

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA
CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TOMO I

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE HUARANGUEROS
ALTO SELVA ALEGRE – AREQUIPA

TESIS PRESENTADO POR EL BACHILLER:
MARCO ANTONIO APAZA RODRÍGUEZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AREQUIPA – PERÚ

2014

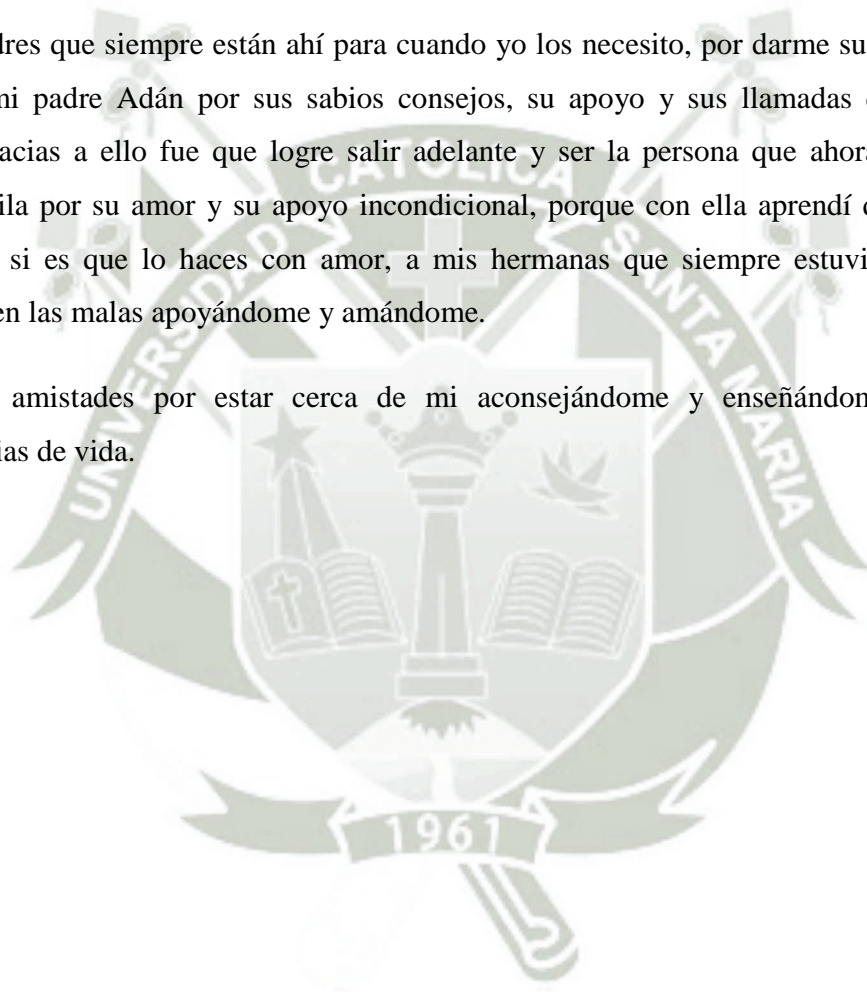
DEDICATORIA

A:

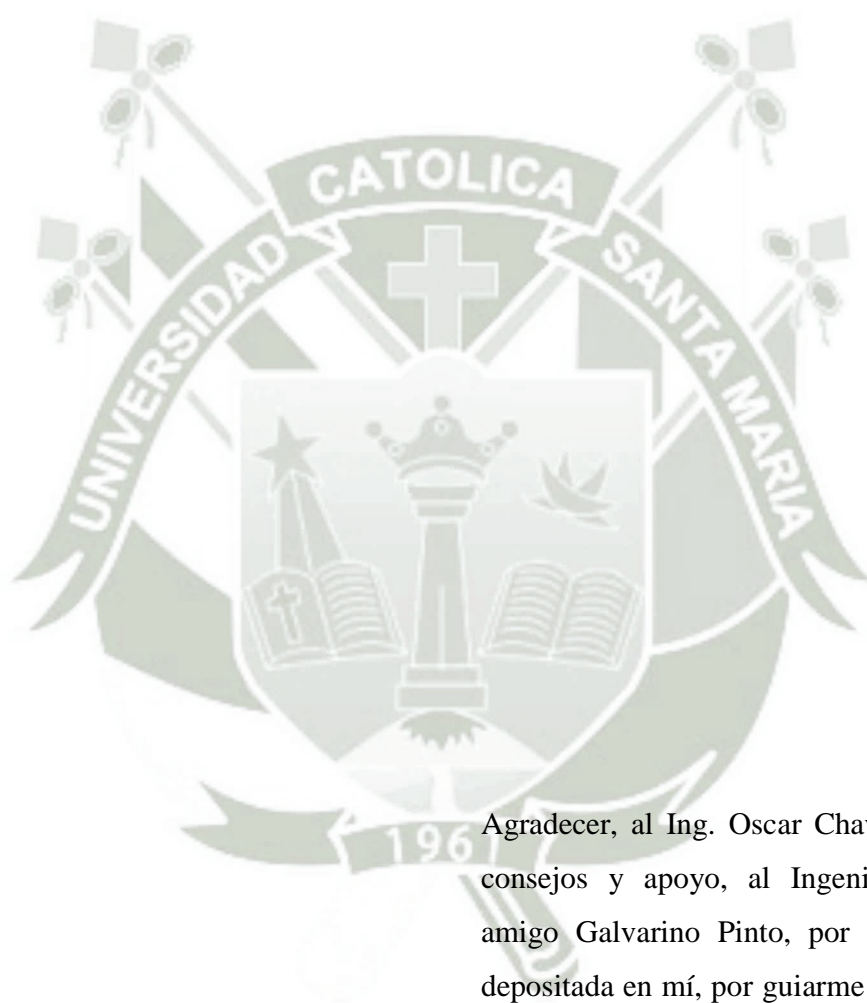
Dios por bendecirme con su amor y su infinita misericordia, por regalarme el milagro de la vida y poder disfrutar de ella, por poner en mi camino experiencias de las que estoy muy agradecido.

A mis padres que siempre están ahí para cuando yo los necesito, por darme su apoyo y su amor, a mi padre Adán por sus sabios consejos, su apoyo y sus llamadas de atención porque gracias a ello fue que logre salir adelante y ser la persona que ahora soy, a mi madre Zoila por su amor y su apoyo incondicional, porque con ella aprendí que nada es imposible si es que lo haces con amor, a mis hermanas que siempre estuvieron en las buenas y en las malas apoyándome y amándome.

Y a mis amistades por estar cerca de mi aconsejándome y enseñándome con sus experiencias de vida.



AGRADECIMIENTO



Agradecer, al Ing. Oscar Chaves, por sus consejos y apoyo, al Ingeniero y gran amigo Galvarino Pinto, por esa amistad depositada en mí, por guiarme y apoyarme en el desarrollo de esta tesis, por todos los conocimientos brindados hacia mi persona y alentarme a seguir adelante.

INDICE

	Pág.
DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO	II
INDICE	III
LISTA DE TABLAS	V
LISTA DE FIGURAS	VII
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	
1.1. Normativa utilizada	1
1.2. Elección del tipo de puente.....	1
1.3. Estudios básicos.....	3
2.1. Introducción.....	5
CAPÍTULO 2: CARGAS, COMBINACIONES DE CARGAS Y ESTADOS LÍMITES	
2.2. Cargas	5
2.3. Combinación de cargas.....	23
2.4. Estados límites.....	27
2.5. Factores de modificación de cargas adoptados en el presente proyecto.....	31
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	
3.1. Modelaje estructural	32
3.2. Análisis computacional	32
3.3. Validación del modelo.....	33
CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL	
4.1. Diseño de la Superestructura	38
4.2. Diseño de Pilares	58
4.3. Diseño de Estribos	75
4.4. Diseño de Cimentación.....	97

CAPÍTULO 5: COSTOS, PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN DE OBRA

5.1. Metrados	113
5.2. Análisis de costos unitarios	131
5.3. Presupuesto de Obra	143
5.4. Programación de Obra	144
CONCLUSIONES.....	146
RECOMENDACIONES.....	148
BIBLIOGRAFÍA.....	149



LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1 Pesos unitarios.

Tabla 2-2 Factor de presencia múltiple.

Tabla 2-3 Fracción de tráfico de camiones en una línea, p .

Tabla 2-4 Fracción de camiones en el tráfico.

Tabla 2-5 Incremento de carga viva por efectos dinámicos.

Tabla 2.6 Fuerzas del diseño del sistema de barreras.

Tabla 2.7 Importancia de la categoría.

Tabla 2.8 Zonas sísmicas.

Tabla 2.9 Coeficientes de lugar “S”.

Tabla 2.10 Tipos de suelos. 2003.

Tabla 2.11 Factores de modificación de respuesta – Subestructuras.

Tabla 2.12 Factores de modificación de respuesta – Conexiones.

Tabla 2.13 Factores de multiplicación para fuerzas de conexión en la zona sísmica 1.

Tabla 2.14 Requisitos mínimos de análisis.

Tabla 2.15 Combinación de cargas y factores de carga

Tabla 2.16 Factores de carga para cargas permanentes. γ_p

Tabla 2.17 Factores de resistencia ϕ

Tabla 3.1 Calculo de la masa de la estructura.

Tabla 4.1 Resumen de valores de Carga Axial, Momentos flexionantes y fuerzas cortantes extraídos del modelo de elementos finitos

Tabla 4.2 Se muestran las demandas obtenidas debido al Sismo tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, Pilar P1.

Tabla 4.3 Se muestran las demandas obtenidas debido al Sismo tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, Pilar P2

Tabla 4.4 Cuantías de acero longitudinal en el Pilar P1

Tabla 4.5 Cuantías de acero longitudinal en el Pilar P2

Tabla 4.6 Resumen del peso y momentos en el estribo

Tabla 4.7 Resumen del peso y momentos flectores



LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 Características del camión de diseño.

Figura 2-2 Características del Tándem de diseño.

Figura 2-3. Carga de diseño por carril.

Figura 2-4a. Camión de diseño más carga distribuida.

Figura 2-4b. Tándem de diseño más carga distribuida.

Figura 2.4c. Combinación para momentos negativos y reacciones verticales en los apoyos intermedios.

Figura 2.4. Combinación de cargas de diseño en la dirección longitudinal.

Figura 2-5a. Combinación para diseño del voladizo del tablero.

Figura 2-5b. Combinación para diseño en general.

Figura 2.5. Combinación de cargas de diseño en la dirección transversal.

Figura 2.6 Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado.

Figura 2.7 Esquema de fuerzas de diseño del sistema de barreras.

Figura 2.8 Cargas en barandas peatonales.

Figura 2.9 Mapa de distribución de Iso-aceleraciones del Perú/Extraído del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Figura 3-1 Estructura con un grado de libertad

Figura 3.2 Sección típica de columna

Figura 4.1 Sección transversal del tablero

Figura 4.2 Sección transversal del Voladizo.

Figura 4.3 a. Elevación - Vista aguas Abajo

Figura 4.3 b. Elevación - Vista aguas Arriba

Figura 4.3 c. Vista Planta del tablero curvo

Figura 4.3 Modelo de elementos finitos del Puente “Balcones de Chilina”.

Figura 4.4 Momentos flectores debido a la Carga Muerta (Peso propio tablero) Puente “Balcones de Chilina”.

Figura 4.5 Momentos flectores debido a la Carga Móvil (Vehicular) Puente “Balcones de Chilina”.

Figura 4.6 Momentos flectores debido - Estado Límite de Evento Extremo I - X, Puente “Balcones de Chilina”.

Figura 4.7 Momentos flectores debido - Estado Límite de Evento Extremo I Y-Y, Puente “Balcones de Chilina”.

Figura 4.8 Fuerza Cortante - Estado Límite de Evento Extremo I Y-Y, Puente “Balcones de Chilina”.

Figura 4.9 Fuerza Cortante - Estado Límite de Evento Extremo I Y-Y, Puente “Balcones de Chilina”.

Figura 4.10 Pilar P1 en el Programa CSI Bridge - Section Designer

Figura 4.11 Diagrama de Interacción: (a) Pilar P1 Estado límite de Evento Extremo en X-X, (b) Pilar P1 Estado Límite de Evento Extremo en Y-Y.

Figura 4.12 Pilar P2 en el Programa CSI Bridge - Section Designer

Figura 4.13 Diagrama de Interacción: (a) Pilar P2 Estado límite de Evento Extremo en X-X, (b) Pilar P2 Estado Límite de Evento Extremo en Y-Y.

Figura 4.14 Diagrama de Momentos – curvatura, Longitudinal

Figura 4.15 Diagrama de Momentos – curvatura, Transversal

Figura 4.16 Elementos que conforman el estribo.

Figura 4.17 Reacciones y pesos en el Estribo.

Figura 4.18 Método de Mononobe - Okabe.

Figura 4.19 Variables que intervienen en la determinación de los esfuerzos sobre el terreno.

Figura 4.20 Sección transversal cimentación

Figura 4.21 División del cortante en las almas de la cimentación

Figura 4.22 Sección transversal Plataforma de conexión

Figura 4.23 División del cortante en las almas de la plataforma de conexión



CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1. Normativa utilizada

Las bases de cálculo estarán de acuerdo a la siguiente normativa:

- AASTHO LRFD Bridge design specification, 6th Edition.
- AASTHO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition.
- AASTHO LRFD Bridge Construction Specification, 3rd Edition.
- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11), 1ra Edition.

Como normativa nacional tomaremos en cuenta:

- Manual de diseño de puentes del Ministerio de transportes y comunicaciones MTC, del año 2003.
- Norma E.020, Cargas, del reglamento nacional de edificaciones, 6ta edición.
- Norma E.030, Diseño sismo resistente, del reglamento nacional de edificaciones, 6ta edición.
- Norma E.050, Suelos y cimentaciones, del reglamento nacional de edificaciones, 6ta edición.
- Norma E.060, Concreto armado, del reglamento nacional de edificaciones, 6ta edición.

1.2. Elección del tipo de puente

1.2.1. Introducción

Los puentes son estructuras que los seres humanos han ido construyendo a lo largo del tiempo para superar los diferentes obstáculos naturales con los que se han encontrado y así poder transportar alimentos, materiales, etc., permiten también la circulación de las personas y vehículos de un sitio a otro.

Dependiendo del uso que se les dé, algunos de ellos reciben nombres particulares, como acueducto se emplean para la conducción del agua, viaducto si soportan el paso de carreteras y vías férreas, y pasarelas destinados exclusivamente a la circulación de personas.

1.2.2. Tipos de puentes

Hay diferentes tipos de puentes y se pueden clasificar por:

- ❖ **Por el material de la superestructura:** Concreto armado, concreto pre-esforzado, acero, madera.
- ❖ **Por la forma de la superestructura:** Losa maciza, losa aligerada, vigas T, vigas I, vigas cajón, en arco, colgante, atirantado, reticulado, pórticos.
- ❖ **Por su trazo geométrico:** Rectos, esviados, curvos.
- ❖ **Según el tipo de vida útil:** Provisionales, definitivos.
- ❖ **Según el tipo de apoyo:** Isostático (Simplemente apoyado, cantiléver o Gerber), hiperestático (continuo, pórtico o marco).
- ❖ **Por el proceso constructivo:** Vaciado in situ, prefabricados, compuestos, por dovelas, por voladizos sucesivos.
- ❖ **Por el tipo de cimentación:** Con pilotes, con cámaras de anclaje, con cimentaciones aligeradas.

1.2.3. Elección del tipo de material

A lo largo de la historia en la ciudad de Arequipa los puentes se han construido con tres materiales básicos, como son el sillar, concreto y acero.

- ❖ Los puentes de sillar, son tremendamente resistentes, compactos y duraderos, los cuidados necesarios para su mantenimiento son bajos, ya que resisten muy bien los agentes climáticos. Aunque en la actualidad su construcción es muy costosa debido al corte y procesamiento del sillar, debido a las limitaciones de costo, su uso se limita para acabados y estética.
- ❖ A pesar de verse suave y sin brillo en la superficie, el concreto se ha convertido en el material de construcción preferido para casi todas las estructuras del mundo y los puentes no son la excepción. La capacidad de vaciar concreto en cualquier forma o tamaño lo hace ideal para la construcción de puentes.
- ❖ Otra alternativa para material de construcción de puentes es el acero, este material tiene resistencia a la compresión y tracción, permitiendo mayor luz entre apoyos. Sin embargo, la corrosión es una preocupación importante y requiere un elevado costo de mantenimiento, además que en la ciudad de Arequipa son pocas las fábricas que producen este material, elevando su costo aún más.

Teniendo en cuenta los materiales mencionados anteriormente, utilizaremos el concreto como material principal ya que su manipulación lo hace ideal para la construcción de puentes, es utilizado en todo tipo de obras, son muy resistentes a la acción de los agentes atmosféricos y existen fábricas que lo producen.

1.3. Estudios básicos

Son los estudios que se deben de realizar con la finalidad de obtener datos necesarios para poder elaborar el diseño de puentes, estos son:

1.3.1. Estudios topográficos.

Este estudio tiene como finalidad elaborar los planos topográficos, proporcionar información que sirva de base para otros estudios (hidrología, hidráulica, geología, etc), así mismo hace posible definir la ubicación del puente y sus componentes (pilares, estribos, cimentación), también nos permite establecer puntos de referencia y control para el replanteo.

1.3.2. Estudios hidrológicos e hidráulicos.

Tienen por objetivo establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias, y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico, los cuales nos permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

1.3.3. Estudios geológicos y geotécnicos.

El estudio geológico tiene como finalidad establecer las características geológicas, tanto local como de las diferentes formaciones geológicas.

Los estudios geotécnicos permiten establecer la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de la cimentación

1.3.4. Estudios de riesgo sísmico.

Los estudios de riesgo sísmico tendrán como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo.

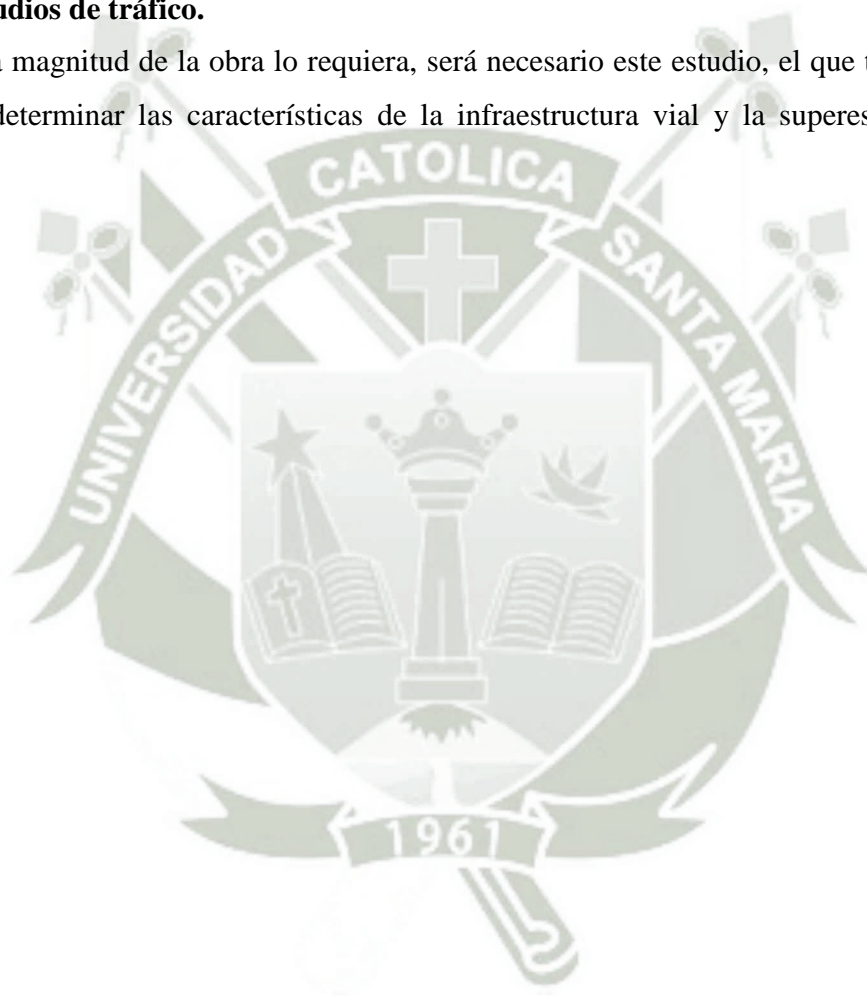
1.3.5. Estudios de impacto ambiental.

Tendrá como objetivo identificar en forma oportuna el problema ambiental, establecerá las condiciones ambientales de la zona de estudio, definirá el grado de agresividad del medio ambiente sobre las estructuras del puente.

Deberá establecer el impacto que puedan tener las obras del puente sobre el medio ambiente, recomendará las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

1.3.6. Estudios de tráfico.

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario este estudio, el que tendrá como objetivo determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.



CAPÍTULO 2

CARGAS, COMBINACIONES DE CARGAS Y ESTADOS LÍMITES

2.1. Introducción

Las cargas que presentamos a continuación están basadas en las especificaciones de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. En general, estas cargas pueden ser divididas en dos grandes grupos: cargas permanentes y cargas transitorias (cargas de vehículos, peatonales y de sismo). Adicionalmente, dependiendo del tipo de estructura pueden presentarse otras fuerzas como las debidas al creep, al shrinkage, o al movimiento de los apoyos de la estructura.

Igualmente, en este capítulo se presentan los estados límites con sus correspondientes combinaciones de carga.

2.2. Cargas

Las cargas se clasifican en:

- Cargas permanentes.
- Cargas variables.
- Cargas excepcionales.

2.2.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes incluyen:

- Carga muerta de elementos estructurales y elementos no estructurales.
- Carga muerta de la superficie de rodadura.
- Cargas por el empuje del suelo.

Los elementos estructurales son los considerados partes del sistema de resistencia. Los elementos no estructurales se refieren a veredas, parapetos, postes, tuberías, barreras, señales, etc. En caso de no contar con las especificaciones técnicas o manuales que den información precisa del peso de estos elementos, se pueden usar los pesos unitarios de AASHTO presentados en la tabla 2-1.

Tabla 2-1 Pesos unitarios.

Materiales	Peso Unitario(Kg/m ³)
Aluminio	2800
Superficies bituminosas	2250
Arena, arcilla o limos compactados	1925
Concreto ligeros (incluido refuerzo)	1775
Concreto ligero-con arena (incluido refuerzo)	1925
Concreto normal	2400
Arena, limos o grava suelta	1600
Arcilla suave	1600
Balasto	2450
Acero	7850
Albañilería de piedra	2725
Madera dura	960
Madera suave	800
Rieles para tránsito por vía	300 Kg/ml

La carga muerta de la superficie de rodadura puede ser estimada tomando el peso unitario para un espesor de superficie. Los estribos y otras partes de la estructura que soporten empujes del suelo deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones, el empuje no será en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de 5 kN/m^3 (510 kgf/m^3).

2.2.2. Cargas variables

Las cargas que presentamos a continuación comprenden las cargas vivas de vehículos, efectos dinámicos, fuerzas centrífugas, fuerzas de frenado y aceleración, cargas sobre veredas, barandas y sardineles, cargas peatonales y efectos de sismo.

