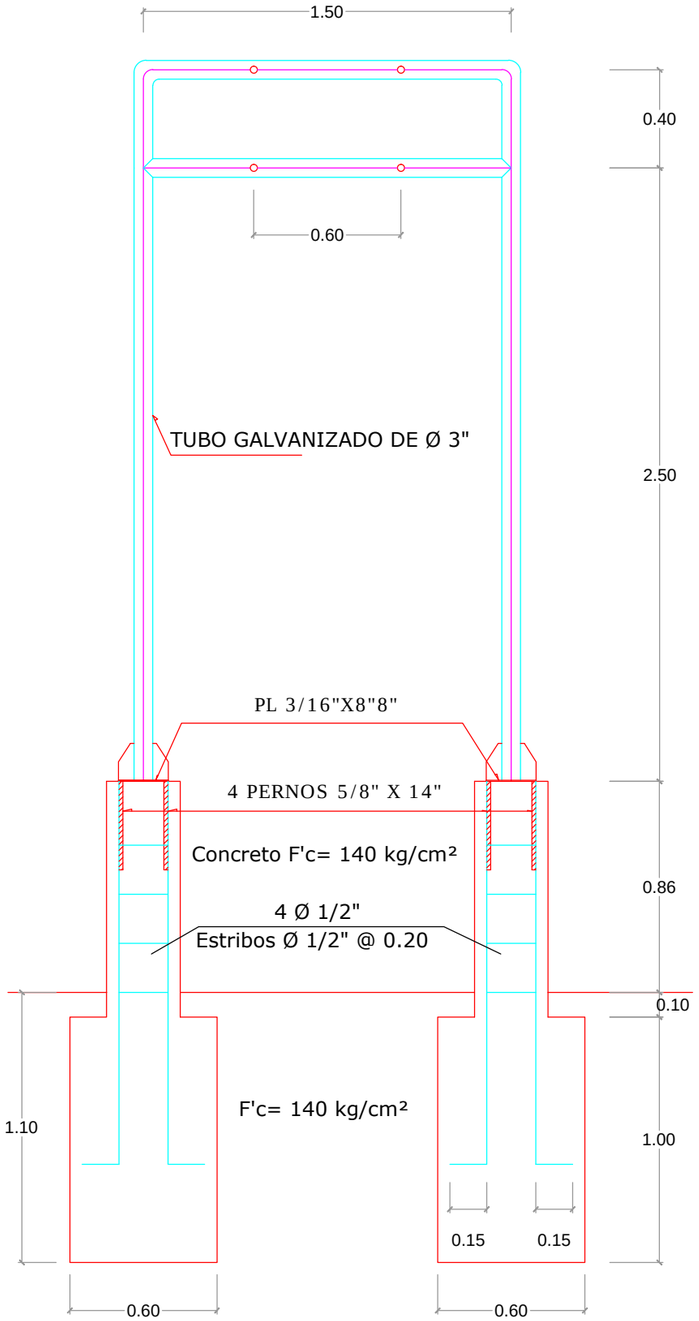
Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

Departamento: AREQUIPA | Provincia: AREQUIPA | Distrito: YARABAMBA | Ubicacion: Quebrada Honda - Yarabamba

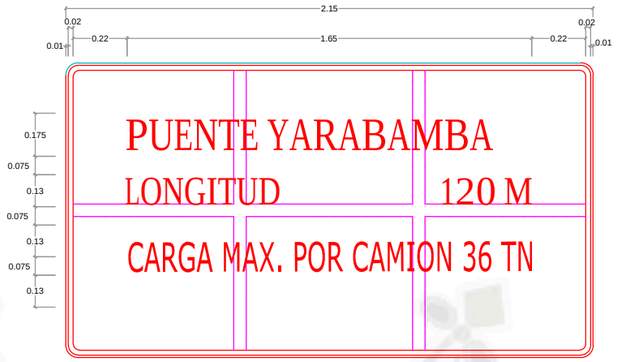
Alternativa: Puente de concreto pre-esforzado postensado

Lamina N°: EP-12



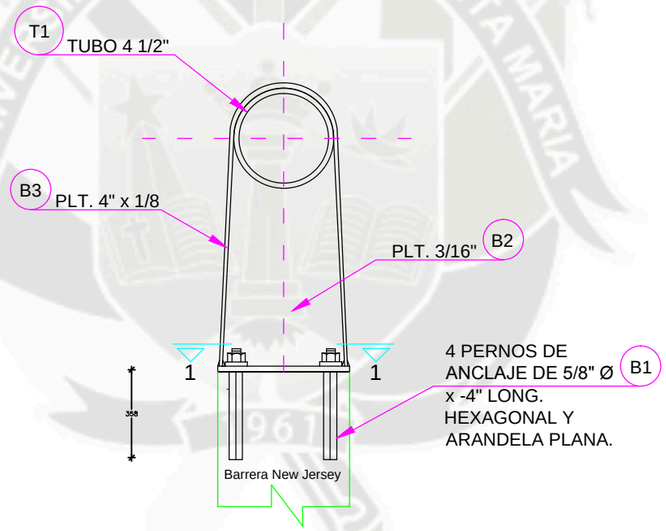
ELEVACION SEÑAL INFORMATIVA

ESC.: 1/50



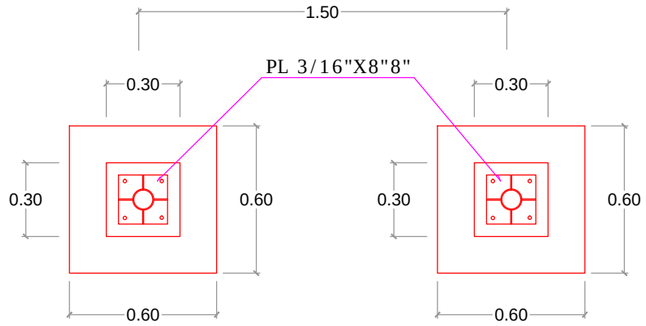
SEÑAL INFORMATIVA

ESC.: 1/75



Detalles de baranda metalica

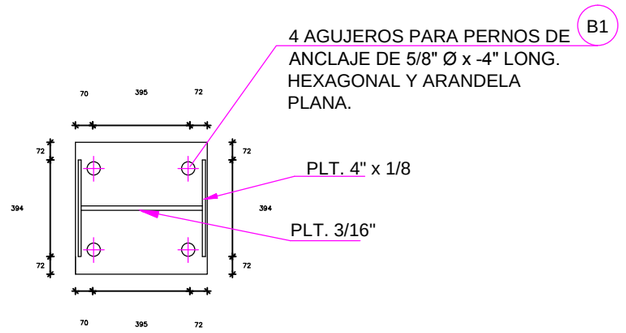
ESC.: 1/25



PLANTA

ESC.: 1/50

UBICACION:



SECCION 1-1

Detalles de baranda metalica

ESC.: 1/25

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano: DETALLES DE BARANDA METALICA Y CARTEL DE OBRA

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

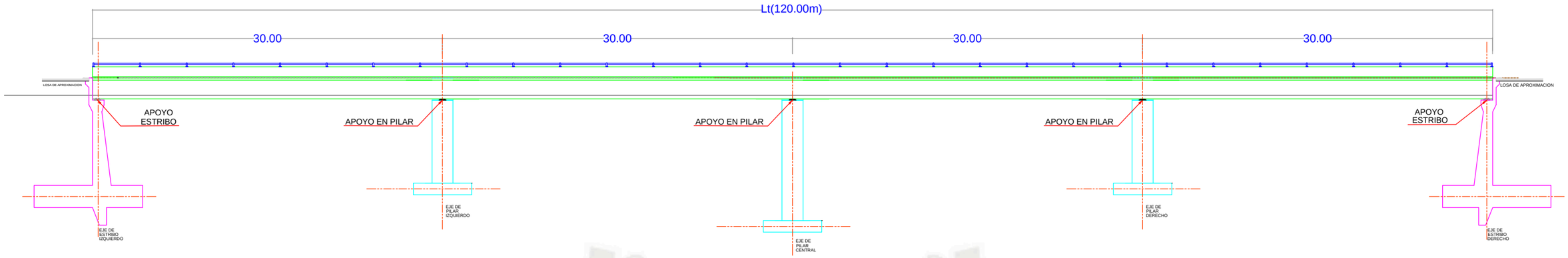
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Lamina N°: PD-01