2.2.2.1. Cargas vivas de vehículos

2.2.2.1.1. Número de vías

El número de vías será el resultado de dividir el ancho libre de la calzada entre 3.6m (ancho de vía según AASTHO). Anchos de calzada entre 6.0m y 7.20m deberán tener dos vías, cada una igual a la mitad del ancho de la calzada.

2.2.2.1.2. Cargas vivas de diseño

A continuación se describirá brevemente las cargas vivas correspondientes a tomar en cuenta para el diseño de las vías.

2.2.2.1.2.1. Camión de diseño

Las cargas y los espaciamientos entre los ejes del camión de diseño, será como se muestra en la figura 2-1.

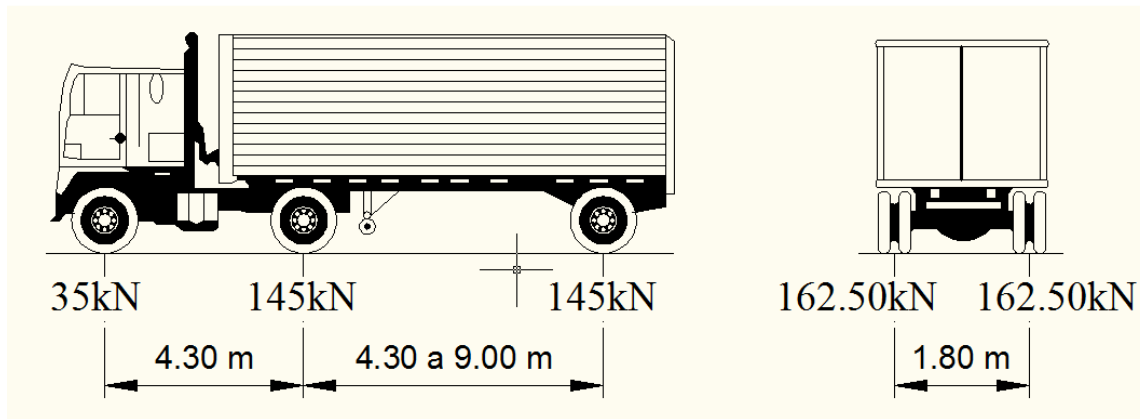


Figura 2-1 Características del camión de diseño.

Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos según sea el caso.

2.2.2.1.2.2. Tándem de diseño

Las cargas y los espaciamientos entre los ejes del Tándem de diseño, será como se especifica en la figura 2-2.

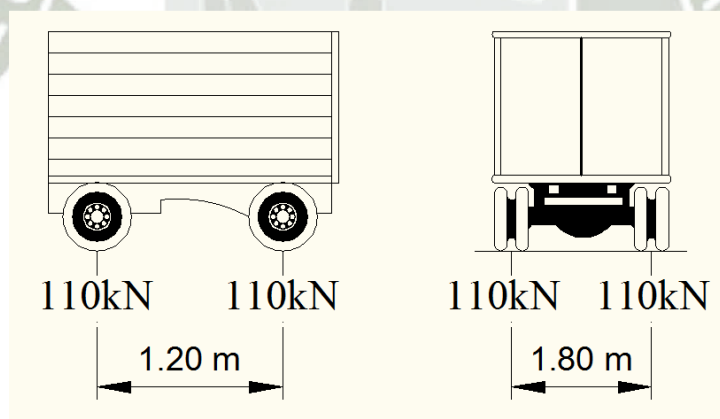


Figura 2-2 Características del Tándem de diseño.

Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos según sea el caso.

2.2.2.1.2.3. Carga de diseño por carril

Se considerará una sobrecarga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto

desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3000 mm en dirección transversal, ver figura 2-3. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

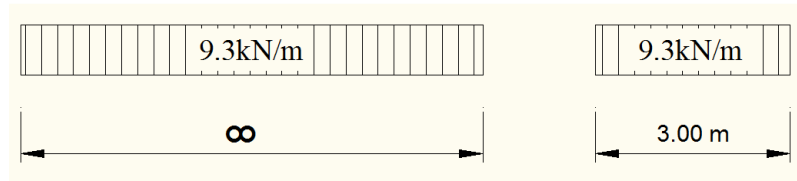


Figura 2-3. Carga de diseño por carril.

Tomando en cuenta las cargas anteriormente mencionadas, la carga viva de diseño correspondiente a cada vía, será la suma de las combinaciones de:

- Camión de diseño o Tándem de diseño y
- Carga de diseño por carril.

Tomando aquella combinación que produzca en cada caso los efectos más desfavorables.

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- Camión de diseño más la carga distribuida, la distancia entre los ejes de 145 kN, será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso, ver figura 2-4a.
- Tándem de diseño más la carga distribuida, ver figura 2-4b.
- Solo para momentos negativos y para reacciones verticales en los apoyos intermedios, se considerará 90% del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. En este caso la distancia entre los ejes de 145 kN de cada camión será 4.30 m y la distancia entre camiones medida desde el último eje del primer camión hasta el eje del que le sigue, no será inferior a 15.0 m, ver figura 2-4c.

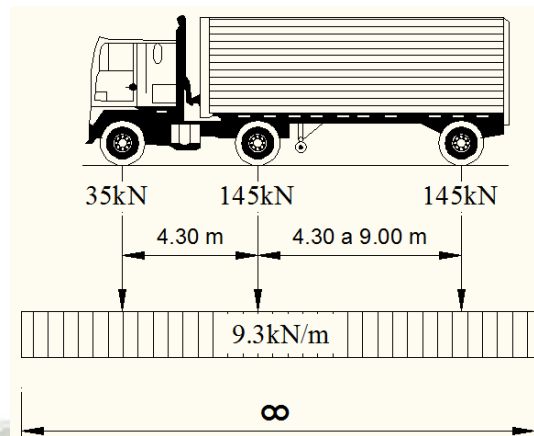


Figura 2-4a. Camión de diseño más carga distribuida.

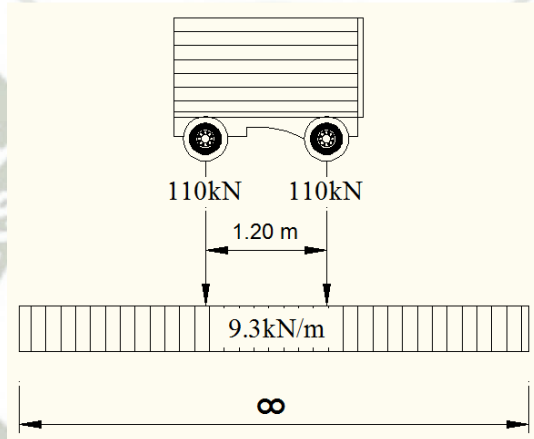


Figura 2-4b. Tándem de diseño más carga distribuida.

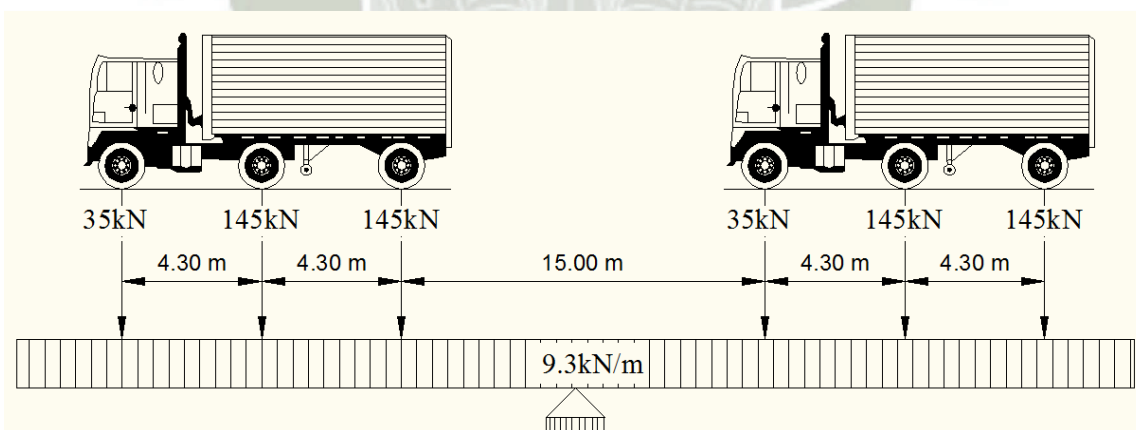


Figura 2.4c. Combinación para momentos negativos y reacciones verticales en los apoyos intermedios.

Figura 2.4. Combinación de cargas de diseño en la dirección longitudinal.

Cada vía cargada, así como la franja de 3.00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberá colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso.

El camión y el tándem de diseño se ubicarán en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes:

- Para el diseño del voladizo del tablero el centro de la rueda estará a por lo menos 0.30 m de la cara del sardinel o de la baranda, ver figura 2-5a.
- Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará a por lo menos 0.60 m del borde de la vía cargada, ver figura 2-5b.

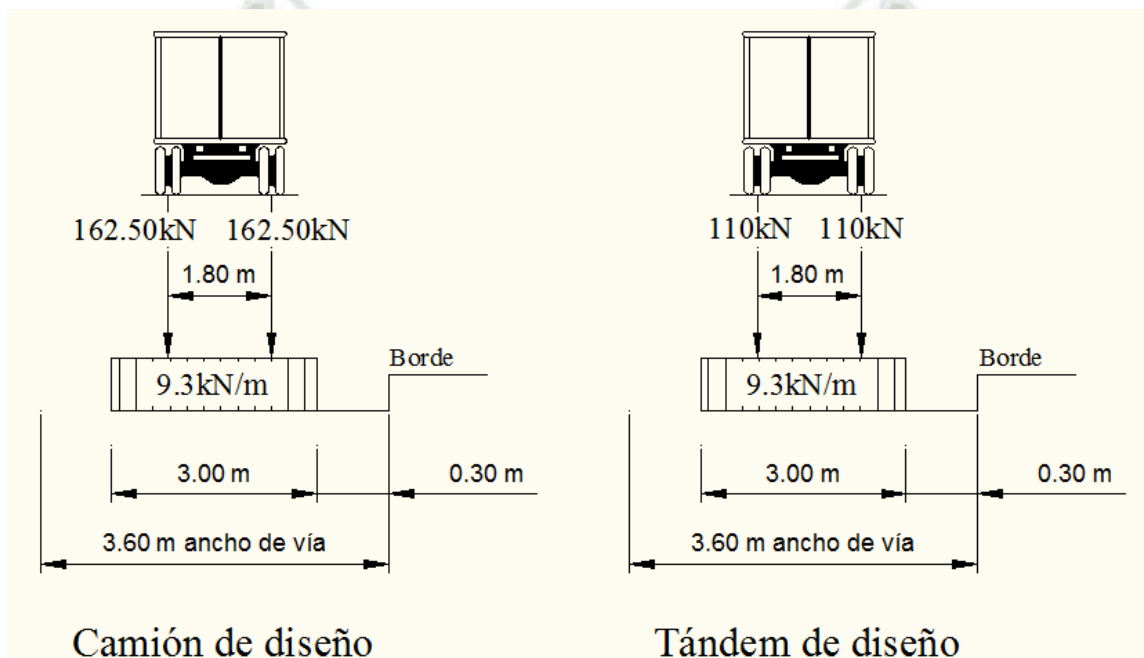


Figura 2-5a. Combinación para diseño del voladizo del tablero.

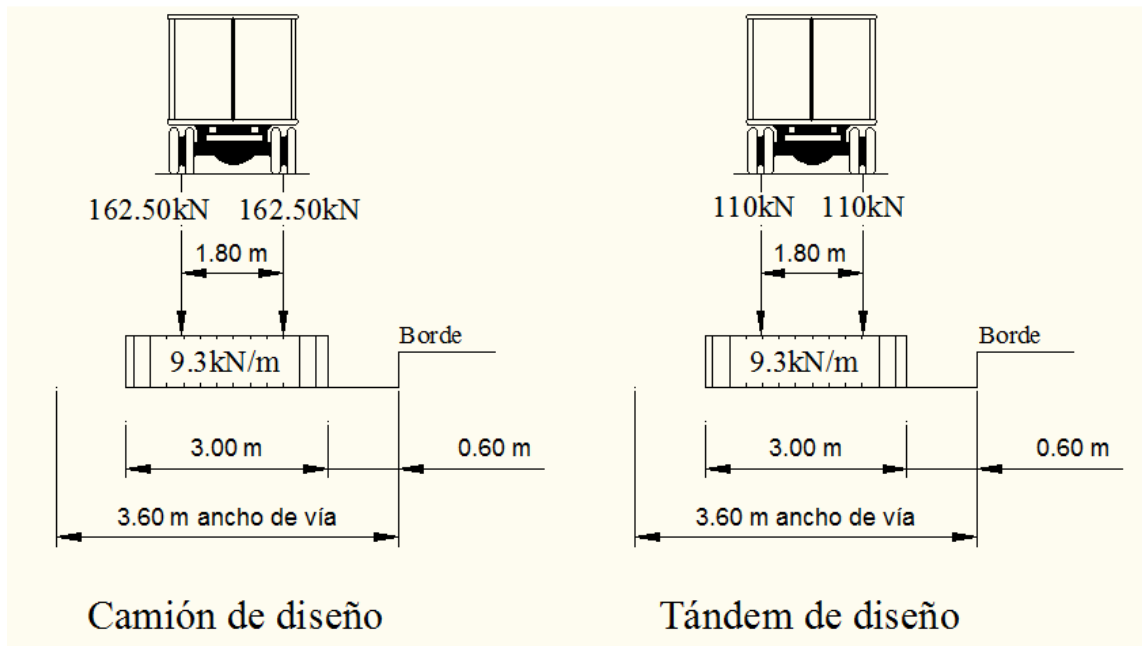


Figura 2-5b. Combinación para diseño en general.

Figura 2.5. Combinación de cargas de diseño en la dirección transversal.

Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme sobre un área rectangular de 0.50 m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud de 0.25 m en la dirección del eje del puente, dada por la expresión:

$$I = 0.0228 \gamma P$$

Dónde:

I = Dimensión de área de concreto en dirección longitudinal (m).

γ = Factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerada.

P = Carga correspondiente a una rueda.

Los efectos máximos de las cargas vivas se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de vías cargadas, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente indicado en la tabla 2-2, para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL-93.

Tabla 2-2 Factor de presencia múltiple.

Número de vías cargadas	Factor
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

2.2.2.1.3. Fatiga

La carga de fatiga será la del camión de diseño con el eje variable colocado a 9.0 m, el camión se ubicará tanto en la dirección longitudinal y transversal. Se debe de incluir el incremento por carga dinámica según sea el caso.

El estado límite de fatiga depende del rango de carga viva y del número de ciclos de carga y descarga. Este número de ciclos de carga de esfuerzos está basado en el estudio de tráfico. A continuación, se dan algunos parámetros para determinar el número de ciclos de carga y descarga:

El promedio del tráfico diario de camiones average daily truck traffic (ADTT)_{SL} en una sola línea puede ser estimada como:

$$ADTT_{SL} = p (ADTT)$$

Donde p es la fracción de tráfico que se considera en la línea de diseño. Los valores de p son definidos en la tabla 2-3.

Tabla 2-3 Fracción de tráfico de camiones en una línea, p .

Número de líneas Disponibles a camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.85

Como los patrones de tránsito son inciertos la frecuencia de cargas de fatiga se aplica a todas las líneas.

En muchos casos el ADTT no es conocido y solo se conoce el ADT (promedio diario de vehículos). En esos casos donde no es posible un estudio y el estado límite de fatiga no está controlando el diseño, AASHTO provee una guía de factores para estimar el número de camiones, como se ilustra en la tabla 2.4.

Tabla 2-4 *Fracción de camiones en el tráfico.*

Clase de Carretera	Fracción de tráfico
Rurales troncales	0.20
Urbanas troncales	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

El número de ciclos de rango de esfuerzos se usa para establecer la resistencia disponible (esfuerzo admisible). Este esfuerzo admisible también depende del tipo de material.

2.2.2.2. Efectos dinámicos

Como la superficie de rodadura no es uniforme, la suspensión de los vehículos reacciona a compresión y tensión. Esta oscilación crea fuerzas que exceden el peso estático cuando el vehículo está en movimiento.

Las especificaciones de AASHTO usan una simple aproximación para definir el efecto dinámico como se muestra en la tabla 2.5.

Tabla 2-5 *Incremento de carga viva por efectos dinámicos.*

Componente	IM(%)
Uniones de losa-Todos los estados límites	75
Otros componentes	
Estados límites de rotura y fatiga	15
Otros estados límites	33

En Otros componentes se refiere a vigas, columnas y apoyos (excepto apoyos de elastómeros). Estos factores son aplicados a las cargas estáticas de la siguiente manera:

$$U_{L+1} = U_L (1 + IM)$$

Dónde U_{L+1} es el efecto adicional de carga viva y U_L es la carga viva sin considerar el impacto.

2.2.2.3. Fuerzas centrífugas

Un camión puede incrementar o disminuir su velocidad o cambiar de dirección a lo largo de una ruta curvilínea. Todos estos eventos causan fuerzas entre el camión y la plataforma.

AASHTO propone la siguiente expresión:

$$F_r = CW$$

Dónde:

$$C = \frac{4}{3} \left(\frac{V^2}{R_g} \right)$$

- V = Velocidad en m/s.
- R = Radio de curvatura de la línea de tráfico (m).
- F_r = La fuerza aplicada en el centro de masa supuesto a una distancia de 1.8m de la superficie de la plataforma.
- W = Peso del camión.

Los factores de presencia múltiple pueden ser aplicados a estas fuerzas porque es improbable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente en su totalidad.

2.2.2.4. Fuerzas de frenado y de aceleración

Como el camión tiene una masa relativamente grande para su potencia disponible, no puede aumentar su velocidad lo suficiente para causar fuerzas importantes en el puente.

Contrariamente la desaceleración debido a los frenos (*braking*) puede crear fuerzas importantes en el puente en la dirección del camión de diseño (ver Fig. 2.6).

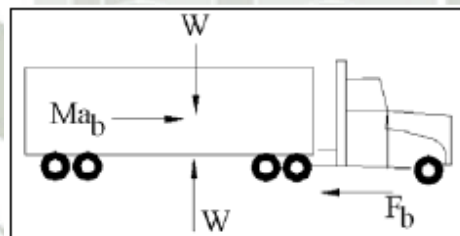


Figura 2.6 Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado.

Los factores de presencia múltiple también se aplican ya que es poco probable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente.

Las fuerzas de frenado pueden tomarse como el 25% del peso de los ejes del camión de diseño o del camión tándem ubicado en todas las líneas. Para la línea de diseño no se asume fuerzas de frenos. Se asume que esta acción ocurrirá en diferentes momentos cuando el camión de diseño es máximo. También implícitamente los valores de los coeficientes de AASHTO exceden 0.25 para la interface plataforma-neumático. Se asume que la fuerza de

freno actúa horizontalmente a 1.80 m encima de la superficie de rodadura en cualquier dirección longitudinal.

2.2.2.5. Cargas sobre veredas, barandas y sardineles

2.2.2.5.1. Sobrecargas en veredas

Las veredas y los elementos que la soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 3.5 kN/m² (360kgf/m²) actuante en los tramos que resulte desfavorable en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debido al peso de los vehículos.

2.2.2.5.2. Fuerzas sobre sardineles

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7.5 kN (760 kgf) por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

2.2.2.5.3. Fuerzas sobre barandas

El diseño también debe ser revisado para cargas de choque. Las fuerzas para el sistema de barrera y losa son divididas en tres niveles de funcionamiento "PL". (Ver tabla 2.6 y fig. 2.7):

PL-1 se usa para longitudes cortas, estructuras de poco nivel ubicadas en sistemas de carreteras rurales, vías secundarias, y áreas con velocidad reducida y poca cantidad de vehículos pesados.

PL-2 se usa para estructuras de grandes velocidades sobre vías libres, vías expresas, carreteras y áreas con vehículos mixtos pesados y grandes velocidades.

PL-3 se usa para estructuras de grandes velocidades, vías libres con cruces variables de cuestas, curvas con radios reducidos y grandes volúmenes mixtos de vehículos pesados.

Tabla 2.6 Fuerzas del diseño del sistema de barreras.

Fuerzas	Nivel de funcionamiento		
	PL-1	PL-2	PL-3
Ft Transversal (kN)	120	240	516
Fl Longitudinal (kN)	40	80	173
Fv Vertical (kN)	20	80	222
Lt y Ll (mm)	1 220	1 070	2 440
Lv(mm)	5 550	5 500	12 200
Altura mínima de barrera (mm)	510	810	1 020

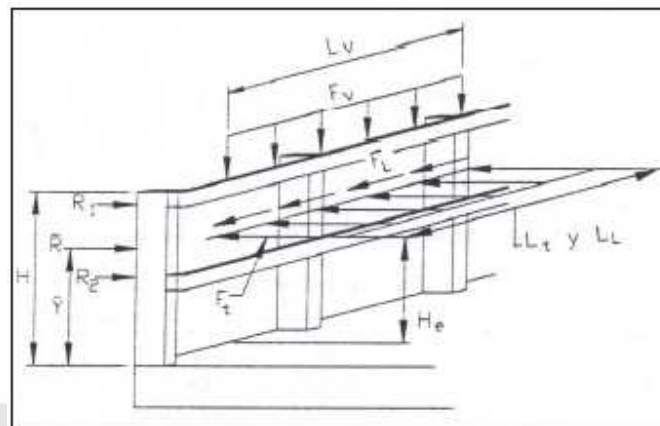


Figura 2.7 Esquema de fuerzas de diseño del sistema de barreras.

2.2.2.6. Cargas peatonales

La carga peatonal AASHTO es 3.6×10^{-3} MPa, la cual es aplicada a los lados que integran el puente. En el caso de puentes peatonales que permitan el tráfico de bicicletas, la carga viva será 5.0×10^{-3} MPa.

Las barandas para peatones y/o bicicletas deben ser diseñadas para cargas 0.73 N/mm , transversal y verticalmente en cada elemento longitudinal en el sistema de barandas.

Además, como se muestra en la figura 2.8, las barandas deben ser diseñadas para una fuerza concentrada de 890 N aplicada en cualquier lugar y en cualquier dirección.

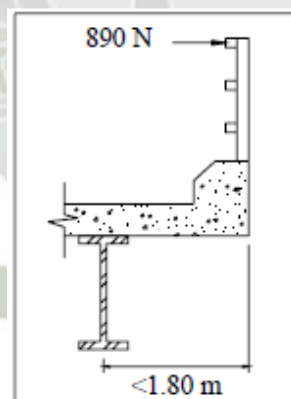


Figura 2.8 Cargas en barandas peatonales.

2.2.2.7. Efectos del sismo

Dependiendo del lugar de ubicación del puente, puede que los efectos sísmicos sean irrelevantes o puede que gobiernen el diseño del sistema de resistencia de cargas laterales.

Las especificaciones de AASHTO están basadas en los siguientes principios:

- Sismos leves serán resistidos sin que los componentes salgan del rango elástico y sin sufrir daños importantes.
- Se usarán movimientos del suelo y fuerzas reales en el proceso de diseño.
- La exposición a prolongadas vibraciones no colapsará la estructura del puente, donde los posibles daños serán fácilmente detectables para inspeccionar y reparar.