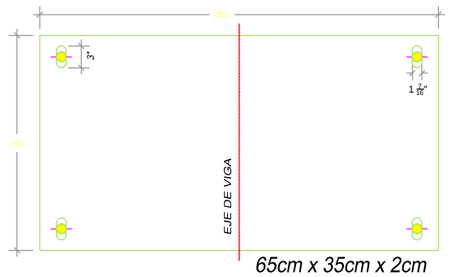
Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado



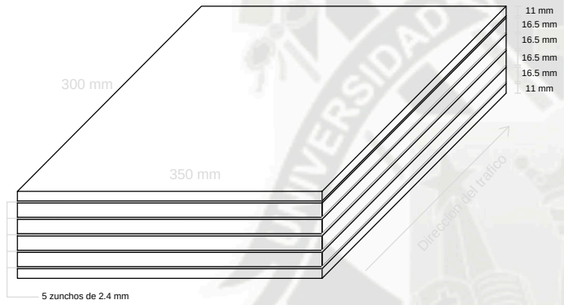
Ubicacion de apoyos en Puente L=120 m

escala 1/350



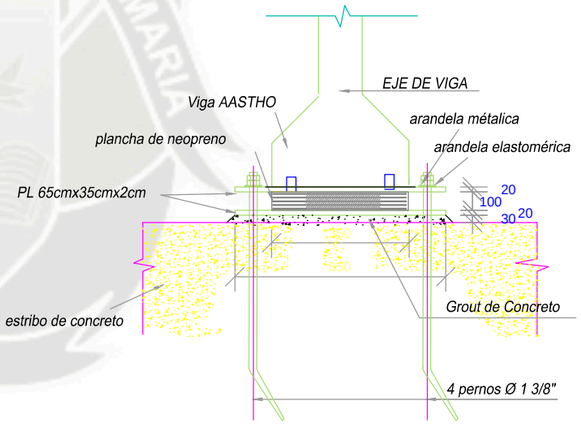
PLANCHA METALICA
APOYO

Esc 1/10

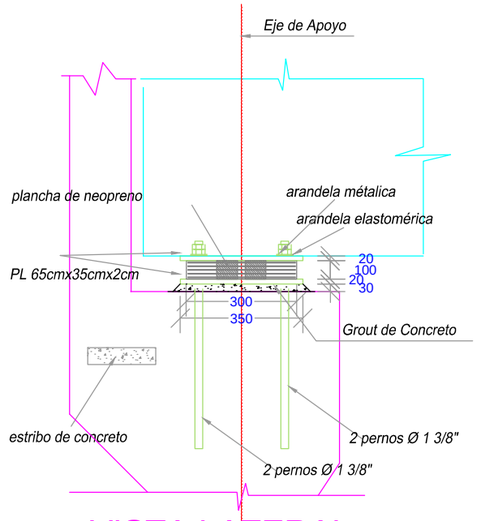


Vista en perspectiva
Dispositivo de apoyo

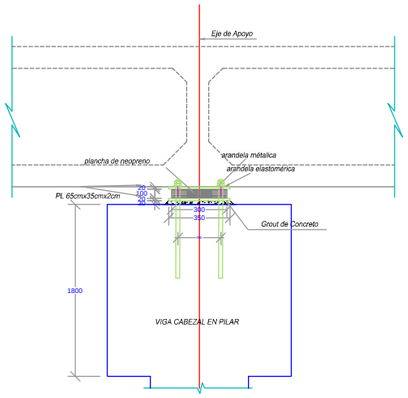
Esc.:1/10



VISTA FRONTAL

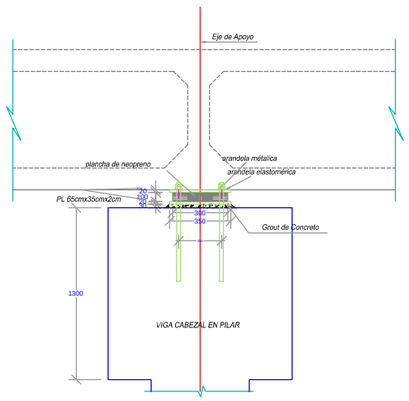


VISTA LATERAL



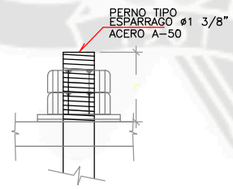
DETALLE TIPICO DE APOYO PILAR
PARA PUENTE REFORZADO