AASHTO proporciona aplicaciones para puentes convencionales de losas, vigas, vigas cajón y superestructuras cuyas luces no exceda los 150 m. No es aplicable para puentes que exceden los 150m de luz y otros tipos de puentes como puentes colgantes, puentes atirantados, puentes móviles y arcos.

2.2.2.7.1. Procedimiento para determinar las cargas sísmicas

El primer paso es determinar un diseño preliminar describiendo el tipo de puente, número de losas, la altura de los pilotes, la sección típica de carretera, alineación horizontal y las condiciones del subsuelo. El tipo de conexión entre la losa y la superestructura, entre la superestructura y la subestructura, entre la subestructura y la cimentación también es importante.

El segundo paso es determinar el coeficiente de aceleración que depende del lugar de ubicación del puente. El coeficiente de aceleración se obtiene del mapa de zonificación sísmica del Perú (ver Fig. 2.9).

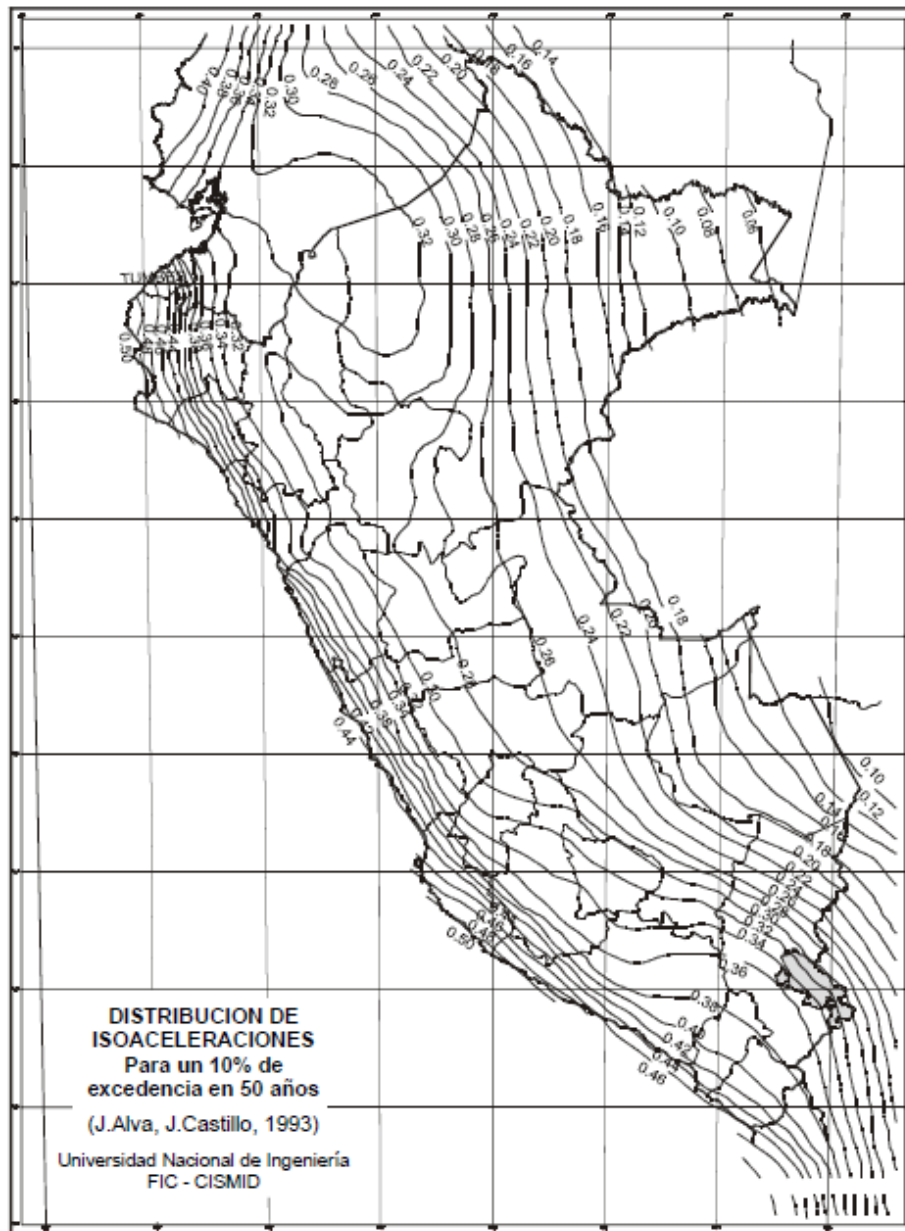


Figura 2.9 Mapa de distribución de Iso-aceleraciones del Perú/Extraído del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Dada una localidad, el coeficiente de aceleración tiene una probabilidad del 90% de que ese valor no sea excedido en 50 años. Este valor corresponde al periodo de retorno. Hay un 10% de probabilidad de que un sismo mayor ocurra. En algunos casos, para puentes importantes se debe diseñar para un periodo de retorno de 2500 años.

El tercer paso es la importancia de la categoría del puente. Las estructuras que están en las rutas de hospitales, centros de comunicación, instalaciones militares, plantas de tratamiento de agua, departamentos de bomberos, departamentos de policía, aeropuertos, refinerías, industrias de defensa, ferrocarriles y terminales de camiones deben continuar funcionando y los puentes en estas rutas deben ser clasificados como esenciales. En la tabla 2.7 resume las características de las tres categorías de importancia, se debe tener en cuenta los cambios futuros en el funcionamiento de los puentes.

Tabla 2.7 *Importancia de la categoría.*

Categoría de importancia	Descripción
Puentes críticos	Después del sismo diseño (retorno de 475 años) deben estar abierto a todo el tráfico y después de un sismo largo (retorno de 2500 años) debe estar abierto a vehículos de emergencia.
Puentes esenciales	Después del sismo de diseño debe estar abierto a vehículos de emergencia.
Otros puentes	Puede cerrarse para ser reparado después de un sismo largo.

El cuarto paso es determinar el funcionamiento sísmico de la zona para cada puente. Las zonas sísmicas tienen el mismo riesgo sísmico. Para aceleraciones más grandes más grande es el riesgo. Las zonas sísmicas son dadas en la tabla 2.8.

Tabla 2.8 *Zonas sísmicas.*

Coefficiente de aceleración	Zona
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

El quinto paso es determinar el coeficiente del lugar S, del cual depende de las condiciones del suelo. Dependiendo de las condiciones naturales del suelo, la aceleración en la superficie puede amplificarse más del doble que la aceleración en la roca. Los coeficientes de lugar S correspondiente a cada tipo de suelo están dados en la tabla 2.9 y los cuatros tipos de suelo son dados en la tabla 2.10.

Tabla 2.9 Coeficientes de lugar “S”.

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

Tabla 2.10 Tipos de suelos. 2003.

Tipo	Descripción
I	Roca de cualquier tipo, suelos duros con una profundidad menor a 60 m y los tipos de suelo estables de arena, grava o arcilla dura que están depositadas sobre roca.
II	Suelos duros cohesivos con una profundidad mayor a 60 m y los tipos de suelo estables de arena, grava o arcilla dura que están depositadas sobre roca.
III	Arenas y arcillas de dureza media o blandas con más de 9 m con o sin capas intermedias de arena u otros suelos no cohesivos.
IV	Arcillas blandas o sedimentos con más de 12 m de profundidad.

El sexto paso es determinar el factor de modificación de respuesta (R-factores), el cual reduce las fuerzas sísmicas basadas en el análisis elástico del sistema del puente. Los factores de respuesta son dados en la tabla 2.11.

Tabla 2.11 Factores de modificación de respuesta – Subestructuras.

Subestructura	Importancia de la categoría		
	Críticos	Esenciales	Otros
Pilares tipo pared-longitudes grandes	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto reforzado			
a. Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
b. Uno o más baterías de pilotes. Inc. pilotes verticales	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o compuesto de acero y concreto			
a. Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
b. Uno o más baterías de pilotes. Inc. pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

El uso de estos factores generalmente mayores a 1, reconocen que cuando un evento sísmico (periodo de retorno de 475 años) ocurre, la energía es disipada por deformaciones inelásticas en la subestructura. Si un evento sísmico grande (periodo de retorno de 2500

años) ocurre, se tendrá que reparar las zonas deformadas, pero si todos los componentes están propiamente conectados la estructura no colapsará. Los factores R para la transmisión de fuerzas internas según el tipo de conexión son dados en la tabla 2.12.

Tabla 2.12 Factores de modificación de respuesta – Conexiones.

Conexión	Todas las categorías
Superestructura con estribos	0.8
Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura	0.8
Columnas, pilares o pilotes con vigas principales de la superestructura	1.0
Columnas o pilares con la cimentación	1.0

2.2.2.7.2. Fuerzas de conexión para sismos mínimos

Cuando el suelo vibra debido a sismos, la estructura se mueve debido a las fuerzas inerciales. Estas fuerzas pueden desarrollarse en cualquier dirección y pueden ser restringidas o disipadas según el tipo de unión entre la subestructura y la superestructura.

Para un puente de luz simple, la mínima fuerza de diseño de conexión en la dirección restringida es igual al producto del coeficiente de aceleración con la carga muerta asociada con el tipo de conexión.

Los puentes de la zona 1 no requieren un análisis sísmico por eso los valores nominales son especificados para las fuerzas de conexión. Para puentes que tengan ambos apoyos con apoyos elastómeros que ofrecen poca o ninguna restricción, la conexión será diseñada para resistir sólo fuerzas cortantes transmitidas a través de los apoyos, pero nunca menores a los valores de la carga tributaria muerta multiplicada por los valores dados en la tabla 2.13.

Tabla 2.13 Factores de multiplicación para fuerzas de conexión en la zona sísmica 1.

Coeficiente de aceleración	Tipo de suelo	Factor
A < 0.025	I o II	0.1
	III o IV	0.2
0.025 < A < 0.09	todos	0.2

2.2.2.7.3. Combinaciones de las Fuerzas Sísmicas

Debido a que la dirección del sismo es desconocida se deben considerar dos casos de combinaciones que resultan de las fuerzas de sismo en dos direcciones perpendiculares.

Para puentes curvos, la fuerza longitudinal se toma en la línea que une los dos apoyos. Los dos casos son expresados por AASHTO de la siguiente manera:

Caso 1: 1.0 FL + 0.3 FT

Caso 2: 0.3 FL + 1.0 FT

Dónde:

FL = Es la fuerza en la dirección longitudinal del puente.

FT = Es la fuerza en la dirección transversal al puente.

2.2.2.7.4. Coeficiente de respuesta sísmica

El coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sn} para el “n-ésimo” modo de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 1.2 AS/T_n^{\frac{2}{3}} \leq 2.5A$$

Dónde:

T_n = Periodo de vibración del “n-ésimo” modo.

A = Coeficiente de aceleración sísmica.

S = Coeficiente del sitio

Tener en cuenta que en suelos tipo III o IV y en áreas donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, el C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A (0.8 + 4.0 T_n) \leq 2.0A$$

Si el periodo de vibración en cualquier modo excede 4.0s, el valor de C_{sn} para ese modo será:

$$C_{sn} = 3AS T_n^{0.75}$$

2.2.2.7.5. Requisitos mínimos de análisis por efectos sísmicos

Los requisitos mínimos de análisis del Manual de Diseño de Puentes, se especifican en la tabla 2.14. Para mayores detalles revisar el Manual de Diseño de Puentes.

Tabla 2.14 Requisitos mínimos de análisis.

Zona Sísmica	Simplemente apoyados	Puentes de tramos múltiples					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	NN	NN	NN	NN	NN	NN	NN
2	NN	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3	NN	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4	NN	SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Dónde:

NN = No requiere análisis.

UL = Método elástico de carga uniforme.

SM = Método elástico para un solo modo.

MM = Método elástico multimodal.

TH = Método tiempo historia.

2.2.3. Cargas excepcionales

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es baja, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

2.3. Combinación de cargas

Debido a que todas las cargas no actúan simultáneamente, las normas de AASHTO especifican varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales debe estar sujeta la estructura. A continuación presentamos la notación para las diferentes cargas:

Cargas permanentes:

- DD = Fuerza de arrastre hacia abajo.
- DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.
- DW = Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.
- EH = Presión de tierra horizontal.
- ES = Carga superficial en el terreno.
- EV = Presión vertical del relleno.

Cargas transitorias:

- BR = Fuerza de frenado vehicular.

- CE = Fuerza centrífuga vehicular.
- CR = “Creep” del concreto.
- CT = Fuerza de choque vehicular.
- CV = Fuerza de choque de barcos.
- EQ = Sismo.
- FR = Fricción.
- IC = Carga del hielo.
- IM = Carga de impacto.
- LL = Carga viva vehicular.
- LS = Carga viva superficial.
- PL = Carga viva peatonal.
- SE = Asentamiento.
- SH = Contracción.
- TG = Gradiente de temperatura.
- TU = Temperatura uniforme.
- WA = Carga de agua y presión del flujo.
- WL = Carga de viento sobre la carga viva.
- WS = Carga de viento sobre la estructura.

La carga total factorizada será:

$$Q = \sum n_i \gamma_i q_i$$

Dónde:

n_i = Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.

q_i = Carga especificada.

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas 2.15 y 2.16.

Esta ecuación tendrá que ser cumplida por los estados límites siguientes:

Resistencia I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

Resistencia II: Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseños especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.

Resistencia III: Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor a 90 Km/h.

Resistencia IV: Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.

Resistencia V: Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 Km/h.

Evento Extremo I: Combinación de carga incluyendo sismo.

Evento Extremo II: Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.

Servicio I: Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada con el control de deflexiones.

Servicio II: Combinación de carga considerada para controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de las secciones críticas, debidas a la carga viva vehicular.

Servicio III: Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.

Fatiga: Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Los factores de carga para las combinaciones serán tomados de la tabla 2.15. Los factores de carga de las cargas permanentes serán tomados de la tabla 2.16. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación serán investigados los efectos máximos positivos y negativos.

En combinaciones de carga donde el efecto de una fuerza reduce el efecto de la otra, se aplicará el mínimo valor de la fuerza reductora. De la misma manera cuando la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de algún componente o todo el puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de carga con el mínimo valor de la carga permanente.

Para el cálculo de las deformaciones será usado el mayor factor de carga TU, CR y SH, para otros cálculos se usarán los valores mínimos de factor de carga.

Tabla 2.15 Combinación de cargas y factores de carga

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación					
									SE	EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I	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	0.40	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	γ_p	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	γ_p	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	γ_p	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA Sólo LL, IM, CE.		0.75												

Tabla 2.16 Factores de carga para cargas permanentes. γ_p

TIPO 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: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de tierra		
Activa	1.50	0.90
En reposo	1.35	0.90
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 excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
Alcantarillas Metálicas	1.50	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Para la evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin estructuras de cimentación, serán usados los factores máximos.

El factor de carga para TG y SE será determinado para cada proyecto específico.

El factor de carga viva en la combinación de carga del Evento Extremo I (sismo), será determinado para cada proyecto específico.

2.4. Estados límites

2.4.1. Estados Límites

Todos los componentes y conexiones deberán satisfacer la ecuación 2.4.1-1 para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa.

$$\sum n_i \gamma_i \varphi_i \leq \phi R_N = R_r \quad (2.4.1-1)$$

Dónde:

En cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$n_i = n_D n_R n_I > 0.95 \quad (2.4.1-2)$$

En cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} > 1.00 \quad (2.4.1-3)$$

Dónde:

- γ_i = Factor de carga.
- ϕ = Factor de resistencia.
- n = Factor que relaciona la ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- n_D = Factor que se refiere a la ductilidad.
- n_R = Factor que se refiere a la redundancia.
- n_I = Factor que se refiere a la importancia operacional.
- φ_i = Estados de fuerza.
- R_N = Resistencia nominal.
- R_r = Resistencia factorizada: ϕR_N

El factor de resistencia $\phi = 1.0$ se asigna a todos los estados límites menos al estado límite de resistencia.

2.4.1.1. Estado límite de servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio da experiencia relacionada a provisiones, las cuales no siempre pueden ser derivadas solamente de resistencia o condiciones estadísticas.

2.4.1.2. Estado límite de fatiga y fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número especificado de ciclos correspondiente a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

2.4.1.3. Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Bajo este estado límite podría ocurrir daño estructural y frecuentemente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. De acuerdo a las especificaciones AASHTO, a menos que otros estados límites sean especificados, los factores de resistencia ϕ serán los mostrados en la tabla 2.17.

Tabla 2.17 Factores de resistencia ϕ

Flexión y tracción de concreto reforzado	0.90
Flexión y tracción de concreto pre esforzado	1.00
Corte y torsión:	
Concreto de densidad normal	0.90
Concreto de baja densidad	0.70
Compresión axial con espirales y estribos excepto en las zonas sísmicas 3 y 4 en el estado límite de eventos extremos.	0.75
Aplastamiento del concreto	0.70
Compresión de modelos reticulado	0.70

Compresión en zonas de anclajes

Concreto de densidad normal 0.80

Concreto de baja densidad 0.65

Tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00

Para elementos en flexo compresión ϕ puede incrementarse linealmente al valor por flexión conforme la resistencia factorizada por carga axial, ϕP_n , disminuye de $0.10f'cA_g$ a 0.

Para elementos parcialmente pre esforzados en flexión con o sin tracción, el valor de ϕ puede tomarse como:

$$\phi = 0.90 + 0.10 (PPR)$$

Dónde:

$$PPR = \frac{A_{ps}f_{py}}{A_{ps}f_{py} + A_s f_y}$$

PPR = Relación de pre esforzado parcial.

A_s = Área de refuerzo no pre esforzado.

A_{ps} = Área de acero pre esforzado.

f_y = Resistencia a la fluencia (MPa)

f_{py} = Resistencia a la fluencia del acero pre esforzado (Mpa)

2.4.1.4. Estado límite de evento extremo

El estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural del puente durante un sismo importante o durante inundaciones o choques, ocurridos posiblemente en condiciones muy especiales.

2.4.1.5. Ductilidad

El sistema estructural del puente será proporcionado de tal forma que asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Las estructuras de concreto en las cuales la resistencia de una conexión es mayor que 1.3 veces el efecto de la fuerza máxima impuesta sobre la conexión por la acción inelástica de

los componentes adyacentes puede suponerse que los requerimientos de ductilidad están satisfechos.

Los valores n_D para el estado límite de resistencia:

$n_D \geq 1.05$ para componentes y conexiones no dúctiles.

$n_D = 1.00$ para diseños y detalles convencionales.

$n_D \geq 0.95$ para componentes y conexiones dúctiles.

Los valores n_D para los demás estados límite:

$n_D = 1.00$.

2.4.1.6. Redundancia

Aquellos elementos cuya falla causaría el colapso del puente serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será no redundante. Alternativamente, los miembros con falla crítica en tensión pueden ser diseñados en fractura crítica. Los elementos cuya falla no se espera que produzcan el colapso del puente no se diseñarán en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante.

Los valores n_R para el estado límite de resistencia:

$n_R \geq 1.05$ para miembros no redundantes.

$n_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia.

$n_R \geq 0.95$ para miembros redundantes.

Los valores n_R para los demás estados límite:

$n_R = 1.0$

2.4.1.7. Importancia operativa

Este artículo sólo aplica a los estados límites de Resistencia y Evento Extremo. El propietario puede declarar si un puente o un componente tienen importancia operativa. En todos los casos n_I estará comprendido entre los valores de 1.05 y 0.95, en función de su importancia.

Los valores n_I para el estado límite de resistencia:

$n_I \geq 1.05$ para puentes críticos o esenciales.

$n_I = 1.00$ para puentes típicos.

$n_I \geq 0.95$ para puentes relativamente menos importantes.

Los valores n_I para los demás estados límite:

$$n_I = 1.00$$

2.5. Factores de modificación de cargas adoptados en el presente proyecto

Para el puente Huarangueros, se han adoptado los siguientes factores de ductilidad, redundancia e importancia operativa:

Para el estado límite de resistencia:

$n_D = 1.00$ para diseño y detalles convencionales.

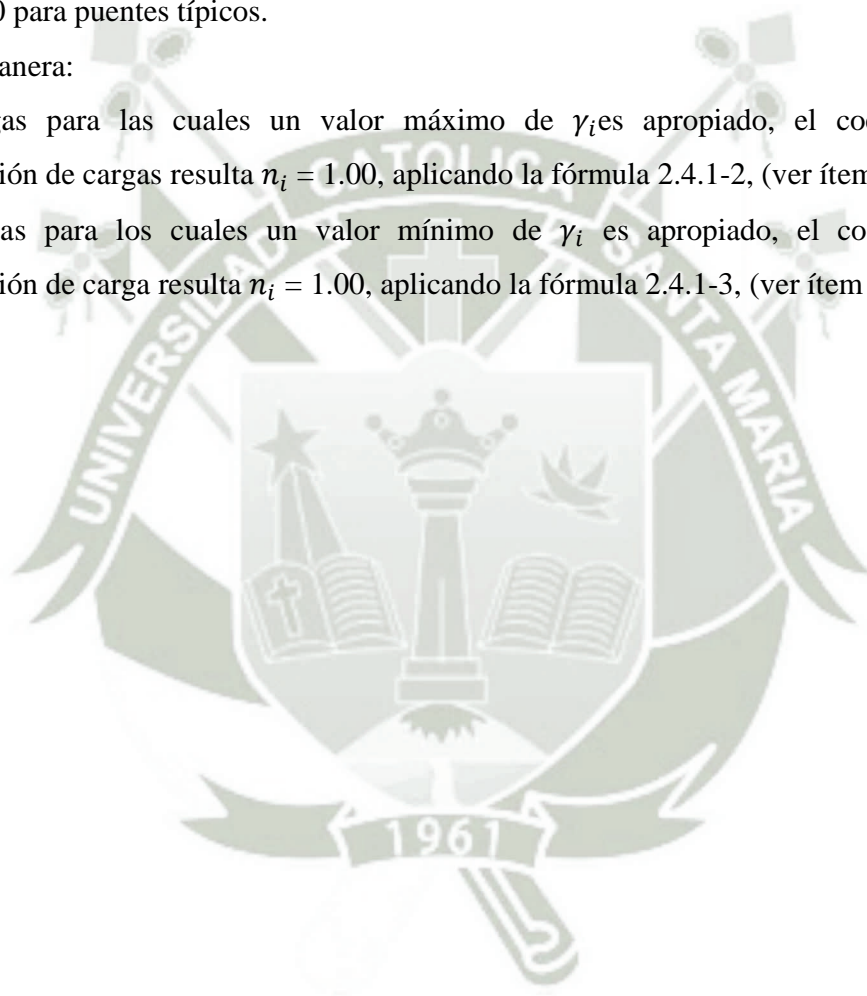
$n_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia.

$n_I = 1.00$ para puentes típicos.

De esta manera:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado, el coeficiente de modificación de cargas resulta $n_i = 1.00$, aplicando la fórmula 2.4.1-2, (ver ítem 2.4.1.).

Para cargas para los cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado, el coeficiente de modificación de carga resulta $n_i = 1.00$, aplicando la fórmula 2.4.1-3, (ver ítem 2.4.1.).



CAPÍTULO 3

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Modelaje estructural

Tomando la topografía que existen en el terreno, se logró plantear el diseño del puente Huarangueros, con una luz total de 90 m y tres vanos de 30 m cada uno, así mismo por el desnivel que existe entre los flacos de la quebrada y que el alineamiento entre ambas entregas no es el mismo, se ha planteado un puente curvo y con pendiente. Tomando todas estas consideraciones se ha modelado un tablero de sección hueca de dos celdas, con la finalidad de obtener una mayor rigidez y poder reducir los efectos de torsión al ser un puente curvo; de peralte variable, teniendo un mayor peralte hacia los extremos y que va reduciendo hacia el medio, esto para reducir esfuerzos que se generen en la zona cercana a los apoyos; con bombeo en el tablero, debido a la curvatura del puente y con pendiente, para poder salvar el desnivel que hay entre uno y otro extremo.

Al tener una altura mayor a 15 m se recomienda que los pilares sean de sección hueca, por el tema económico y poder reducir peso, es por ello que se modelaron pilares de sección hueca, con paredes unidas por núcleos, esta forma adoptada permite brindar ductilidad al sistema estructural, y al darle mayor ductilidad nos permite darle la capacidad de deformación más allá del intervalo inelástico, sin pérdida importante de rigidez.

3.2. Análisis computacional

El análisis computacional se realizó con el programa CSI Bridge, tomando el tablero como elementos shells y los pilares como elementos frame. El CSI Bridge utiliza el método de elementos finitos, que es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales asociadas a un problema físico sobre geometrías complicadas.

En el diseño de la cimentación se usó el programa SAP 2000 V15 y para el caso del diseño de los estribos se realizó de forma manual, tomando como referencia el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition 2010.

3.3. Validación del modelo

La validación del modelo consistirá en calcular el periodo del puente de forma manual, el cual se comparará con el periodo obtenido en el análisis computacional.

Para poder hallar el periodo, se considera al puente como el sistema de un grado de libertad (IG.L), tal como se muestra en la figura N° 3-1.

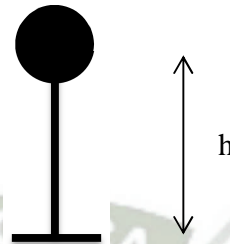


Figura 3-1 Estructura con un grado de libertad

Entonces:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Dónde:

T	=	Periodo
m	=	Masa
k	=	Rigidez

- **Calculo de la masa de la estructura**

Para calcular la masa de toda la estructura, realizamos un metrado tomando las siguientes consideraciones:

1.- Se tomaran áreas tributarias del tablero para el pilar 1 y 2, para poder hallar el volumen del tablero.

2.- Se tomaran la mitad de toda la altura del pilar 1 y 2, para poder hallar el volumen de los pilares.

Estos cálculos se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Calculo de la masa de la estructura.

Metrado de volúmenes			
Descripción	Área (m²)	Longitud (m)	Volumen (m³)
Prog. 0+220	8.22	2.50	20.54
Prog. 0+225	8.38	5.00	41.90
Prog. 0+230	9.06	5.00	45.32
P1-Prog. 0+235.97	10.02	5.00	50.09
Prog. 0+240	9.50	5.00	47.48
Prog. 0+245	8.60	5.00	43.00
Prog. 0+250	8.21	2.50	20.52
Prog. 0+255	8.37	5.00	41.83
Prog. 0+260	9.05	5.00	45.23
P1-Prog. 0+265.97	9.99	5.00	49.96
Prog. 0+270	9.60	5.00	48.01
Prog. 0+275	9.09	5.00	45.44
Prog. 0+280	9.38	2.50	23.44
Pilar 1	11.58	16.80	194.50
Pilar 2	11.58	16.80	194.50
Total (m³)			911.76

Cuadro resumen			
Descripción	Volumen (m³)	Peso específico (t/m³)	Peso (t)
Puente	911.76	2.50	2,279.40
Total (t)			2,279.40

Descripción	Peso (t)	Gravedad (m/s²)	Masa (t*s²/m)
Puente	2,279.40	9.81	232.35
Total (t*s²/m)			232.35

▪ **Calculo de la rigidez de la estructura**

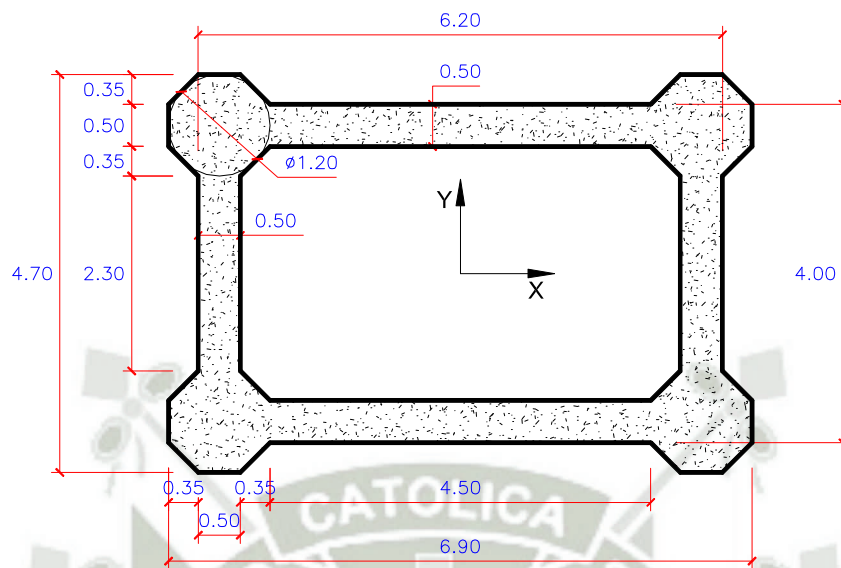


Figura 3.2 Sección típica de columna

$$k_T = \frac{3EI_X}{h^3} \quad k_L = \frac{12EI_Y}{h^3}$$

Dónde:

- k_T, k_L = Rigidez en el sentido transversal y longitudinal, respectivamente
- I_X, I_Y = Inercia en el sentido transversal y longitudinal, respectivamente
- E = Módulo de elasticidad
- I = Inercia
- h = Altura (Se considera desde la base del pilar hasta el centroide del tablero, Priestley et.al, 2007).

Calculo de la rigidez transversal:

En el sentido transversal los dos pilares trabajan en forma conjunta como un voladizo, y por tener diferente altura, las rigideces de cada uno se suma de forma serial, obteniendo:

$$k_{eT} = k_{T1} + k_{T2}$$

$$k_{eT} = \frac{3EI_X}{h_1^3} + \frac{3EI_X}{h_2^3}$$

Datos:

$$E = 15000 \sqrt{f'c}$$

$$E = 15000 \sqrt{280} = 250998 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 2509980 \text{ t/m}^2$$

$$I_x = 65.536 \text{ m}^4$$

$$h_1 = 29.55 \text{ m} + 2.596 \text{ m} = 32.15 \text{ m}$$

$$h_2 = 28.50 \text{ m} + 2.596 \text{ m} = 31.10 \text{ m}$$

$$k_{eT} = \frac{3 * 2509980 * 65.536}{32.15^3} + \frac{3 * 2509980 * 65.536}{31.10^3}$$

$$k_{eT} = 31255.60 \text{ t/m}$$

Hallamos el periodo transversal:

Datos:

$$m = 232.35 \text{ t*s}^2/\text{m}$$

$$k_{eT} = 31255.60 \text{ t/m}$$

$$T_T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{eT}}}$$

$$T_T = 2\pi \sqrt{\frac{232.35}{31255.60}}$$

$$T_T = 0.54 \text{ seg.}$$

Calculo de la rigidez longitudinal:

En el sentido longitudinal los dos pilares trabajan de forma distinta, y por tener diferente altura, las rigideces de cada uno se suma de forma paralela, obteniendo:

$$k_{eL} = \frac{1}{\frac{1}{k_{L1}} + \frac{1}{k_{L2}}}$$

$$k_{eL} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{12EI_y}{h_1^3}} + \frac{1}{\frac{12EI_y}{h_2^3}}}$$

Datos:

$$E = 15000 \sqrt{f'c}$$

$$E = 15000 \sqrt{280} = 250998 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 2509980 \text{ t/m}^2$$

$$I_Y = 29.956 \text{ m}^4$$

$$h1 = 29.55 \text{ m} + 2.596 \text{ m} = 32.15 \text{ m}$$

$$h2 = 28.50 \text{ m} + 2.596 \text{ m} = 31.10 \text{ m}$$

$$k_{eL} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{12 * 2509980 * 29.956}{32.15^3}} + \frac{1}{\frac{12 * 2509980 * 29.956}{31.10^3}}}$$

$$k_{eL} = 14251.31 \text{ t/m}$$

Hallamos el periodo longitudinal:

Datos:

$$m = 232.35 \text{ t*s}^2/\text{m}$$

$$k_{eT} = 14251.31 \text{ t/m}$$

$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{eT}}}$$

$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{232.35}{14251.31}}$$

$$T_L = 0.80 \text{ seg.}$$

Luego realizamos una combinación modal, utilizando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC):

$$T_e = \sqrt{T_T^2 + T_L^2}$$

$$T_e = \sqrt{0.54^2 + 0.80^2}$$

$$T_e = 0.965 \text{ seg.}$$

CAPÍTULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. Diseño de la Superestructura

4.1.1. Descripción del tablero

La superestructura está conformada por una viga cajón de dos celdas (Ver fig. 4.1) la misma que tiene un ancho constante de 12.40 m desde el estribo E1 hasta el pilar P2, dividida de la siguiente manera: 2 dados de concreto exteriores de 0.20 m ($2 \times 0.20 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$), dos veredas de 1.50 m ($2 \times 1.50 \text{ m} = 3.00 \text{ m}$), 2 barreras de seguridad con un ancho de base de 0.40 m ($2 \times 0.40 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$), 2 calzadas o carriles de 3.60 m de ancho cada una ($2 \times 3.60 \text{ m} = 7.20 \text{ m}$), y un sobre ancho de 1m por la curva que describe el tablero, sin embargo el tablero sufre cierta variación desde el Pilar P2 hacia el Estribo E2 por requerimientos de diseño vial para un correcto encaje en el óvalo a proyectar en la intersección de las calles 3, 6 y sentido del puente en dirección Noreste.

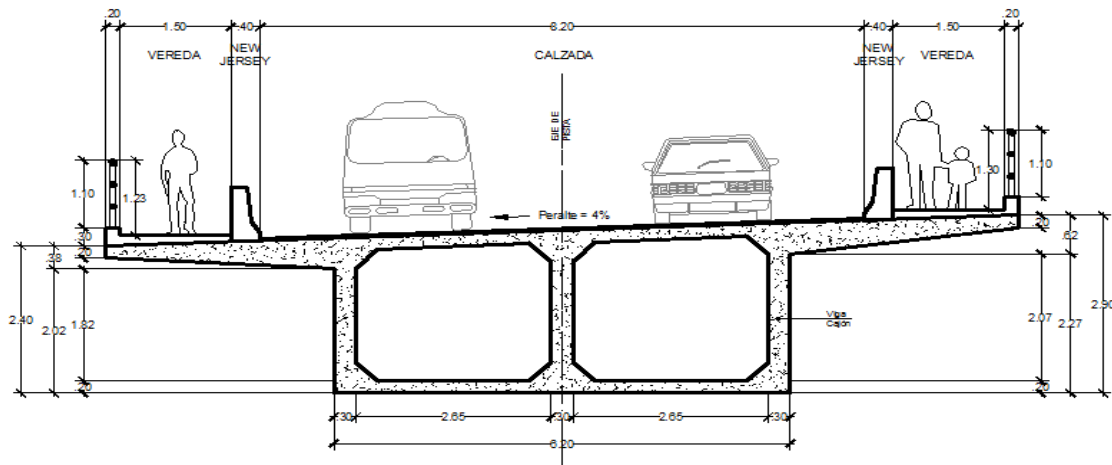


Figura 4.1 Sección transversal del tablero

El tablero tiene una luz de 90m comprendido en tres vanos de 30 m cada uno, además se encuentra apoyado en los estribos a través de unos apoyos de neopreno, mientras que en los pilares P1 y P2 la unión es monolítica.

A continuación se presentan los cálculos que fueron necesarios para el diseño de la superestructura.

4.1.2. Pre dimensionamiento

El peralte de la viga cajón se toma considerando las recomendaciones realizadas en AASHTO 2.5.2.6.3 - 1, la cual menciona que: como mínimo el peralte de la viga cajón deberá ser $L/18$.

$$L/18 < \text{Peralte Mínimo}$$

En el caso del Puente Huarangueros, se asumió un peralte de viga cajón variable en el sentido longitudinal al tráfico que va de 4.00 m cercano a los apoyos hasta 2.00m en los centros de claros. Por otro lado en el sentido transversal el peralte también es variable, esto debido al peralte transversal de 4% debido a requerimientos de diseño geométrico vial, efecto de la curva y velocidad de diseño (puente curvo).

Como se mencionó, el ancho del tablero está en función de los requerimientos de diseño vial y peatonal. Se consideró el ancho del patín inferior como: ancho tablero/2 (6.20 m medidos a caras externas) esto en los vanos donde el tablero permanece constante, es decir vanos 1 y 2 (Estribo 1 y Pilar P2), luego este ancho de patín inferior comienza a ser variable en función de los requerimientos de diseño vial. Para los voladizos se consideró $(\text{Ancho tablero}/2) / 2$, por lo tanto la longitud de cada voladizo es de 3.10 m.

Las alturas mínimas de las losas tanto superior como inferior, se tomaron en base a:

$$H_{\text{mín}} = 0.10 + \frac{S}{30}$$

Dónde:

S = Separación libre entre nervios

En la zona de ancho del tablero constante, se tiene:

$$H_{\text{mín}} = 0.10 + \frac{2.65}{30} = 0.188 \text{ m}$$

En la zona de ancho del tablero constante, se tiene:

$$H_{\text{mín}} = 0.10 + \frac{6.19}{30} = 0.306 \text{ m}$$

Por lo que se optó por considerar una altura constante mínima de losa de $H_{\text{mín}} = 0.25 \text{ m}$, en los tres vanos tanto en la losa superior como losa inferior.

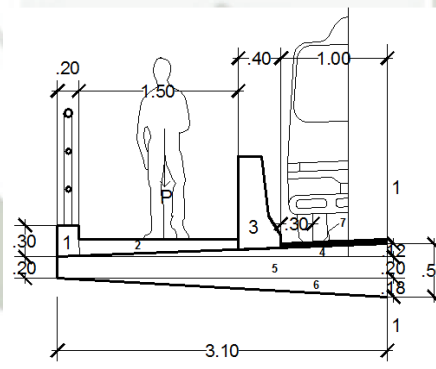
Para las almas se adoptó un ancho mínimo de 0.30 m

El voladizo se consideró de altura variable de 0.20 m a 0.615 m.

4.1.3. Diseño de la losa superior del tablero

4.1.3.1. Cálculo del Momento en el Voladizo

4.1.3.1.1. Carga Muerta (Peso Propio) - Componentes Estructurales y No Estructurales



Elemento	Área (m ²)	Ancho Equiv. (m)	Peso Espec. (t/m ³)	Brazo (m)	Momento t-m/m
1	0.0600	1.00	2.50	3.00	0.450
2	0.1950	1.00	2.50	2.15	1.048
3	0.2492	1.00	2.50	1.25	0.779
4	0.1860	1.00	2.50	1.03	0.479
5	0.7750	1.00	2.50	1.55	3.003
6	0.3600	1.00	2.50	1.03	0.927
					6.686

Figura 4.2 Sección transversal del Voladizo.

Nota.- Según AASHTO tabla 3.5.1-1, el peso específico del concreto es de 2.50 t/m³ y para el asfalto se debe considerar 2.10 t/m³.

4.1.3.1.2. Carga Muerta Barandas Metálicas - Componentes No Estructurales (Peso Propio)

<i>Elemento</i>	<i>Fuerza/Peso</i>	<i>Brazo</i>	<i>Momento</i>
	<i>(t/m)</i>	<i>(m)</i>	<i>t-m/m</i>
A	0.200	3.000	0.600
B	0.200	1.290	0.258
			0.858

4.1.3.1.3. Carga Muerta debido a la Superficie de rodadura:

<i>Elemento</i>	<i>Área</i>	<i>Ancho Equiv.</i>	<i>Peso Espec.</i>	<i>Brazo</i>	<i>Momento</i>
	<i>(m²)</i>	<i>(m)</i>	<i>(t/m³)</i>	<i>(m)</i>	<i>t-m/m</i>
7	0.050	1.00	2.20	0.50	0.055

4.1.3.1.4. Carga Viva – Peatonal

<i>Elemento</i>	<i>Fuerza/Peso</i>	<i>Brazo</i>	<i>Momento</i>
	<i>(t/m)</i>	<i>(m)</i>	<i>t-m/m</i>
P	0.600	2.150	1.290

4.1.3.1.5. Carga Viva – Vehicular

Calculando el Ancho de faja transversal equivalente de carga de rueda - Voladizo (Según AASHTO 4.6.2.1, tabla 4.6.2.1.3-1)

$$E = 0.833 * 0.70 + 1.14 = 1.723 \text{ m}$$

Se considera un 33% adicional por efectos Dinámicos:

$$IM := 0.33$$

<i>Elemento</i>	<i>Fuerza/Peso</i>	<i>Brazo</i>	<i>Ancho Equival. (E)</i>	<i>Carga Dinamica Permitida (IM)</i>	<i>Momento</i>
	<i>(t)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>%</i>	<i>t-m/m</i>
V	7.390	0.700	1.723	0.33	3.993

Nota.- El momento obtenido debido a la carga vehicular ya considera el Factor dinámico.

4.1.3.1.6. Carga debido a la Fuerza Centrífuga

Para los Puentes de planta curva se deben considerar fuerzas radiales horizontales iguales a los pesos de cada eje del camión o del tándem de diseño multiplicado por el factor C.

$$V = 40 \text{ Km/h}$$

$$R = 100 \text{ m}$$

$$C = 0.0105 * \frac{V^2}{R} = 0.168$$

<i>Elemento</i>	<i>Fuerza/Peso</i>	<i>Brazo</i>	<i>Factor C</i>	<i>Factor Vías</i>	<i>Momento</i>
	<i>(t)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>%</i>	<i>t-m/m</i>
Fc	7.390	1.800	0.168	1.2	2.682

Calculando el Momento último en el voladizo (**RESISTENCIA - I**) (AASHTO 3.3.2, 3.4.1; Tablas 3.4.1-1, 3.4.1-2).

$$M_{UV} = 1.00 [1.25 (6.686+0.858) + 1.5 (0.055) + 1.75 (1.290+3.993+2.682)] = 23.451 \text{ t-m/m}$$

Calculando el área de acero que se requiere en el voladizo:

Datos necesarios para calcular el área de acero

$$\phi = 0.90$$

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

$$f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d = h-r = 55 \text{ cm}$$

$$f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$a = 1.82 \text{ cm}$$

$$h = 0.60 \text{ cm}$$

$$b = 1.00 \text{ cm}$$

$$A_{SV} = \frac{M_{UV} * 10^5}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 11.47 \text{ cm}^2$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de $\varnothing 5/8"$ con una separación de 15 cm en el sentido perpendicular al tráfico.

4.1.3.2. Cálculo del Momento en el interior de la losa

4.1.3.2.1. El peso por Carga Muerta:

Peso de losa:

$$e_1 = \left(\frac{0.6+0.25}{2} \right) m$$

$$\gamma_{cr} = 2.50 \text{ t/m}^3$$

$$F_D = e_1 * \gamma_{cr} = 1.063 \text{ t/m}^2$$

Peso de la carpeta Asfáltica

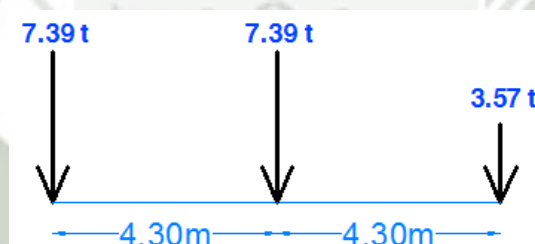
$$e_{Asfal} = 0.05 \text{ m}$$

$$\gamma_{Asfal} = 2.20 \text{ t/m}^3$$

$$F_A = e_{Asfal} * \gamma_{Asfal} = 0.11 \text{ t/m}^2$$

4.1.3.2.2. El peso por Carga Viva - Línea de ruedas

Camión de Diseño HS20-44, tiene las siguientes líneas de carga



Se considera un 33% adicional por efectos Dinámicos:

$$IM = 0.33$$

Calculando los Momentos en la zona central de la losa, se tiene:

Debido a la carga Muerta

$$L_{vi} = 2.65 \text{ m}$$

$$M_D = 0.10 * F_D * L_{vi}^2 = 0.746 \text{ t-m/m}$$

Debido a la carga carpeta de rodadura

$$M_A = 0.10 * F_A * L_{vi}^2 = 0.077 \text{ t-m/m}$$

Debido a la carga viva

$$S = L_{vi}$$

$$P = 7.39 \text{ t}$$

$$M_L = 0.80 \frac{P * (S + 0.6)}{9.8} = 1.961 \text{ t - m/m}$$

Calculando el momento último en el centro de la viga cajón:

Calculando el Momento Último en el centro de la viga cajón (**RESISTENCIA - I**)
(AASHTO 3.3.2, 3.4.1; Tablas 3.4.1-1, 3.4.1-2)

$$M_{Uc} = 1.00 [1.25*(M_D) + 1.5*(M_A) + 1.75*(1.33 M_L)] = 5.612 \text{ t-m/m}$$

Calculando el área de acero que se requiere en el centro de la viga cajón:

Datos necesarios para calcular el área de acero

$$h_L = 25 \text{ cm} \quad a = 1.164 \text{ cm}$$

$$r = 3.00 \text{ cm} \quad b = 1.00 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 22 \text{ cm}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{Uc} * 10^5}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 6.932 \text{ cm}^2$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de Ø 5/8" con una separación de 20 cm superior e inferior perpendicular al tráfico en el tablero desde el estribo E1 hasta el Pilar P2.

Nota.- Se realizaron los mismos cálculos desde el Pilar P2 hacia el Estribo E2, debido a que el ancho del tablero es variable la cuantía de acero en estas zonas también lo es.

4.1.3.3. Cálculo el acero de Repartición - AR:

Se debe colocar en la cara inferior de la losa superior un porcentaje de refuerzo requerido para momento positivo, esto con el objeto de garantizar la distribución lateral de cargas concentradas.

$$\frac{121}{\sqrt{S}} = 74.33 \%$$

67%, por lo que el valor a tomar en cuenta es el menor de estos dos, es decir 67 %

$$AR = 0.67 * A_{SC} = 4.644 \text{ cm}^2$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de $\varnothing 1/2"$ con una separación de 25 cm en la parte inferior de la losa superior en el sentido longitudinal o paralelo al tráfico.