Esc.:1/50



DETALLE TIPICO DE APOYO PILAR
PARA PUENTE POSTENSADO

Esc.:1/50

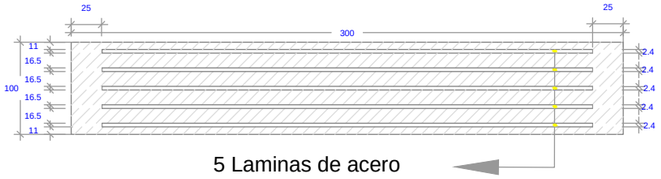


PERNOS EN APOYO

ESCALA : 1/5

ESTRIBO
DETALLE DE APOYO TIPICO

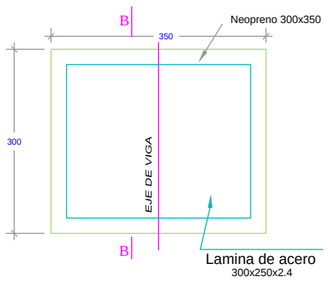
Esc.:1/25



5 Laminas de acero

CORTE B-B
ELEVACION

Esc.:1/5



PLANCHA DE NEOPRENO
PLANTA

Esc.:1/10

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Titulo de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

Plano:
ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS, DISPOSITIVOS DE APOYO

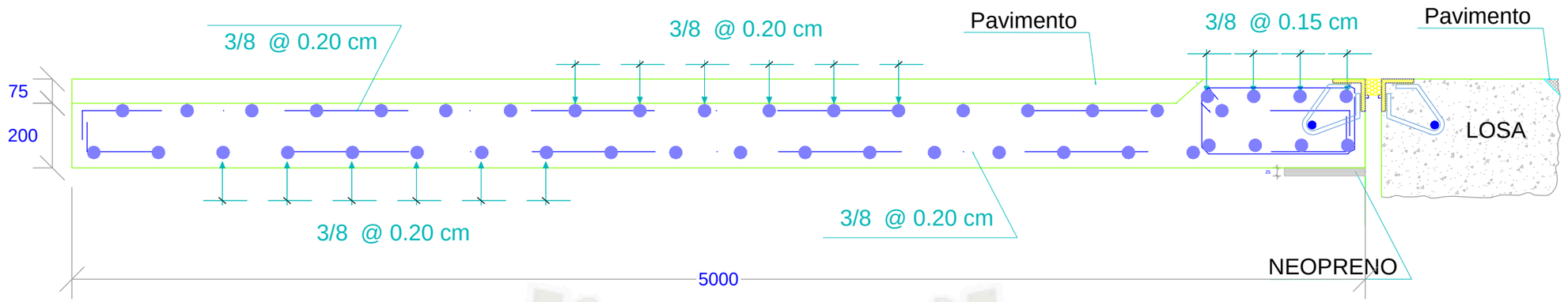
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

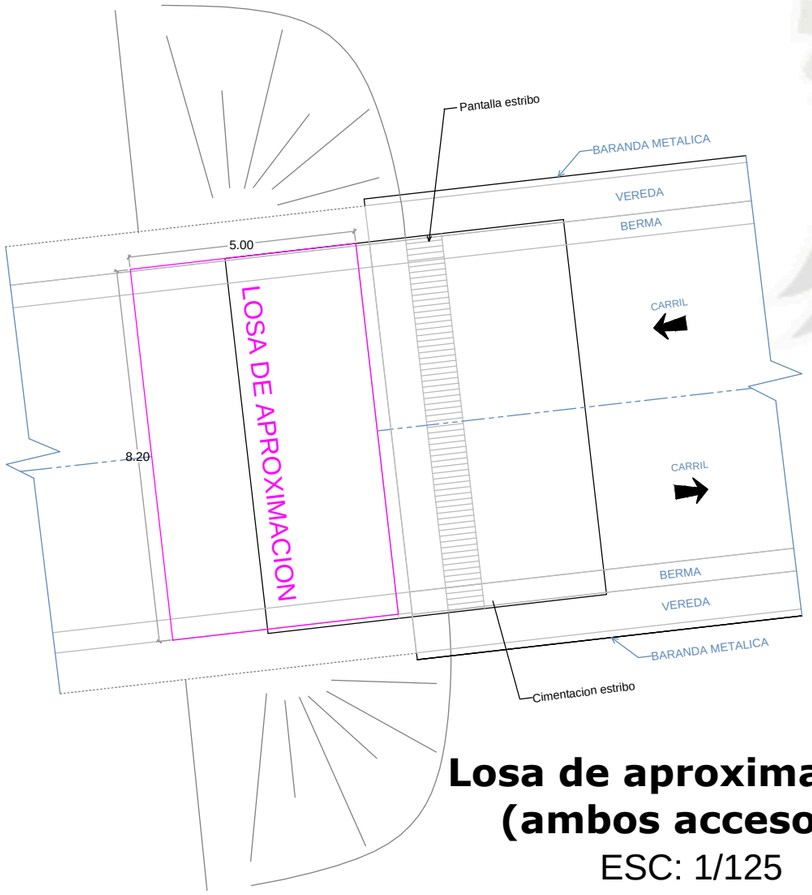
Alternativa:
Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°:
PD-02