4.1.3.4. Acero por Contracción de Fragua - Acf:

Como mínimo en la losa superior (parte superior) y en el sentido longitudinal se debe usar un área de acero de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Por lo que se usará acero de refuerzo de $\varnothing 1/2"$ con una separación de 20 cm en la parte superior de la losa superior en el sentido longitudinal o paralelo al tráfico.

4.1.4. Diseño de la losa inferior del tablero

4.1.4.1. Acero Mínimo Paralelo a las Almas

AASHTO recomienda colocar una armadura mínima paralela a las almas igual a 0.40% del área total de la losa inferior:

$$a_{L,I} = 25 \text{ cm}$$

$$l_{L,I} = 620 \text{ cm}$$

$$A_{L,I} = a_{L,I} * l_{L,I} = 15500 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la losa inferior.}$$

$$A_{smin} = 0.004 A_{L,I} = 62 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero mínimo en losa inferior.}$$

Utilizando acero de 1/2" se tiene:

$$A_{\text{refuerzo}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cant} = \frac{A_{\text{smin}}}{A_{\text{refuerzo}}} = 48.819 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{l_{L.I.}}{\text{Cant}} = 12.7 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de \varnothing 1/2" con una separación de 12.5 cm en la losa inferior (alternando en la parte superior e inferior) en el sentido longitudinal del tablero.

4.1.4.2. Acero Mínimo Perpendicular a las Almas:

AASHTO recomienda colocar una armadura mínima perpendicular a las almas igual a 0.50% del área total de la losa inferior, este refuerzo debe repartirse en las dos caras de la losa.

$$A_{\text{stmin}} = 0.005 * A_{L.I} = 77.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero mínima en losa inferior.}$$

Utilizando acero de 1/2" se tiene:

$$A_{\text{refuerzo}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cant}_t = \frac{A_{\text{stmin}}}{A_{\text{refuerzo}}} = 61.024 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{l_{L.I}}{\text{Cant}_t} = 10.16 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de \varnothing 1/2" con una separación de 10 cm en la losa inferior (alternando en la parte superior e inferior) en el sentido transversal al tablero.

4.1.4.3. Diafragmas en el tablero

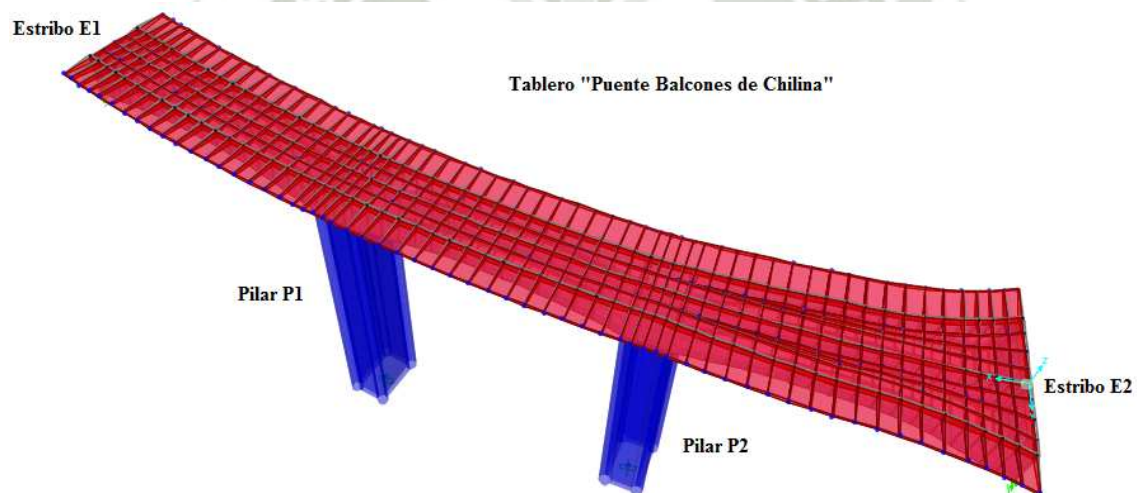
El tablero cuenta con 6 diafragmas interiormente en el tablero, en zonas de estribos (uno en el Estribo E1 y uno en el Estribo E2) y en zonas de pilares (dos en el Pilar P1 y dos en el

Pilar P2), con el objeto de reducir de una mejor manera la torsión y comportamiento adecuadamente monolítico entre tablero y pilares.

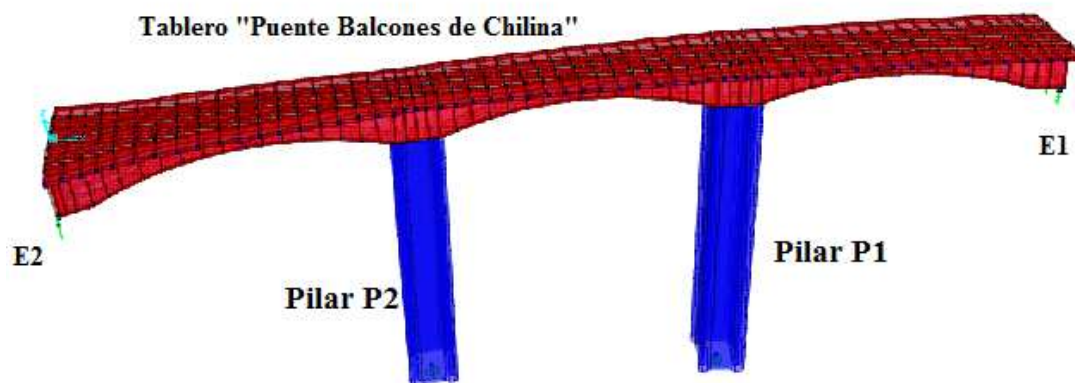
4.1.5. Diseño de la viga cajón de dos celdas

Se realizó un análisis de elementos finitos, con el objeto de evaluar el comportamiento del puente Huarangueros bajo una serie de cargas como son: Cargas muertas de componentes, carpeta de rodadura, etc., además; de la carga vehicular la cual contempla el factor de amplificación dinámica, presencia múltiple, fricción, etc.

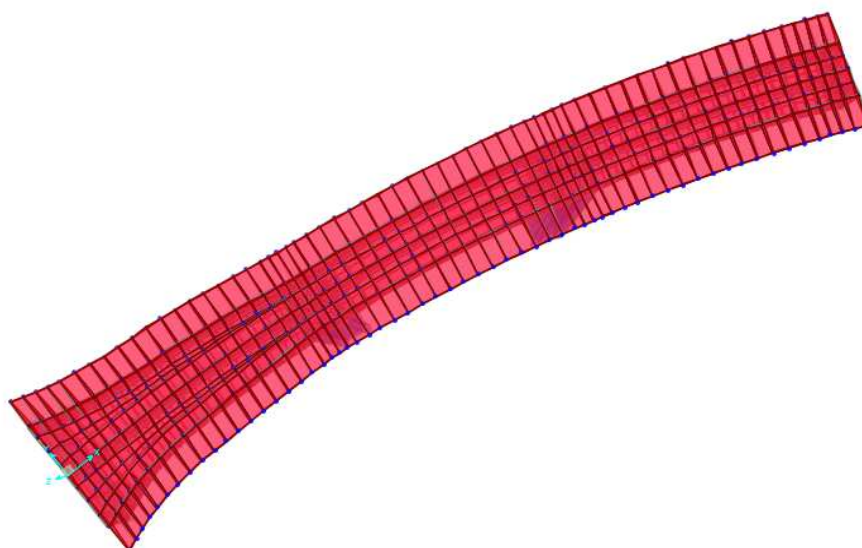
Se realizó también un análisis dinámico espectral, considerando el sismo tanto en la componente “X” como en la componente “Y”. A continuación se presenta los resultados obtenidos en cuanto a momento se refiere en el sentido longitudinal al puente.



(a) Elevación - Vista aguas Abajo



(b) Elevación - Vista aguas Arriba



(c) Vista Planta del tablero curvo

Figura 4.3 Modelo de elementos finitos del Puente "Balcones de Chilina".

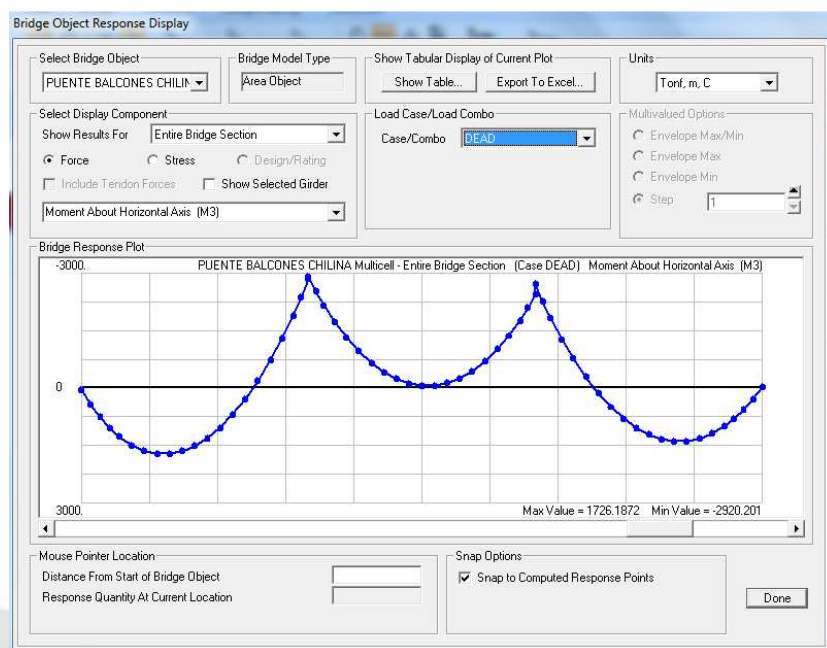


Figura 4.4 Momentos flectores debido a la Carga Muerta (Peso propio tablero) Puente “Balcones de Chilina”.

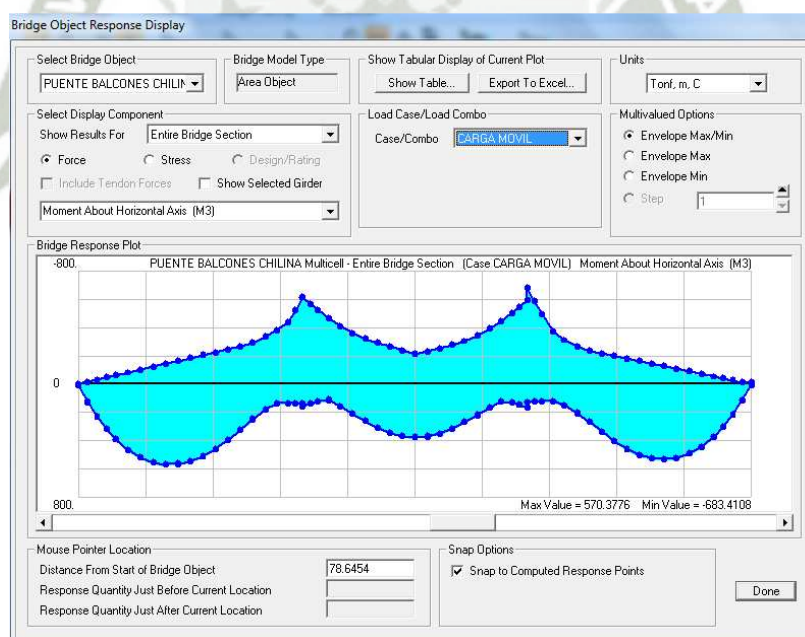


Figura 4.5 Momentos flectores debido a la Carga Móvil (Vehicular) Puente “Balcones de Chilina”.

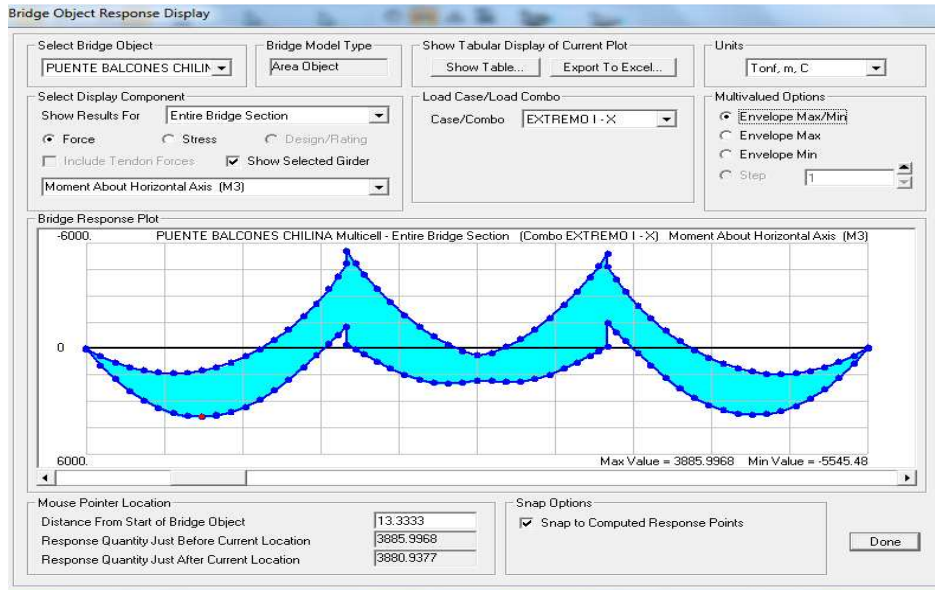


Figura 4.6 Momentos flectores debido - Estado Límite de Evento Extremo I - X, Puente "Balcones de Chilina".

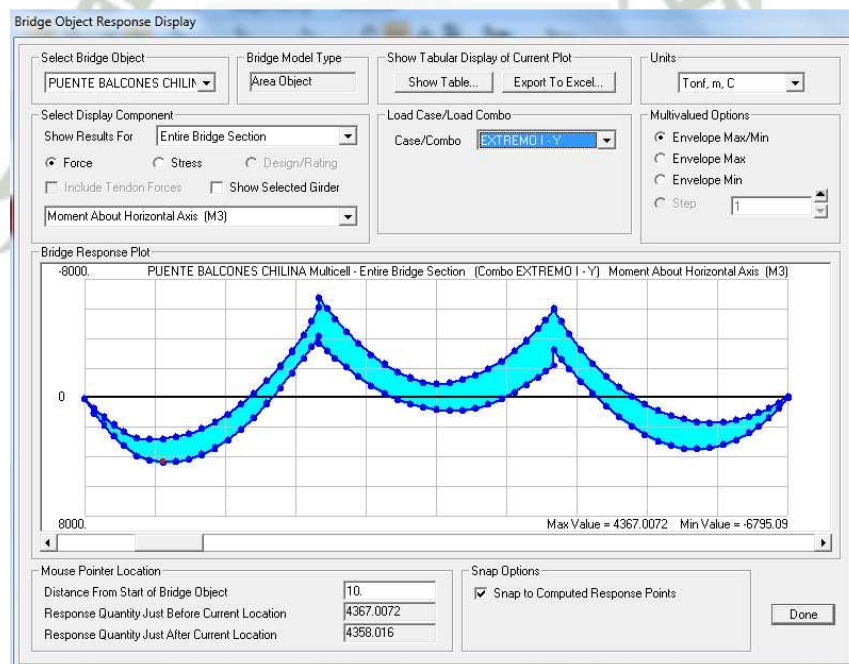


Figura 4.7 Momentos flectores debido - Estado Límite de Evento Extremo I Y-Y, Puente "Balcones de Chilina".

Calculando el área de acero requerida en el sentido longitudinal

4.1.5.1. Momento máximo positivo

4.1.5.1.1. Calculando el área de acero positivo en el patín inferior del tablero zona VC-1, VC-2:

Debido al estado límite de evento Extremo en X-X se obtiene el momento más crítico en vano 3 del Puente.

$$M_{UL_posit} = 3666 \text{ t-m}$$

Se procede a diseñar la viga cajón como sigue:

$$h_T = 200 \text{ cm}$$

$$r_T = 4 + 1.27 * 2 = 6.54 \text{ cm}$$

$$d_t = h_T - r_T = 193.46 \text{ cm}$$

$$a_T = 11.77 \text{ cm}$$

$$b_T = 620 \text{ cm} \quad \text{Ancho del patín inferior en el inicio de la zona de VC-1, VC-2.}$$

$$A_{sL} = \frac{M_{UL_posit} * 10^5}{\phi * f_y * \left(d_t - \frac{a_t}{2}\right)} = 517.042 \text{ cm}^2$$

Verificando el valor de a:

$$a_t = \frac{A_{sL} * f_y}{0.85 f'_c * b_T} = 11.773 \text{ cm}$$

Se procede a descontar la armadura mínima paralela a los nervios,

$$A_{Scomplementaria} = A_{sL} - A_{smin} = 455.042 \text{ cm}^2$$

Utilizando acero de refuerzo de 1" de diámetro, se tiene

$$A_{s8} = 5.10 \text{ cm}^2$$

Usando paquetes de barras de 1" en losa inferior se tiene:

$$A_{ps8} = 2 * 5.1 = 10.2 \text{ cm}^2 \text{ (paquete de 2 barras de 1")}$$

$$\text{Cantidad} = \frac{A_{s\text{complementaria}}}{A_{ps8}} = 44.612 \text{ Por lo que se necesita 45 barras de 1" de diámetro.}$$

$$\text{Espac} = \frac{b_T}{45} = 13.778 \text{ cm}$$

Por lo que se decide usar paquete de barras de acero de refuerzo de $\varnothing 1"$ con una separación de 12.5 cm en la losa inferior alternando en zona inferior y zona superior del patín inferior en el sentido longitudinal al tablero.

4.1.5.1.2. Calculando el área de acero positivo en el patín inferior del tablero zona VC-3

Debido al Sismo Extremo en Y-Y se obtiene el momento más crítico en vano 3 del Puente

$$M_{UL_posit} = 4367 \text{ t-m}$$

Se procede a diseñar la viga cajón como sigue:

$$h_T = 200 \text{ cm}$$

$$r_T = 4 + 1.27 * 2 + 1.27 = 7.81 \text{ cm}$$

$$d_t = h_T - r_T = 192.19 \text{ cm}$$

$$a_T = 12.24 \text{ cm}$$

$$b_T = 716 \text{ cm} \text{ Ancho del patín inferior en el inicio de la zona de VC-3B.}$$

$$A_{sL} = \frac{M_{UL_posit} * 10^5}{\phi * f_y * \left(d_t - \frac{a_t}{2}\right)} = 620.891 \text{ cm}^2$$

Verificando el valor de a:

$$a_t = \frac{A_{sL} * f_y}{0.85 f'_c * b_T} = 12.242 \text{ cm}$$

Se procede a descontar la armadura mínima paralela a los nervios,

$$A_{S\text{complementaria}} = A_{sL} - A_{s\text{min}} = 558.891 \text{ cm}^2$$

Utilizando acero de refuerzo de 1" de diámetro, se tiene

$$A_{s8} = 5.1 \text{ cm}^2$$

Usando paquetes de barras de 1" en losa inferior se tiene:

$$A_{ps8} = 2 * 5.1 = 10.2 \text{ cm}^2 \text{ (paquete de 2 barras de 1")}$$

$$\text{Cantidad} = \frac{A_{S\text{complementaria}}}{A_{ps8}} = 54.793 \text{ Por lo que se necesita 55 barras de 1" de diámetro.}$$

$$\text{Espac} = \frac{b_T}{55} = 13.018 \text{ cm}$$

Por lo que se decide usar paquete de barras de acero de refuerzo de \emptyset 1" con una separación de 12.5 cm en la losa inferior alternando en zona inferior y zona superior del patín inferior en el sentido longitudinal al tablero.

4.1.5.2. Momento Máximo Negativo

4.1.5.2.1. Calculando en área de acero negativo en el patín superior del tablero debido Momento Máximo Negativo en los vanos VC-1, VC-2, VC-3

Debido al Sismo Extremo en X-X se obtiene el momento más crítico en vano 1, 2 y 3 del Puente

$$M_{UL_neg} = 5966 \text{ t-m}$$

Se procede a diseñar la viga cajón como sigue:

$$h_{Tn} = 400 \text{ cm}$$

$$r_{Tn} = 4 + \left(\frac{5}{8} * 2.54\right) * 2 + 1.27 * 2 = 9.715 \text{ cm}$$

$$d_{tn} = h_{Tn} - r_{Tn} = 392.19 \text{ cm}$$

$$a_{Tn} = 4.61 \text{ cm}$$

$$b_{Tn} = 1240 \text{ cm}$$

$$A_{sLneg} = \frac{M_{UL_neg} * 10^5}{\phi * f_y * \left(d_{tn} - \frac{a_{tn}}{2}\right)} = 404.813 \text{ cm}^2$$

Verificando el valor de a:

$$a_{tn} = \frac{A_{sLneg} * f_y}{0.85 f'_c * b_{Tn}} = 4.609 \text{ cm}$$

Se procede a descontar la armadura mínima paralela a los nervios,

$$A_{sComplementaria_neg} = A_{sLneg} - AR = 400.169 \text{ cm}^2$$

Utilizando acero de refuerzo de 1" de diámetro, se tiene

$$A_{s8} = 5.10 \text{ cm}^2$$

$Cant_{Neg} = \frac{A_{sComplementaria_Neg}}{A_{s8}} = 78.465$ Por lo que se necesita 80 paquetes de 1" de diámetro.

$$Espc_{neg} = \frac{b_{Tn}}{80} = 15.50 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de Ø 1" con una separación de 15 cm en la losa superior en el sentido longitudinal al tablero (en los vanos VC-1, VC-2, VC-3)

4.1.6. Diseño por cortante en la viga cajón

4.1.6.1. Calculando el acero necesario por cortante en las almas o nervios del tablero en el vano VC-1, VC-2

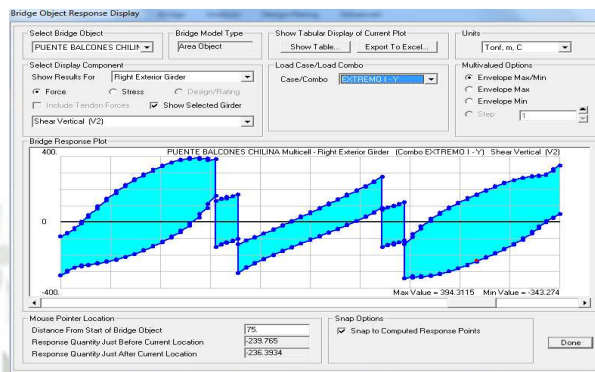


Figura 4.8 Fuerza Cortante - Estado Límite de Evento Extremo I Y-Y, Puente "Balcones de Chilina".

Como se puede observar en la Fig. 8, el cortante máximo obtenido más crítico sobre el alma o nervio exterior se encuentra a una distancia de 75m desde el Estribo E2 o 15 desde el Estribo E1 (VC-1) y tiene un valor aproximado de 240 t.

$V_{Alma} = 240 \text{ t}$ Valor extraído del programa en la viga exterior más pequeña Evento Extremo I Y-Y

Se calcula la fuerza cortante resistida por el Concreto

$$F_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h_v = 187 \text{ cm} \quad \text{Peralte o altura del nervio en la zona del tablero en cuestión.}$$

$$d_v = h_v - 8 = 179 \text{ cm} \quad \text{Peralte o altura del nervio en la zona del tablero en cuestión.}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{f_c} * b_w * h_v}{10^3} = 55.625 \text{ t}$$

Por lo tanto la fuerza cortante que debe resistir el acero será:

$$V_S = \frac{V_{Alma}}{\Phi_C} - V_C = 226.728 \text{ t}$$

Ahora se procede a calcular la separación de los estribos de 5/8"

$$A_{S_Almas} = 2 * 2.00 = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$S_{Estri_Almas} = \frac{A_{S_ALmas} * f_y * d_V}{V_S * 10^3} = 13.263 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo a cortante de Ø 5/8" con una separación de 12.5 cm en las 3 almas del vano VC1 y VC-2.

4.1.6.2. Calculando el acero necesario por cortante en las almas o nervios del tablero en el vano VC-3

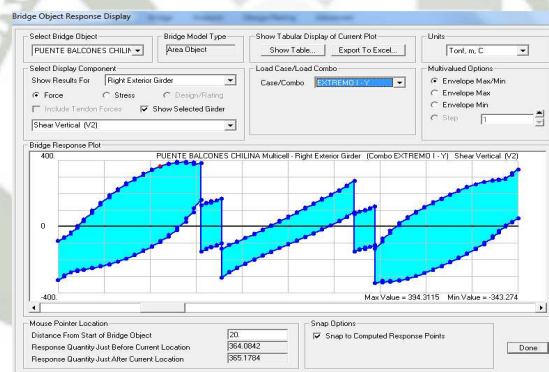


Figura 4.9 Fuerza Cortante - Estado Límite de Evento Extremo I Y-Y, Puente "Balcones de Chilina".

Como se puede observar en la Fig. 9, el cortante máximo obtenido más crítico sobre el alma o nervio exterior se encuentra a una distancia de 20 desde el Estribo E2 (VC-3) y tiene un valor aproximado de 366 t.

$V_{Alma} = 366 \text{ t}$ Valor extraído del programa en la viga exterior más pequeña Evento Extremo I Y-Y

Se calcula la fuerza cortante resistida por el Concreto

$$F_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h_v = 215 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 207 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{f_c} * b_w * h_v}{10^3} = 63.954 \text{ t}$$

Por lo tanto la fuerza cortante que debe resistir el acero será:

$$V_s = \frac{V_{Alma}}{\Phi_c} - V_c = 366.634 \text{ t}$$

Ahora se procede a calcular la separación de los estribos de 3/4".

$$A_{S_Almas} = 2 * 2.85 = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$S_{Estri_Almas} = \frac{A_{S_ALmas} * f_y * d_v}{V_s * 10^3} = 13.516 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo a cortante de $\emptyset 3/4$ " con una separación de 12.5 cm en las 3 almas del vano VC-3.

4.1.7. Calculando el acero longitudinal en las almas o nervios de la viga cajón

El acero de refuerzo longitudinal o paralelo a las almas de la viga cajón, se puede calcular con la siguiente expresión, tal y como lo indica el AASHTO:

$$A'_{SK} = 0.10 * (d_v - 76) = 13.10 \text{ cm}^2$$

Ahora se procede a calcular la cantidad del acero de refuerzo longitudinal en zona de almas, por lo que considerando acero de refuerzo de 5/8", se tiene.

$$A_{s5} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cant}_{\text{Long_almas}} = \frac{A'_{SK}}{A'_{S5}} = 6.55$$
 Por lo que se necesitan 8 barras de 5/8" de diámetro en cada fibra de las almas

$$\text{Espac}_{\text{Long_almas}} = \frac{d_v}{8} = 25.875 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo longitudinal de ϕ 5/8" con una separación de 25 cm en las 3 almas y en los vanos VC-1, VC-2 y VC-3.

4.2. Diseño de Pilares

4.2.1. Introducción:

Los dos pilares en el Puente Huarangueros son tipo rectangular huecos de altura variable, por ejemplo el Pilar P1 tiene una altura de 29.07 m y el Pilar P2 con una altura de 25.70 m a partir del nivel de cimentación.

Es necesario precisar que los pilares que conforman el puente "Huarangueros" son pilares que en los últimos años han sido bastante usados en zonas sísmica estudiados por muchos investigadores (Oesterle et al., 1983) y sobre todo en la Universidad de California entre los años 1999 y 2003, San Diego - USA.

Las características de estos pilares de tener una zona de esquinas o núcleos altamente confinados, es precisamente para proporcionarle al pilar capacidad de deformación inelástica y se encuentran conectados a muros estructurales que le proporcionan rigidez y resistencia.

A continuación se presenta un resumen de los datos extraídos del programa CSI Bridge luego de realizar el análisis correspondiente:

4.2.2. Datos extraídos del Análisis realizado con el programa CSI BRIDGE

Se realizó un análisis de elementos finitos en el programa CSI Bridge por lo que se presentan en el cuadro resumen los valores requeridos extraídos del programa y con los cuales se realiza el diseño tanto por flexión como por cortante en los Pilares.

Tabla 4.1 Resumen de valores de Carga Axial, Momentos flexionantes y fuerzas cortantes extraídos del modelo de elementos finitos

Estado límite de Evento Extremo X-X			Estado límite de Evento Extremo Y-Y		
PILAR P1			PILAR P1		
Elevación Pilar	0 - 14.53 m	14.53 - 29.07 m	Elevación Pilar	0 - 14.53 m	14.53 - 29.07 m
P (Axial) (t)	-2697.00	-2171.53	P (Axial) (t)	-2650.00	-2124
M 3-3 (t-m)	15394.00	6757	M 3-3 (t-m)	18292.00	9152
V2-2 (t)	657.22	587	V2-2 (t)	653.37	588
Estado límite de Evento Extremo X-X			Estado límite de Evento Extremo Y-Y		
PILAR P2			PILAR P2		
Elevación Pilar	0 - 12.85 m	12.85 - 25.70 m	Elevación Pilar	0 - 12.85 m	12.85 - 25.70 m
P (Axial) (t)	-2800.00	-2336.00	P (Axial) (t)	-2745.00	-2280.00
M 3-3 (t-m)	19322.00	9461.00	M 3-3 (t-m)	23934.00	11971.00
V2-2 (t)	806.00	744.00	V2-2 (t)	928.00	874.00

4.2.3. Diseño Por Flexión

4.2.3.1. Calculando el acero requerido por flexión Pilar P1:

Se calcula el diagrama de interacción haciendo uso del programa CSI Bridge, Section Designer, a continuación se muestra los valores obtenidos

Se puede apreciar la columna con su correspondiente cuantía de refuerzo longitudinal, además se diferencia el concreto confinado y el concreto sin confinar.

Se puede apreciar el diagrama de interacción, obtenido con el programa CSI Bridge - Section designer desde varias vistas.

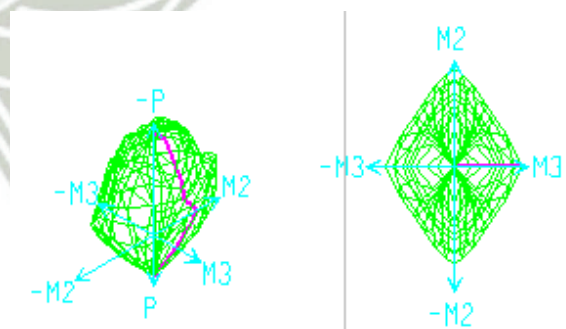
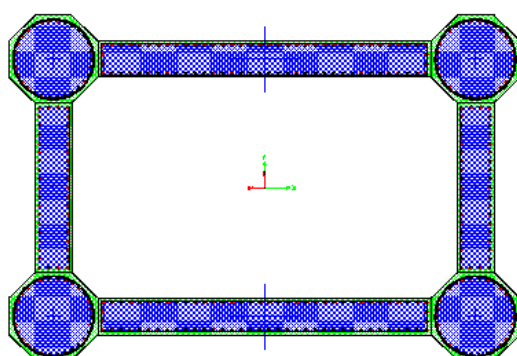
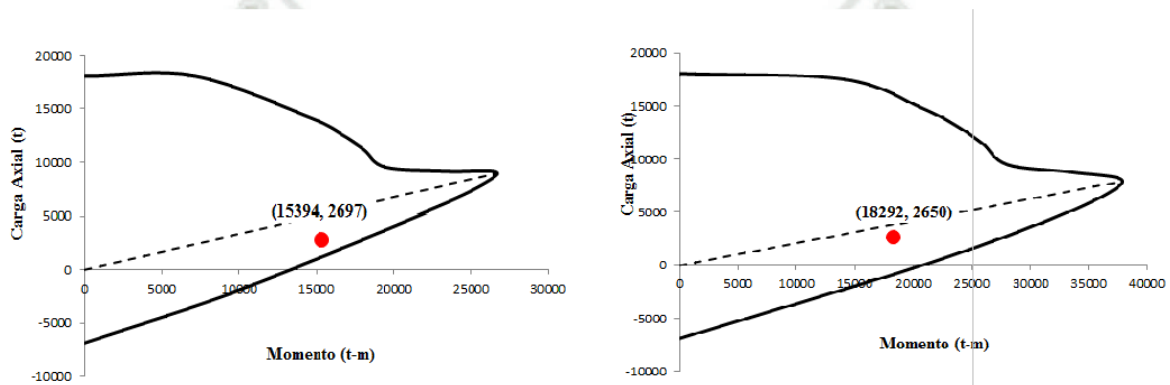


Figura 4.10 Pilar P1 en el Programa CSI Bridge - Section Designer

Tabla 4.2 Se muestran las demandas obtenidas debido al Sismo tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, Pilar P1.

Estremo I, Sismo X-X		Estremo I, Sismo Y-Y	
Demanda		Demanda	
P (t)	M 3-3(t-m)	P (t)	M 2-2(t-m)
2697.00	15394.00	2650.00	18292.00

A continuación se puede observar que con la cuantía de acero longitudinal propuesta se logra cubrir las demandas en ambas direcciones: Con 30 aceros de 1" en núcleos y aceros de 1" de diámetro separados cada 0.125 m en las almas o diafragmas.



(a) Evento Extremo en dirección X-X

(b) Evento Extremo en dirección Y-Y

Figura 4.11 Diagrama de Interacción: (a) Pilar P1 Estado límite de Evento Extremo en X-X, (b) Pilar P1 Estado Límite de Evento Extremo en Y-Y.

4.2.3.2. Calculando el acero requerido por flexión Pilar P2

Tabla 4.3 Se muestran las demandas obtenidas debido al Sismo tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, Pilar P2

Estremo I, Sismo X-X		Estremo I, Sismo Y-Y	
Demanda		Demanda	
P (t)	M 3-3(t-m)	P (t)	M 2-2(t-m)
2800.00	19322.00	2745.00	23934.00

A continuación se puede observar que con la cuantía de acero longitudinal propuesta se logra cubrir las demandas, en ambas direcciones: Con doble anillo de 30 aceros de 1" en núcleos y aceros de 1" de diámetro separados cada 0.125 m en las almas o diafragmas.

Se puede apreciar la columna con su correspondiente cuantía de refuerzo longitudinal, además se diferencia el concreto confinado y el concreto sin confinar.

Se puede apreciar el diagrama de interacción, obtenido con el programa CSI Bridge - Setion designer desde varias vistas.

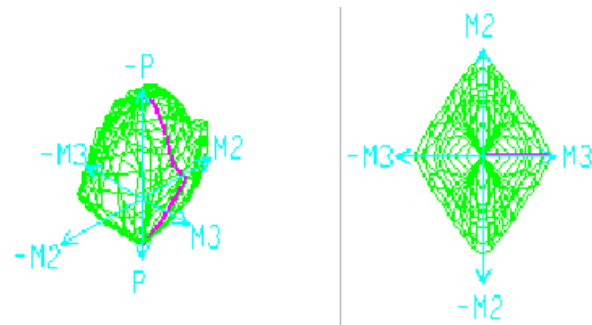
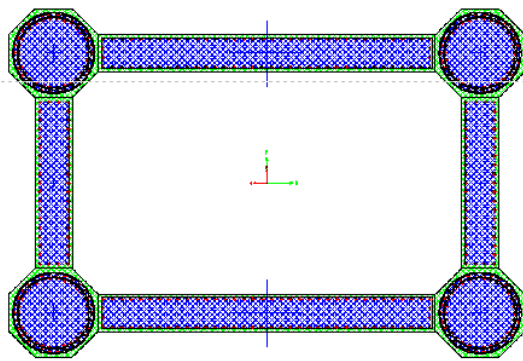
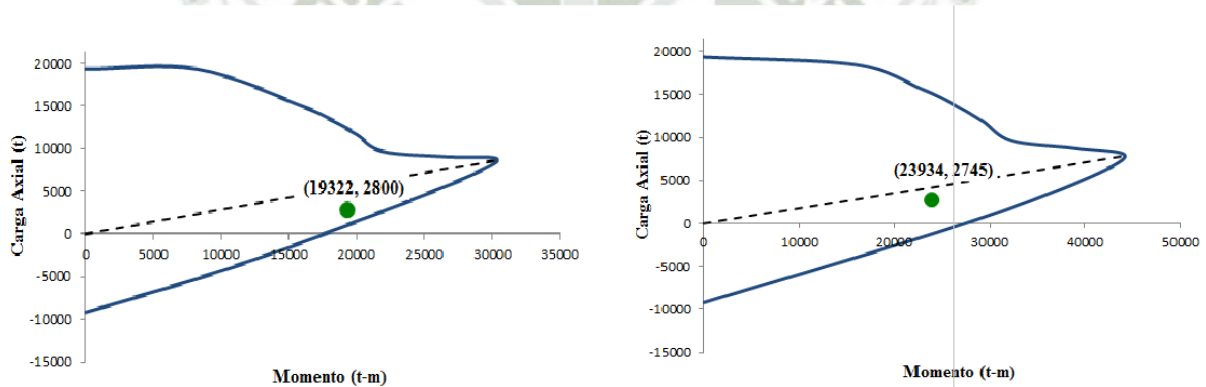


Figura 4.12 Pilar P2 en el Programa CSI Bridge - Section Designer



(a) Evento Extremo en dirección X-X

(b) Evento Extremo en dirección Y-Y

Figura 4.13 Diagrama de Interacción: (a) Pilar P2 Estado límite de Evento Extremo en X-X, (b) Pilar P2 Estado Límite de Evento Extremo en Y-Y.

Los diagramas mostrados corresponden a zona de rótulas plásticas las cuales serán cuidadosamente detalladas de acuerdo a requerimientos de resistencia y ductilidad, Priestley et al., 1996.

4.2.4. Diseño Por Cortante en Pilares

4.2.4.1. Calculando el acero requerido por Cortante en las almas o muros del Pilar P1

4.2.4.1.1. Sentido Transversal al Puente - sentido largo de los pilares

A continuación se procede a calcular el área de acero requerido por cortante, suponiendo que el cortante es tomado por todo el sentido largo del pilar, como se puede observar en la figura.

Datos:

$$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = 690 \text{ cm}$$

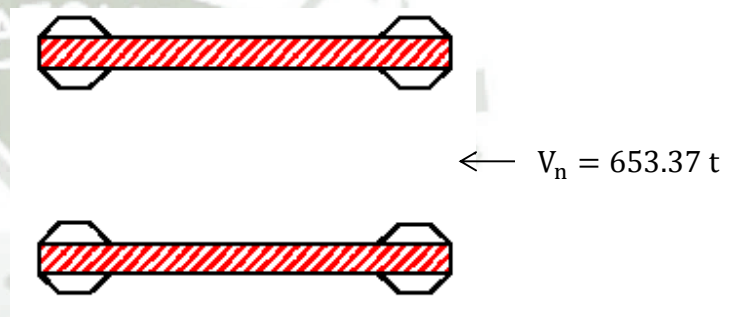
$$t_w = 50 \text{ cm}$$

$$A_e = 0.8D * t_w = 27600 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{f'_c} * A_e}{10^3} = 244.773 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{V_n}{\Phi_c} - V_c = 523.897 \text{ t}$$



Calculando la cuantía de acero y separación requerida:

Suponiendo acero de refuerzo transversal de 5/8”.

$$A_{st} = 2 * 2 = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = D - 2 * r = 680 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 21.806 \text{ cm}$$

Por lo que se decide usar 2 aceros de refuerzo transversal de $\varnothing 5/8"$ cada 20 cm, en zona de rótulas plásticas en el Pilar P1, sentido transversal al puente.

4.2.4.1.2. Sentido Longitudinal al Puente - sentido corto de los pilares

A continuación se procede a calcular el área de acero requerido por cortante, suponiendo que el cortante es tomado por todo el sentido corto del pilar, como se puede observar en la figura.

Datos:

$$D_T = 470 \text{ cm}$$

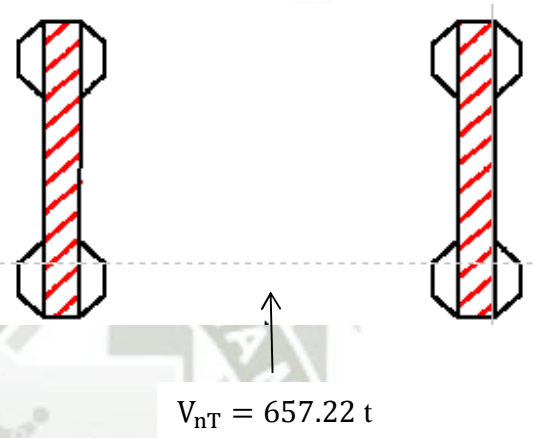
$$T_{wT} = 50 \text{ cm}$$

$$A_{eT} = 0.80D_T * t_{wT} = 18800 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_C = 0.85$$

$$V_{cT} = \frac{0.53\sqrt{f'_C} * A_{eT}}{10^3} = 166.73 \text{ t}$$

$$V_{sT} = \frac{V_{nT}}{\Phi_C} - V_{cT} = 606.47 \text{ t}$$



Calculando la cuantía de acero y separación requerida:

Suponiendo acero de refuerzo transversal de $5/8"$.

$$A_{st} = 2 * 2 = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

$$d_T = D_T - 2 * r = 460 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d_T}{V_{sT} * 10^3} = 12.743 \text{ cm}$$

Por lo que se decide usar 2 aceros de refuerzo transversal de $\varnothing 5/8"$ cada 12.5cm, en zona de rótulas plásticas en el Pilar P1, sentido longitudinal al puente.

4.2.4.2. Calculando el acero requerido por Cortante en las almas o muros del Pilar P2

4.2.4.2.1. Sentido Transversal al Puente - sentido largo de los pilares

A continuación se procede a calcular el área de acero requerido por cortante, suponiendo que el cortante es tomado por todo el sentido largo del pilar, como se puede observar en la figura.

Datos:

$$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = 690 \text{ cm}$$

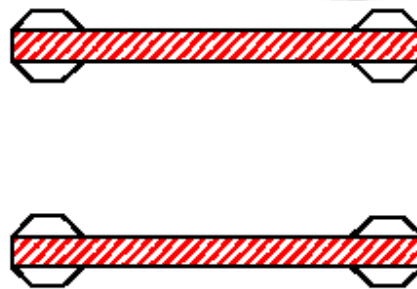
$$t_w = 50 \text{ cm}$$

$$A_e = 0.8D * t_w = 27600 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{f'_c} * A_e}{10^3} = 244.773 \text{ t}$$

$$V_{s2} = \frac{V_{n2}}{\Phi_c} - V_c = 846.991 \text{ t}$$



$$V_{n2} = 928 \text{ t}$$

Calculando la cuantía de acero y separación requerida:

Suponiendo acero de refuerzo transversal de 5/8".

$$A_{st} = 2 * 2 = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = D - 2 * r = 680 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_{s2} * 10^3} = 13.488 \text{ cm}$$

Por lo que se decide usar 2 aceros de refuerzo transversal de \emptyset 5/8" cada 12.5 cm, en zona de rótulas plásticas en el Pilar P2, sentido transversal al puente.

4.2.4.2.2. Sentido Longitudinal al Puente - sentido corto de los pilares

A continuación se procede a calcular el área de acero requerido por cortante, suponiendo que el cortante es tomado por todo el sentido corto del pilar, como se puede observar en la figura.

Datos:

$$D_{T2} = 470 \text{ cm}$$

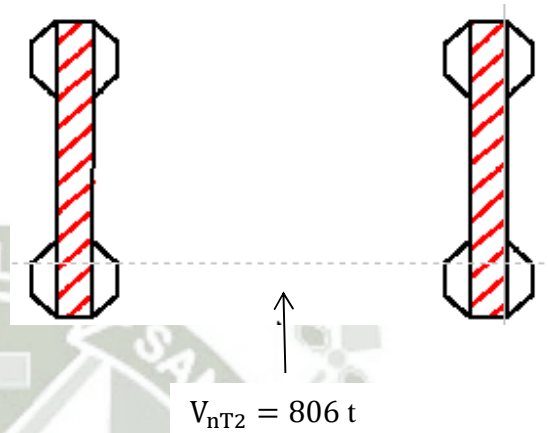
$$T_{wT2} = 50 \text{ cm}$$

$$A_{eT2} = 0.80D_{T2} * t_{wT2} = 18800 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_C = 0.85$$

$$V_{cT2} = \frac{0.53\sqrt{f'_c} * A_{eT2}}{10^3} = 166.73 \text{ t}$$

$$V_{sT2} = \frac{V_{nT2}}{\Phi_C} - V_{cT2} = 781.506 \text{ t}$$



Calculando la cuantía de acero y separación requerida:

Suponiendo acero de refuerzo transversal de 5/8".

$$A_{st} = 2 * 2 = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

$$d_{T2} = D_{T2} - 2 * r = 460 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d_{T2}}{V_{sT2} * 10^3} = 9.9 \text{ cm}$$

Por lo que se decide usar 2 aceros de refuerzo transversal de $\varnothing 5/8"$ cada 10cm, en zona de rótulas plásticas en el Pilar P2, sentido longitudinal al puente.