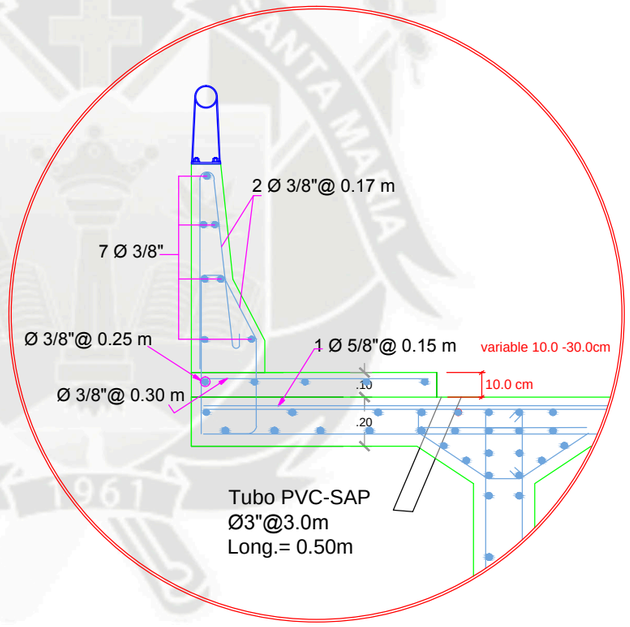
LOSA DE APROXIMACION (mm)

Esc.:1/15



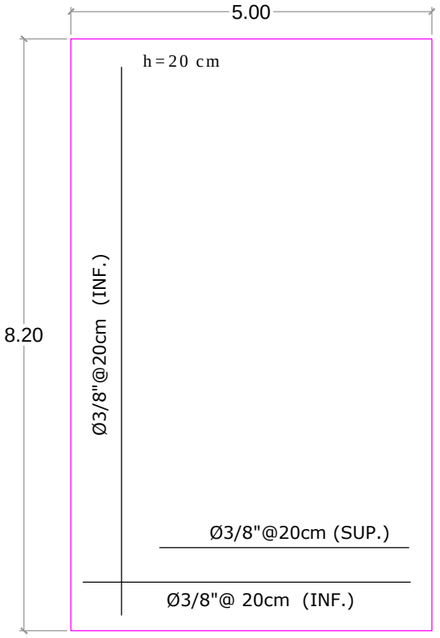
Losa de aproximacion (ambos accesos)

ESC: 1/125



Detalle de armadura vereda y muro new jersey

ESC: 1/25



Losa de aproximacion (ambos accesos) Armado en ambas direcciones

ESC: 1/75

CONCRETO EN SUBESTRUCTURA		
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**METRADO**
Vereda f'c=175 Kg/cm2	M3	66.00
Barrera de concreto f'c=210 Kg/cm2	M3	31.11
Losa de aproximacion f'c=280 Kg/cm2	M3	23.24

ARMADURA EN SUBESTRUCTURA		
DESCRIPCION	**UNIDAD**	**METRADO**
Vereda	KG	1 208.93
Barrera de concreto	KG	3 664.68
Losa de aproximacion	KG	1 076.98
Total		**5,950.6**