4.2.4.3. Calculando el acero requerido por Cortante en los núcleos o esquinas del Pilar P1

4.2.4.3.1. Cuantías de acero de refuerzo longitudinal en el Pilar P1

Priestley et al., 1996 (Seismic Design and Retrofit of Bridge) menciona que la cuantía de acero de refuerzo longitudinal se encuentra dentro de los siguientes valores:

Columnas Circulares:

$$0.005 \leq \rho_1 \leq 0.04$$

Columnas Rectangulares:

$$0.01 \leq \rho_1 \leq 0.04$$

Además, se menciona que en la práctica la cuantía de acero de refuerzo longitudinal se encuentra dentro de los valores:

$$0.01 \leq \rho_1 \leq 0.03$$

En los pilares del Puente "Balcones de Chilina" la cuantía de acero de refuerzo longitudinal se encuentra dentro de los siguientes valores:

4.2.4.3.2. Cuantías de acero de refuerzo longitudinal en el Pilar P1

Las cuantías de acero de refuerzo longitudinal del Pilar P1, se muestran a continuación:

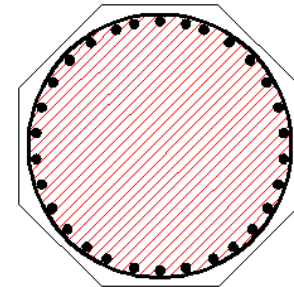
Tabla 4.4 Cuantías de acero longitudinal en el Pilar P1

PILAR P1		
	0 - 14.53 m	14.53 - 29.07 m
	Tramo I	Tramo II
Cuantía Long.	0.0152	0.0134

4.2.4.3.3. Cuantías de acero de refuerzo transversal en el Pilar P1

Priestley recomienda que la cuantía en columnas circulares deberá cumplir con:

$$\rho_s = 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} * \left(0.5 + \frac{125 * P}{f'_{ce} * A_g} \right) + 0.13 * (\rho_1 - 0.01) \text{ (Mpa)}$$



Dónde:

$$\rho_s = \frac{4 * A_{sp}}{D' * S}$$

Entonces la cuantía volumétrica en la zona de núcleos será:

$$f'_{ce} = 130 * f'_c * \frac{9.81}{100} = 35.708 \text{ Mpa}$$

$$f_{ye} = 110 * f_y * \frac{9.81}{100} = 453.222 \text{ Mpa}$$

$$P = 2697 * \frac{1000 * 9.81}{10^6} = 26.458 \text{ MN}$$

$$\rho_1 = 0.0152 \quad A_g = 11.572 \text{ m}^2$$

$$\rho = 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} * \left(0.5 + \frac{125 * P}{f'_{ce} * A_g} \right) + 0.13 * (\rho_1 - 0.01) = 0.00799$$

Despejando S de la ecuación y utilizando acero de refuerzo de 5/8".

$$D'_s = 110 \text{ cm}$$

$$A_{SP} = \frac{\pi * \left(\frac{5}{8} * 2.54 \right)^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{4 * A_{SP}}{D'_s * \rho} = 9.01 \text{ cm}$$

Por lo que se decide usar acero de refuerzo transversal de 5/8" cada 10cm, en los núcleos o esquinas dentro de la zona de rótulas plásticas en el Pilar P1 y 5/8" cada 15cm fuera de la zona de rótulas plásticas en el Pilar P1.

4.2.4.3.4. Cuantías de acero de refuerzo longitudinal en el Pilar P2

Las cuantías de acero de refuerzo longitudinal del Pilar P2, se muestran a continuación:

Tabla 4.5 Cuantías de acero longitudinal en el Pilar P2

PILAR P2		
	0 - 12.85 m	12.85 - 25.70 m
	Tramo I	Tramo II
Cuantía Long.	0.0200	0.0134

4.2.4.3.5. Cuantías de acero de refuerzo transversal en el Pilar P2

Priestley recomienda que la cuantía en columnas circulares deberá cumplir con:

$$P_2 = 2800 * \frac{1000 * 9.81}{10^6} = 27.468 \text{ MN}$$

$$\rho_1 = 0.02 \quad A_g = 11.572 \text{ m}^2$$

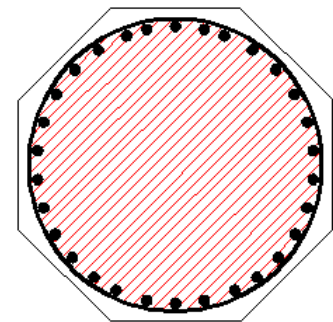
$$\rho = 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} * \left(0.5 + \frac{125 * P}{f'_{ce} * A_g} \right) + 0.13 * (\rho_1 - 0.01) = 0.00861$$

Despejando S de la ecuación y utilizando acero de refuerzo de 5/8".

$$D'_s = 110 \text{ cm}$$

$$A_{SP} = \left[\frac{\pi * \left(\frac{5}{8} * 2.54 \right)^2}{4} \right] * 2 = 3.959 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{4 * A_{SP}}{D'_s * \rho} = 16.715 \text{ cm}$$



Por lo que se decide usar acero de refuerzo transversal (Doble anillo) de Ø 5/8" cada 15cm, en los núcleos o esquinas dentro de la zona de rótulas plásticas inferior en el Pilar P2 y acero de refuerzo transversal (Doble anillo) Ø 5/8" cada 17.5cm fuera de la zona de rótulas plásticas hasta la mitad de la altura del Pilar 2, en la segunda mitad, se decide usar la misma distribución del Pilar P1 en la parte superior tanto dentro como fuera de la zona de rótulas plásticas.

4.2.5. Cálculo de la capacidad de desplazamiento de los pilares en el sentido longitudinal

$$H_1 = 29.55 + 2.60 = 32.15 \text{ m} \quad \text{Altura del Pilar P1}$$

$$H_2 = 28.50 + 2.60 = 31.10 \text{ m} \quad \text{Altura del Pilar P2}$$

Características del acero de Refuerzo:

$$F_{yh} = 412.02 \text{ MPa} \quad F_u = 1.35 * f_{yh} = 556.2272 \text{ MPa}$$

$$F_y = 1.10 * f_{yh} = 453.222 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero}$$

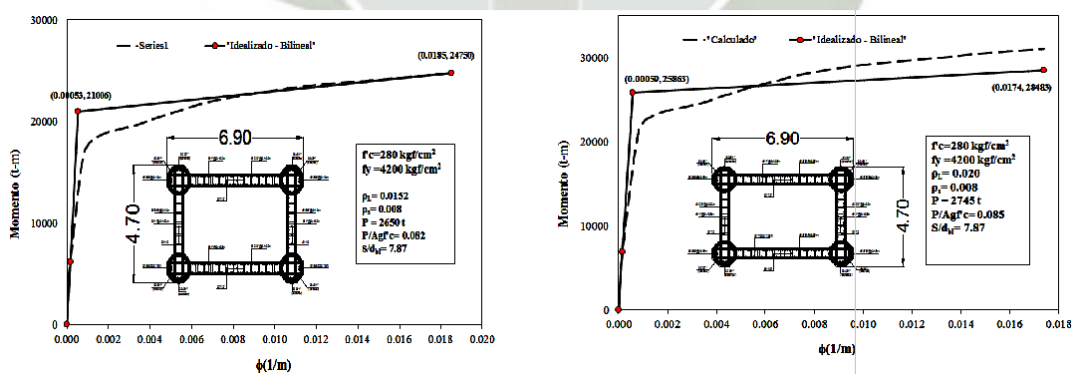
Características de Concreto:

$$f'_c = 27.47 \text{ MPa}$$

$$f'_{ce} = 1.3 * f'_c = 35.711 \text{ MPa} \quad (\text{Baja estimación de fuerza esperada}).$$

4.2.5.1. Calculando la curvatura de fluencia y la curvatura última de cada columna

Luego de calcular el diagrama momento - curvatura en el programa CSI Bridge, se obtuvieron los siguientes valores de curvatura:



(a) Diagrama de momentos-curvatura, P1

(b) Diagrama de momentos-curvatura, P2

Figura 4.14 Diagrama de Momentos – curvatura, Longitudinal

$$\Phi_{y1} = 0.00053 \quad 1/m \quad \text{Curvatura de fluencia de la sección - Dirección Long. - PILAR P1}$$

$$\Phi_{u1} = 0.0185 \quad 1/m \quad \text{Curvatura última de la sección - Dirección Long. - PILAR P1}$$

$$\Phi_{y2} = 0.00059 \quad 1/m \quad \text{Curvatura de fluencia de la sección - Dirección Long. - PILAR P2}$$

$$\Phi_{u2} = 0.0147 \quad 1/m \quad \text{Curvatura última de la sección - Dirección Long. - PILAR P2}$$

4.2.5.2. Calculando el desplazamiento de fluencia y longitud de rótula plástica de cada pila

$$d_{bl} = 25.4 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de la varilla (refuerzo longitudinal \#8).}$$

$$L_{sp} = 0.022f_y * d_{bl} = 253.26 \text{ mm} \quad \text{Longitud de deformación por penetración.}$$

El desplazamiento de fluencia para cada columna es calculado:

$$\Delta_{y1} = \frac{\Phi_{y1} * \left(H_1 + \frac{L_{sp}}{1000}\right)^2}{3} = 0.19 \text{ m} \quad \Delta_{y2} = \frac{\Phi_{y2} * \left(H_2 + \frac{L_{sp}}{1000}\right)^2}{3} = 0.19 \text{ m}$$

Luego para el cálculo de la longitud de rótula plástica es necesario calcular k:

$$k = 0.2 * \left(\frac{f_u}{f_{yh}} - 1\right) = 0.07$$

$$k \leq 0.08$$

Entonces:

$$k = 0.07$$

Longitud de rótula plástica de los Pilares:

$$L_{p1} = k * H_1 + \frac{L_{sp}}{1000} = 2.5 \text{ m}$$

$$L_{p2} = k * H_2 + \frac{L_{sp}}{1000} = 2.43 \text{ m}$$

Se tiene que cumplir:

$$L_p > 2L_{sp} \quad 2 * \frac{L_{sp}}{1000} = 0.5 \text{ m} \quad \text{¡ OK!}$$

$$L_p > 0.044 * f_y * d_{bl} \quad \frac{0.044 * f_y * d_{bl}}{1000} = 0.507 \text{ m} \quad \text{¡ OK!}$$

Comentario: si 0.08H es mayor igual L_{sp} , modificar la altura H del Pilar, esto último con el objeto de mejorar la estimación del desplazamiento plástico.

Todas las columnas exceden lo antes mencionado, por lo que se modificaran las alturas de columnas, como se propone en Priestley, et al., 2007.

$$H'_1 = H_1 - \left(\frac{L_{p1}}{2} - \frac{L_{sp}}{1000} \right) = 31.15 \text{ m}$$

Altura del Pilar P1, a ser considerada en el cálculo de desplazamiento plástico

$$H'_2 = H_2 - \left(\frac{L_{p2}}{2} - \frac{L_{sp}}{1000} \right) = 30.14 \text{ m}$$

Altura del Pilar P2, a ser considerada en el cálculo de desplazamiento plástico

4.2.5.3. Cálculo del desplazamiento último de cada Pilar - Sentido Longitudinal

A continuación se presentan los valores de desplazamiento último de los Pilares P1 y P2 en el sentido longitudinal.

$$\Delta_{u1} = \frac{\Delta_{y1}}{1000} + (\Phi_{u1} - \Phi_{y1}) * L_{p1} * H'_1 = 1.4 \text{ m} \quad \Delta_{u2} = \frac{\Delta_{y2}}{1000} + (\Phi_{u2} - \Phi_{y2}) * L_{p2} * H'_2 = 1.03 \text{ m}$$

4.2.5.4. Cálculo de la ductilidad de desplazamiento de cada Pilar - Sentido Longitudinal

A continuación se presentan valores de ductilidad de desplazamiento en los Pilares P1 y P2 en el sentido longitudinal.

$$\mu_{\Delta_1} = \frac{\Delta_{u1}}{\Delta_{y1}} = 7.56 \quad \mu_{\Delta_2} = \frac{\Delta_{u2}}{\Delta_{y2}} = 5.35$$

4.2.6. Cálculo de la Capacidad de desplazamiento de los pilares en el sentido transversal

$$H_1 = 29.55 + 2.60 = 32.15 \text{ m} \quad \text{Altura del Pilar P1}$$

$$H_2 = 28.50 + 2.60 = 31.10 \text{ m} \quad \text{Altura del Pilar P2}$$

Características del acero de Refuerzo:

$$F_{yh} = 412.02 \text{ MPa} \quad F_u = 1.35 * f_{yh} = 556.2272 \text{ MPa}$$

$$F_y = 1.10 * f_{yh} = 453.222 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero}$$

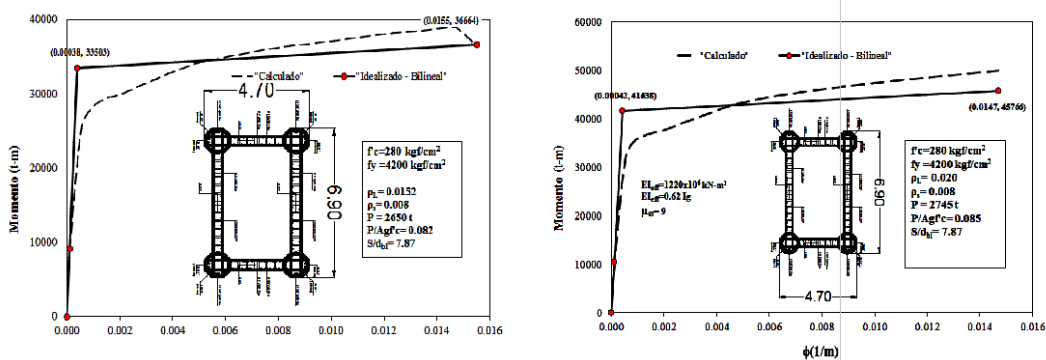
Características de Concreto:

$$f'_c = 27.47 \text{ MPa}$$

$$f'_{ce} = 1.3 * f'_c = 35.711 \text{ MPa} \quad (\text{Baja estimación de fuerza esperada})$$

4.2.6.1. Calculando la curvatura de fluencia y la curvatura última de cada columna

Luego de calcular el diagrama momento - curvatura en el programa CSI Bridge, se obtuvieron los siguientes valores de curvatura:



(a) Diagrama de momentos-curvatura, P1

(b) Diagrama de momentos-curvatura, P2

Figura 4.15 Diagrama de Momentos – curvatura, Transversal

$$\Phi_{y1} = 0.00038 \quad 1/m \quad \text{Curvatura de fluencia de la sección - Dirección Transv. - PILAR P1}$$

$$\Phi_{u1} = 0.0155 \quad 1/m \quad \text{Curvatura última de la sección - Dirección Transv. - PILAR P1}$$

$$\Phi_{y2} = 0.00042 \quad 1/m \quad \text{Curvatura de fluencia de la sección - Dirección Transv. - PILAR P2}$$

$$\Phi_{u2} = 0.0147 \quad 1/m \quad \text{Curvatura última de la sección - Dirección Transv. - PILAR P2}$$

4.2.6.2. Calculando el desplazamiento de fluencia y longitud de rótula plástica de cada pila

$$d_{bl} = 25.4 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de la varilla (refuerzo longitudinal \#8).}$$

$$L_{sp} = 0.022f_y * d_{bl} = 253.26 \text{ mm} \quad \text{Longitud de deformación por penetración.}$$

El desplazamiento de fluencia para cada columna es calculado:

$$\Delta_{y1} = \frac{\Phi_{y1} * \left(H_1 + \frac{L_{sp}}{1000}\right)^2}{3} = 0.13 \text{ m} \quad \Delta_{y2} = \frac{\Phi_{y2} * \left(H_2 + \frac{L_{sp}}{1000}\right)^2}{3} = 0.14 \text{ m}$$

Luego para el cálculo de la longitud de rótula plástica es necesario calcular k:

$$k = 0.2 * \left(\frac{f_u}{f_{yh}} - 1\right) = 0.07$$

$$k \leq 0.08$$

Entonces:

$$k = 0.07$$

Longitud de rótula plástica de los Pilares:

$$L_{p1} = k * H_1 + \frac{L_{sp}}{1000} = 2.5 \text{ m}$$

$$L_{p2} = k * H_2 + \frac{L_{sp}}{1000} = 2.43 \text{ m}$$

Se tiene que cumplir:

$$L_p > 2L_{sp} \quad 2 * \frac{L_{sp}}{1000} = 0.5 \text{ m} \quad \text{¡ OK!}$$

$$L_p > 0.044 * f_y * d_{bl} \quad \frac{0.044 * f_y * d_{bl}}{1000} = 0.507 \text{ m} \quad \text{¡ OK!}$$

Comentario: si $0.08H$ es mayor igual L_{sp} , modificar la altura H del Pilar, esto último con el objeto de mejorar la estimación del desplazamiento plástico.

Todas las columnas exceden lo antes mencionado, por lo que se modificaran las alturas de columnas, como se propone en Priestley, et al., 2007.

$$H'_1 = H_1 - \left(\frac{L_{p1}}{2} - \frac{L_{sp}}{1000} \right) = 31.15 \text{ m}$$

Altura del Pilar P1, a ser considerada en el cálculo de desplazamiento plástico

$$H'_2 = H_2 - \left(\frac{L_{p2}}{2} - \frac{L_{sp}}{1000} \right) = 30.14 \text{ m}$$

Altura del Pilar P2, a ser considerada en el cálculo de desplazamiento plástico

4.2.6.3. Cálculo del desplazamiento último de cada Pilar - Sentido Transversal

A continuación se presentan los valores de desplazamiento último de los Pilares P1 y P2 en el sentido Transversal.

$$\Delta_{u1} = \frac{\Delta_{y1}}{1000} + (\Phi_{u1} - \Phi_{y1}) * L_{p1} * H'_1 = 1.18 \text{ m} \quad \Delta_{u2} = \frac{\Delta_{y2}}{1000} + (\Phi_{u2} - \Phi_{y2}) * L_{p2} * H'_2 = 1.05 \text{ m}$$

4.2.6.4. Cálculo de la ductilidad de desplazamiento de cada Pilar - Sentido Transversal

A continuación se presentan valores de ductilidad de desplazamiento en los Pilares P1 y P2 en el sentido Transversal.

$$\mu_{\Delta_1} = \frac{\Delta_{u1}}{\Delta_{y1}} = 8.87 \quad \mu_{\Delta_2} = \frac{\Delta_{u2}}{\Delta_{y2}} = 7.60$$

4.3. Diseño de Estribos

4.3.1. Descripción de los estribos del Puente "Huarangueros"

Los estribos del puente "Huarangueros" cumplen con varias funciones dentro de las cuales destaca:

- Brindar soporte al tablero en sus extremos.
- Soporte de empujes de terreno.

Los estribos del Puente "Huarangueros" son de sección cajón hueca de alturas variables; además, los estribos adoptan su forma para recibir de una mejor manera el tablero o superestructura.

Además, la forma del estribo es con el objeto de contrarrestar el deslizamiento momento de volteo.

A continuación se presentan los cálculos que justifican el diseño de los estribos:

4.3.2. Datos o Valores Numéricos

$f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ (Mín. resistencia a compresión del concreto en estribo y zapata).

$f_{csol} = 140 \text{ kgf/cm}^2$ (Resistencia del concreto en la Sub - zapata).

$\sigma_s = 4.88 \text{ kgf/cm}^2$ o $\sigma_s = 48.8 \text{ t/m}^2$ (Esfuerzo admisible del terreno).

$A = 0.40$

4.3.3. Cálculo necesarios para diseño de los Estribos

Se extrajo los valores de las reacciones del modelo de elementos finitos realizado en el programa CSI Bridge, los cuales se muestran a continuación:

4.3.3.1. Reacción debido a la carga muerta del tablero en el estribo

El valor mostrado es en la zona donde se encontrará el apoyo de neopreno intermedio y con el cual se realiza todos los cálculos necesarios:

$P_D = 139.65 \text{ t}$ (Valor de reacción extraído del análisis – Carga muerta).

$$\text{Ancho}_{\text{Trib.}} = 5.37 \text{ m}$$

$$R_D = \frac{P_D}{\text{Ancho}_{\text{Trib.}}} = 26.006 \text{ t/m}$$

4.3.3.2. Reacción debido a la carga viva sobre el estribo

El valor mostrado es en la zona donde se encontrará el apoyo de neopreno intermedio y con el cual se realiza todos los cálculos necesarios; además el valor de ancho tributario que se consideró es el mismo, es decir se consideró un ancho tributario de la zona del apoyo de neopreno intermedio:

$P_L = 49.25 \text{ t}$ (Valor de reacción extraído del análisis – Carga viva).

$$\text{Ancho}_{\text{Trib.}} = 5.37 \text{ m}$$

$$R_L = \frac{P_L}{\text{Ancho}_{\text{Trib.}}} = 9.171 \text{ t/m}$$

4.3.4. Cálculo del peso propio del Estribo

Se calcula el peso del estribo, para lo cual se tuvo que dividir en varios elementos, tal y como se puede apreciar en la figura 4.16, además el peso de cada uno de estos elementos se encuentra aplicado en el centroide de los mismos.

Es necesario mencionar que los cálculos se realizan por un metro de estribo, que se está calculando los valores tomando como referencia el apoyo central de neopreno.

A continuación se puede observar los componentes en los cuales fue dividido el estribo con el objeto de calcular el peso y momentos por unidad de longitud, cabe mencionar que los momentos son calculados con respecto a “O”.

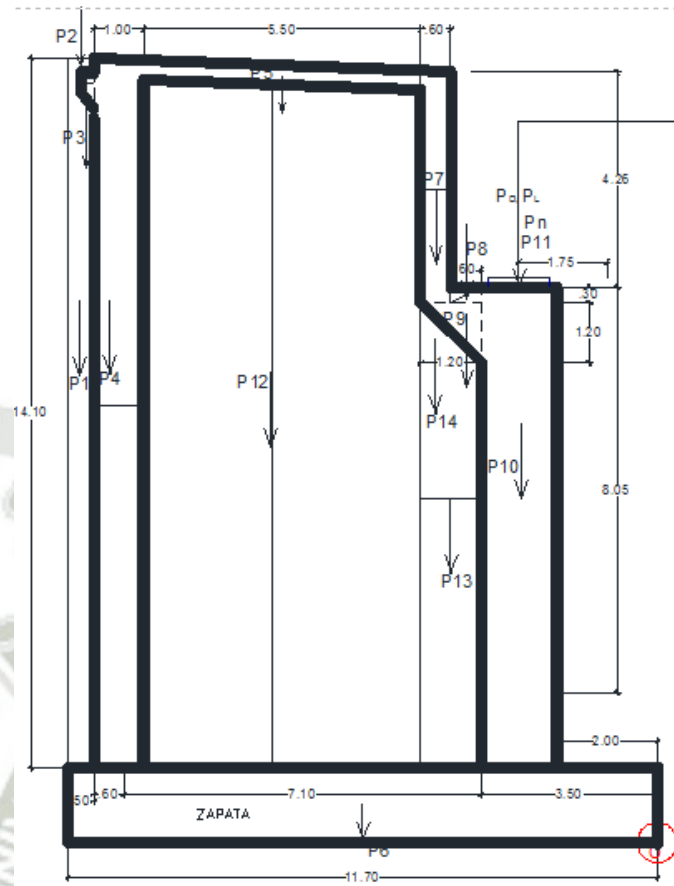


Figura 4.16 Elementos que conforman el estribo.

Tabla 4.6 Resumen del peso y momentos en el estribo

Elemento	Dimensiones		Área	Peso Específico	Peso Elementos	Xo	M _{DOx}	Yo	M _{DOy}
	Ancho	Altura							
	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	(t/m)	(m)	(t-m)	(m)	(t-m)
P1	0.50	14.40	7.20	1.90	13.68	11.95	163.48	7.95	108.76
P2	0.50	0.30	0.15	2.50	0.38	11.95	4.48	15.45	5.79
P3	-	-	0.14	2.50	0.35	11.8	4.13	15.1	5.29
P4	1.00	14.10	14.10	2.50	35.25	11.20	394.80	8.55	301.39
P5	5.90	0.40	2.36	2.50	5.90	7.95	46.91	15.26	90.03
P6	12.20	1.50	18.30	2.50	45.75	6.10	279.08	0.75	34.31
P7	0.60	4.60	2.76	2.50	6.90	4.9	33.81	13.17	90.87
P8	0.60	0.30	0.18	2.50	0.45	4.30	1.94	10.88	4.90
P9	1.20	1.20	0.72	2.50	1.80	4.40	7.92	10.33	18.59
P10	1.50	9.55	14.33	2.50	35.81	3.25	116.39	6.25	223.83
P11	1.20	0.20	0.24	2.50	0.60	3.25	1.95	11.13	6.68
P12	5.50	13.58	74.69	2.50	93.36	7.95	742.23	8.27	772.11
P13	1.20	8.05	9.66	2.50	12.08	4.60	55.55	5.50	66.41
P14	1.20	1.20	0.72	2.50	0.90	4.80	4.32	10.33	9.30
P _{Neopreno}	-	-	-	-	0.50	3.25	1.63	11.50	5.75
Sumatoria					253.71		1858.59		1744.01

4.3.5. Cálculo del momento producido por las cargas de la superestructura

A continuación se presenta el cálculo del momento debido a la carga muerta y carga viva proveniente de la superestructura.