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad: ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano: LOSA DE APROXIMACION Y BARRERA DE CONCRETO

Escuela Profesional: INGENIERIA CIVIL

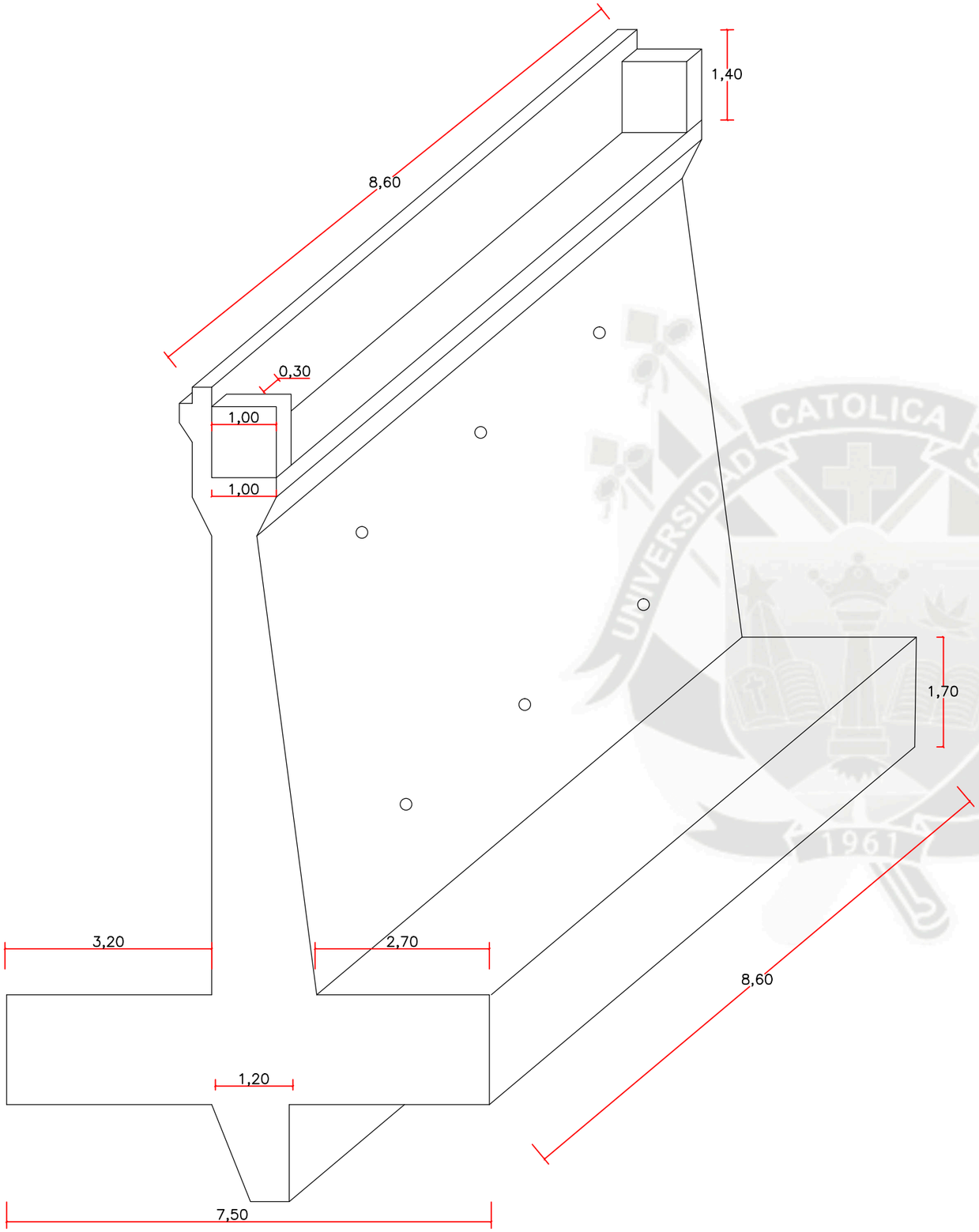
Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Dibujo: Anggie Vargas, Jimmy Jara | Escala: 1:500 | Fecha: Agosto 2015

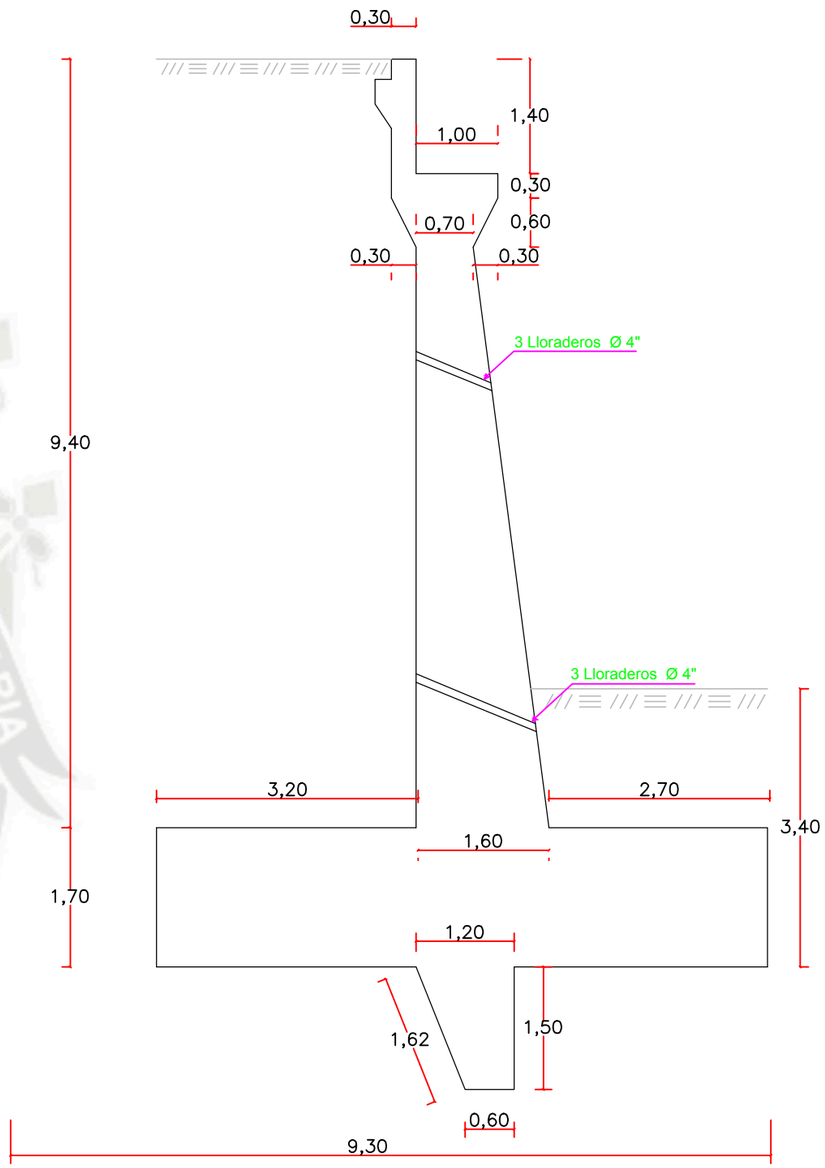
Alternativa: Puente de concreto simplemente reforzado

Lamina N°: PD-01



VISTA EN PERSPECTIVA ESTRIBOS

ESC.: 1/75



ELEVACION LATERAL ESTRIBO

ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

Título de Tesis:
"Analisis y diseño comparativo en la Aplicacion de concreto reforzado y presforzado - postensado para la construccion del Puente Quebrada Honda en el distrito de Yarabamba - Arequipa"

Facultad:
ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

Plano:
PERFIL ISOMETRICO DE ESTRIBOS

Escuela Profesional:
INGENIERIA CIVIL

Tesistas:
Bach. VARGAS BARREDA ANGGIE LOURDES MIRELLA
C.U.I. 2006802602
Bach. JARA TURPO JIMMY GAEL
C.U.I. 2007245151

Departamento:	Provincia:	Distrito:	Ubicacion:
AREQUIPA	AREQUIPA	YARABAMBA	Quebrada Honda - Yarabamba

Lamina N°:
AR-01

Dibujo:	Escala:	Fecha:
Anggie Vargas Jimmy Jara	1:500	Agosto 2015

Alternativa:
Puente de concreto pre-esforzado postensado