4.3.5.1. Por Carga Muerta

$$M_{D0} = R_D * 2.75 = 71.515 \text{ t} - \text{m/m}$$

4.3.5.2. Por Carga Viva

$$M_{Lo} = R_L * 2.75 = 25.221 \text{ t} - \text{m/m}$$

4.3.6. Cálculo del momento producido por la losa de aproximación

$$R_{Losa} = 0.5 * 0.3 * 5 * 2.5 = 1.875 \text{ t/m}$$

$$M_{Losa} = R_{Losa} * 11.45 = 21.469 \text{ t} - \text{m/m}$$

4.3.7. Cálculo del empuje del terreno sobre el muro posterior del Estribo

Para estribos o muros de contención trabajando como un voladizo y que puedan desplazarse horizontalmente sin que exista algún tipo de restricción a este desplazamiento, se recomienda usar el método pseudo estático de Mononobe y Okabe (1926) para la determinación de los empujes activos horizontales que induce el sismo. El método recomienda el uso de un coeficiente sísmico equivalente a la mitad del coeficiente de aceleración ($K_h = A/2$). Se pueden despreciar los efectos producidos por la aceleración vertical del sismo.

El método considera las siguientes hipótesis:

1. La cimentación se desplaza lo suficiente para que se desarrollen las condiciones de máxima resistencia o presión activa del suelo.
2. El relleno es granular, con un ángulo de fricción ϕ .
3. El relleno es no saturado, de modo que no se consideran problemas de la ecuación.

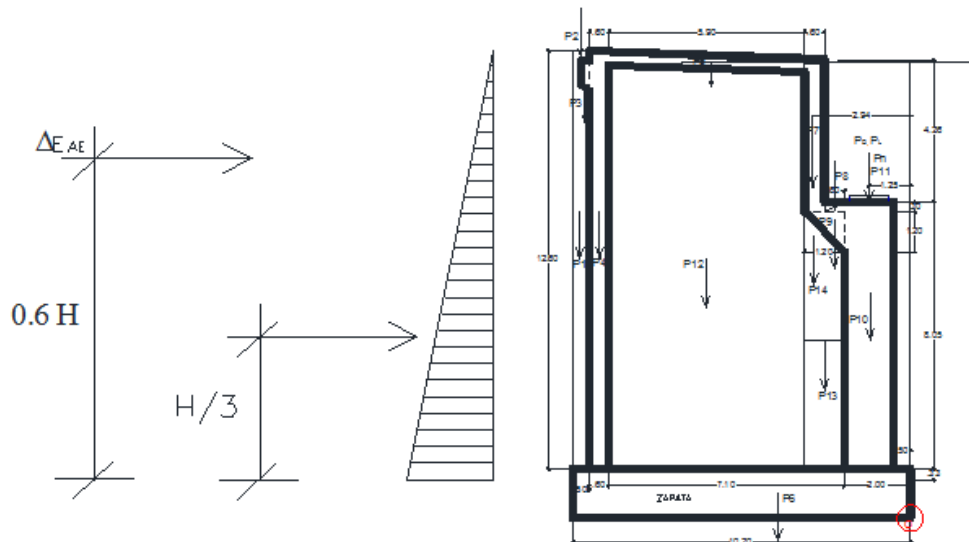


Figura 4.17 Reacciones y pesos en el Estribo.

Datos para calcular el empuje de tierras:

$$E_A = \frac{1}{2} * \gamma * K_A * H^2$$

$\Phi = 35\text{deg.}$ (Ángulo de fricción interna del suelo).

$\gamma = 1.90 \text{ t/m}^3$ (Peso específico del suelo).

$$H = 14.10 + 1.50 = 15.60 \text{ m}$$

$$K_A = \frac{1 - \sin(\Phi)}{1 + \sin(\Phi)} = 0.271$$

$$E_A = \frac{1}{2} * \gamma * K_A * H^2 = 62.651 \text{ t}$$

$$M_{EO} = E_A * \frac{H}{3} = 325.784 \text{ t - m}$$

Calculando el empuje activo dinámico por metro de estribo (MONONOBE - OKABE)

$$E_{AD} = \frac{1}{2} * \gamma * (1 - K_V) * K_{AE} * H^2$$

Dónde:

$$K_{AE} = \frac{\cos(\Phi - \theta - \beta)^2}{\Psi * \cos(\theta) * \cos(\beta)^2 * \cos(\delta + \beta + \theta)} \Psi$$

$$= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) * \sin(\Phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right)^2$$

Dónde:

$$\theta = \text{atan} \left(\frac{K_H}{1 - K_V} \right)$$

Además:

$$A = 0.4$$

$$K_H = \frac{A}{2} = 0.2$$

Para el cálculo de K_V se puede suponer que: $0.3K_H \leq K_V \leq 0.5K_H$

Para el estribo se tomará un promedio:

$$K_V = 0.4K_H = 0.08$$

Por lo tanto:

$$\theta = \text{atan} \left(\frac{K_H}{1 - K_V} \right) = 12.265 \text{ deg}$$

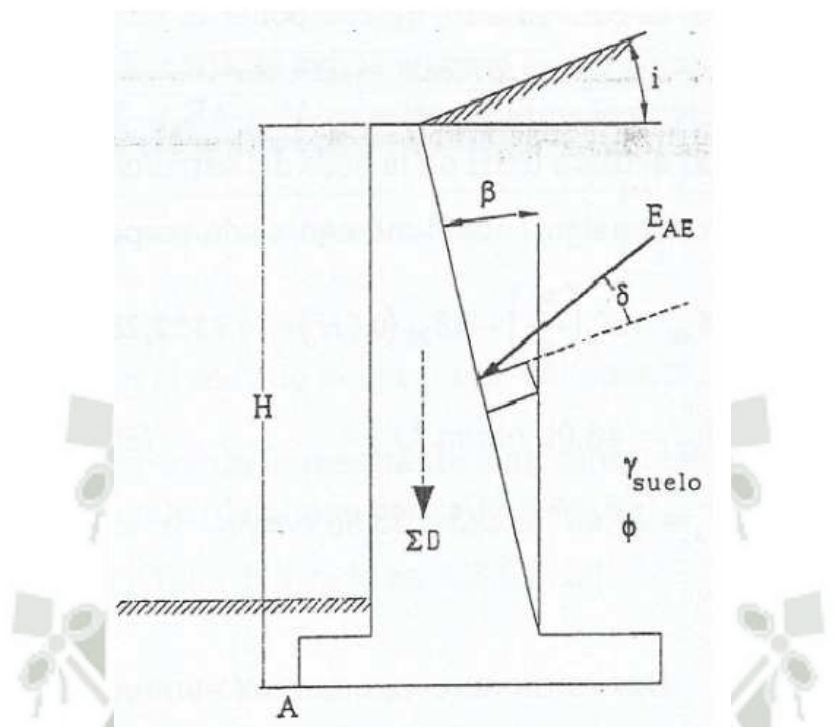


Figura 4.18 Método de Mononobe - Okabe.

Por tener el estribo una pantalla vertical:

$$\Phi = 35 \text{ deg} \quad \beta = 0$$

$$i = 0 \quad \delta = 0$$

$$\Psi = \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) * \sin(\Phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right)^2 = 2.179$$

Reemplazando valores se obtiene:

$$K_{AE} = \frac{\cos(\Phi - \theta - \beta)^2}{\Psi * \cos(\theta) * \cos(\beta)^2 * \cos(\delta + \beta + \theta)} = 0.409$$

Por lo que:

$$E_{AD} = \frac{1}{2} * \gamma * (1 - K_V) * K_{AE} * H^2 = 86.94 \text{ t}$$

$$\Delta E_{AE} = E_{AD} - E_A = 24.289 \text{ t}$$

Por lo que el momento con respecto al punto O será:

$$M_{\text{dinEO}} = E_A * \frac{H}{3} + \Delta E_{AE} * (0.6H) = 553.128 \text{ t} - \text{m/m} \quad (\text{Considera el empuje dinámico y estático}).$$

$$M_{EO} = 325.784 \text{ t} - \text{m/m} \quad (\text{Considera sólo empuje estático}).$$

4.3.8. Considerando fuerza longitudinal sobre el Estribo

Se supone un 5% de la carga viva vehicular por cada carril sobre el estribo.

$$N_{\text{carriles}} = 2 \quad (\text{Número de carriles}).$$

$$\text{Peso}_{\text{camion}} = 33.13 \text{ t} \quad (\text{Camión de diseño}).$$

$$P_{\text{Long_total}} = 0.05 * N_{\text{carriles}} * \text{Peso}_{\text{camion}} = 3.313 \text{ t}$$

$$\text{Ancho}_{\text{Estr}} = 18.74 \text{ m} \quad (\text{Ancho del estribo en la zona de contacto con el tablero}).$$

$$P_{\text{Long}} = \frac{P_{\text{Long_total}}}{\text{Ancho}_{\text{Estr}}} = 0.177 \text{ t/m}$$

Por lo tanto el momento con respecto al punto O, será:

$$M_{O_long} = P_{\text{Long}} * (15.32 + 1.80) = 3.027 \text{ t} - \text{m/m}$$

4.3.9. Calculando las fuerzas debido al sismo

4.3.9.1. Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales del estribo

Se calculó el peso del estribo por un metro de ancho, el cual incluye también el peso del terreno sobre el talón o cimentación:

$$P_{\text{Etotal}} = 251.83 \text{ t/m} \quad (\text{Peso del estribo incluye el peso del terreno en el trasdós}).$$

$M_{DOy} = 1,742.60 \text{ t} - \text{m/m}$ (Momento producido por el peso del estribo tomando como fuerza inercial horizontal).

A continuación se procede a calcular el punto de aplicación de la resultante, como sigue:

$$Z_H = \frac{M_{DOy}}{P_{Etotal}} = 6.92 \text{ m} \quad (\text{Distancia con respecto a la base de la zapata}).$$

Se tiene que el coeficiente de aceleración horizontal

Además:

$$A = 0.4$$

$$K_H = \frac{A}{2} = 0.2$$

Por lo tanto la fuerza sísmica horizontal inercial debida al peso del estribo con respecto a O, será:

$$F_{EQ} = K_H * P_{Etotal} = 50.366 \text{ t/m}$$

Entonces, se calcula el Momento con respecto al punto O, producido por la fuerza sísmica inercial.

$$M_{OEEQ} = F_{EQ} * Z_H = 348.52 \text{ t} - \text{m/m}$$

4.3.9.2. Fuerza sísmica inercial generada por la superestructura

Del análisis de la sección del tablero en la zona del estribo, se tiene que el centro de gravedad de la sección en esta zona donde el peralte es de 4m, se localiza a:

$$Z_T = 2.60 \text{ m}$$

Además, se tiene que el peso de la superestructura sobre el estribo como se indicó anteriormente, es:

$$R_D = 26.006 \text{ t/m}$$

$$F_{TEQ} = R_D * A = 10.402 \text{ t/m} \quad (\text{La cual se encuentra aplicada de acuerdo a } Z_T).$$

Momento con respecto a O, producido por la fuerza sísmica proveniente del tablero

$$h_{\text{basetablero}} = 11.75 \text{ m} \quad (\text{Altura desde el fondo de cimentación hasta la base del tablero}).$$

$$M_{OTEQ} = F_{TEQ} * (h_{\text{basetablero}} + Z_T) = 149.272 \text{ t - m/m}$$

4.3.10. Cálculo de los esfuerzos sobre el terreno y evaluación de la estabilidad del estribo contra volteo y deslizamiento

A continuación se presenta un cuadro resumen, en el que se puede apreciar las fuerzas y momentos flexionantes para las demandas indicadas anteriormente

Tabla 4.7 Resumen del peso y momentos flectores

DEMANDA	Peso	Momento
	(t)	(t-m)
Peso del Estribo	253.71	1858.59
Peso Superestructura	26.01	71.52
Carga Viva	9.17	25.22
Losa de aproximación	1.88	21.47
Empuje de tierras		
Empuje de tierras Estático	77.06	400.73
Empuje de tierras Dinámico	103.87	651.65
Fuerza Longitudinal	0.18	3.03
Fuerzas Sísmica		
F.S del Estribo	50.37	348.52
F.S del Tablero	10.40	149.27

4.3.11. Revisamos todos los estados de carga sobre el estribo

4.3.11.1. Revisando el Estado de Carga I

Se empleará la ecuación de los esfuerzos combinados para calcular los esfuerzos sobre el terreno

$$\sigma = \frac{R}{A} + \frac{R * e * X}{I_{YY}} \quad (\text{Compresiones positivas})$$

Dónde:

R = Resultante de fuerzas verticales

e = Excentricidad de la fuerza vertical resultante R. Es la distancia entre el centro de gravedad de la zapata y el punto de aplicación de la resultante.

Para el diseño de los Estribos de un puente se debe tener en cuenta que dichos estribos deben diseñarse para soportar las siguientes cargas: Empujes de tierra incluyendo los debidos a sobrecargas de tráfico en el terraplen y a efectos sísmicos, peso muerto del estribo, cargas verticales muerta y viva transmitidas por la superestructura, fuerzas longitudinales o transversales originadas por la superestructura por efectos sísmicos, limitando estas fuerzas horizontales a las que puedan transmitir los apoyos por fricción o por cortante. El diseño debe verificarse para la combinación de estas cargas que produzcan los efectos más desfavorables.

$b_z = 12.20 \text{ m}$ $h_z = 1 \text{ m}$ Se considera 1m de ancho de zapata

$A_z = b_z * h_z = 12.20 \text{ m}^2$ (La zapata tiene 1.50m de profundidad).

$$I_{YY} = \frac{b_z^3 * h_z}{12} = 151.321 \text{ m}^4$$

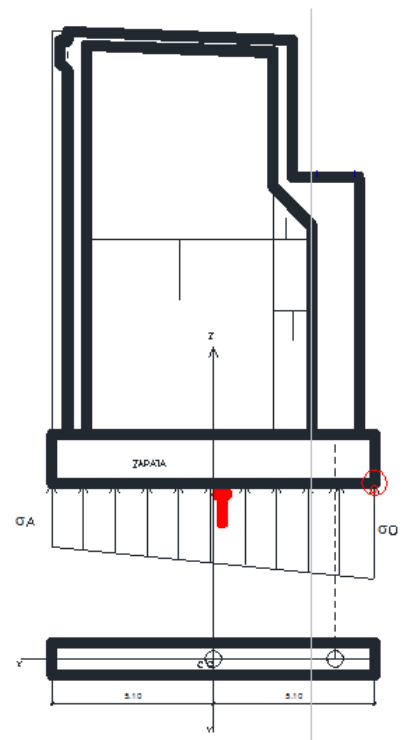


Figura 4.19 Variables que intervienen en la determinación de los esfuerzos sobre el terreno.

Además:

$\beta_E = 1.35$ Según AASHTO, presión lateral de tierra sobre muros de contención.

$\beta_D = 1.00$ Para los elementos a flexión.

Revisando las distintas combinaciones de carga, debido a las demandas.

$$R_{zapata} = [(253.71 + 26.01 + 1.88) + 9.17] = 290.77 \text{ t}$$

$$M_{Ozap} = [(1,858.59 + 71.52 + 21.47) + 25.22 - \beta_E(400.73)] = 1,435.814 \text{ t - m}$$

$$d = \frac{M_{Ozap}}{R_{zapata}} = 4.938 \text{ m}$$

$$\text{excen} = \frac{b_z}{2} - d = 1.162 \text{ m}$$

$$\sigma_O = \frac{R_{zapata}}{b_z} + \frac{(R_{zapata} * excen * \frac{b_z}{2})}{I_{yy}} = 37.454 \frac{t}{m^2} < 48.8 \frac{t}{m^2} \text{ satisfactorio !!}$$

$$\sigma_B = \frac{R_{zapata}}{b_z} - \frac{(R_{zapata} * excen * \frac{b_z}{2})}{I_{yy}} = 10.213 \frac{t}{m^2} < 48.8 \frac{t}{m^2} \text{ satisfactorio !!}$$

4.3.11.1. Revisando el Volteo del Estribo

$$M_{Estable} = 1,858.59 + 71.52 + 21.47 + 25.22 = 1,976.80$$

$$M_{Inestable} = \beta_E * 400.73 = 540.986$$

$$FS_{Volteo} = \frac{M_{Estable}}{M_{Inestable}} = 1.537 > 1.5 \text{ satisfactorio !!}$$

4.3.11.2. Revisando el Estado de Carga II - Sólo peso de Estribo

$$R_{Zapata2} = [(253.71 + 0 + 0) + 0] = 253.71 \text{ t}$$

$$M_{Ozap2} = [(1,858.59 + 0 + 0) - \beta_E(400.73)] = 1,317.604 \text{ t - m}$$

$$d_2 = \frac{M_{Ozap2}}{R_{zapata2}} = 5.193 \text{ m}$$

$$excen_2 = \frac{b_z}{2} - d = 1.162 \text{ m}$$

$$\sigma_{O2} = \frac{R_{zapata2}}{b_z} + \frac{(R_{zapata2} * excen_2 * \frac{b_z}{2})}{I_{yy}} = 32.681 \frac{t}{m^2} < 48.8 \frac{t}{m^2} \text{ satisfactorio !!}$$

$$\sigma_{B2} = \frac{R_{zapata2}}{b_z} - \frac{(R_{zapata2} * excen_2 * \frac{b_z}{2})}{I_{yy}} = 8.911 \frac{t}{m^2} < 48.8 \frac{t}{m^2} \text{ satisfactorio !!}$$

4.3.11.2.1. Revisando el Volteo del Estribo

$$M_{Estable2} = 1,858.59$$

$$M_{Inestable2} = \beta_E * 400.73 = 540.986$$

$$FS_{Volteo2} = \frac{M_{Estable2}}{M_{Inestable2}} = 3.436 > 2 \text{ satisfactorio !!}$$

4.3.11.2.2. Revisando el Deslizamiento del Estribo

$\mu = 0.55$ Factor de rozamiento considerado

$$F_{Estable2} = \mu * (253.71) = 139.541 \text{ t}$$

$$F_{Inestable2} = \beta_E * 77.06 = 104.031 \text{ t}$$

DEMANDA	Peso	Momento
	(t)	(t-m)
Peso del Estribo	253.71	1858.59
Peso Superestructura	26.01	71.52
Carga Viva	9.17	25.22
Losa de aproximación	1.88	21.47
Empuje de tierras		
Empuje de tierras Estático	77.06	400.73
Empuje de tierras Dinámico	103.87	651.65
Fuerza Longitudinal	0.18	3.03
Fuerzas Sísmica		
F.S del Estribo	50.37	348.52
F.S del Tablero	10.40	149.27

$$FS_{Desliz2} = \frac{F_{Estable2}}{F_{Inestable2}} = 1.341 < 1.5 \text{ Por lo que el estribo tendra una llave !!}$$

4.3.12. Diseño de la Armadura del Estribo

4.3.12.1. Calculando el empuje estático en el trasdós del estribo

Datos para calcular el empuje de tierras:

$$E_A = \frac{1}{2} * \gamma * K_A * H^2$$

$$\Phi = 30 \text{ deg} \quad (\text{Ángulo de fricción interna del suelo}).$$

$$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3 \quad (\text{Peso Específico del suelo}).$$

$$H=14.10 \text{ m}$$

$$K_A = \frac{1 - \sin(\Phi)}{1 + \sin(\Phi)} = 0.333$$

$$E_A = \frac{1}{2} * \gamma * K_A * H^2 = 62.956 \text{ t}$$

$$M_{EO} = E_A * \frac{H}{3} = 295.896 \text{ t} - \text{m}$$

4.3.12.2. Calculando el empuje Dinámico en el trasdós del estribo

$$E_{AD} = \frac{1}{2} * \gamma * (1 - K_V) * K_{AE} * H^2 = 71.024 \text{ t}$$

$$\Delta E_{AE} = E_{AD} - E_A = 8.068 \text{ t}$$

Elemento	Dimensiones		Área	Peso Específico	Peso Elementos	Yo	M _{DoY}
	Ancho	Altura					
	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	(t/m)	(m)	(t-m)
P3	-	-	0.14	2.50	0.35	13.6	4.76
P4	1.00	14.10	14.10	2.50	35.25	7.05	248.51
P7	0.60	4.60	2.76	2.50	6.90	11.67	80.52
P8	0.60	0.30	0.18	2.50	0.45	9.38	4.22
P9	1.20	1.20	0.72	2.50	1.80	8.83	15.89
P10	1.50	9.55	14.33	2.50	35.81	4.75	170.11
Sumatoria					80.56		524.02

4.3.12.3. Calculando la posición de la fuerza sísmica

$$Z_M = \frac{524.04}{80.56} = 6.505 \text{ m}$$

Fuerza Sísmica Horizontal será:

$$A = 0.4$$

$$K_H = \frac{A}{2} * 80.56 = 16.112 \text{ t/m}$$

4.3.12.4. Calculando el momento en la base del estribo

$$M_{base} = \left[E_A * \frac{H}{3} + \Delta E_{AE} * 0.6H + (10.40 * 12.85 + F_H * Z_M) \right] = 602.597 \text{ t} - \text{m/m}$$

$$\Phi = 0.90 \quad f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

Se procede a diseñar el estribo como sigue:

$h_F = 750 \text{ cm}$ El peralte considerado será desde la parte posterior o muro posterior hasta el punto en cuestión.

$$r_F = 7.50 \text{ cm}$$

$$d_F = h_F - r_F = 742.50 \text{ cm}$$

$$a_F = 3.63 \text{ cm}$$

$b_F = 100 \text{ cm}$ Ancho del estribo a diseñar.

$$A_{sF} = \frac{M_{\text{base}} * 10^5}{\Phi * f_y * \left(d_F - \frac{a_F}{2}\right)} = 21.523 \text{ cm}^2$$

Verificando el valor de a:

$$A_t = \frac{A_{sF} * f_y}{0.85 * f'_c * b_F} = 3.039 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de $\varnothing 1"$ con una separación de 15 cm en la cara interior del muro frontal que conforma el estribo, además; se usará acero de refuerzo de $\varnothing 1"$ con una separación de 15 cm en la cara exterior del muro posterior que conforma el estribo.

Verificando el diseño del muro frontal y posterior

$$E_A = \frac{1}{2} * \gamma * K_A * H^2 = 62.956 \text{ t}$$

$$M_{\text{Frontal}} = 1.3 * E_A * \frac{H}{3} = 384.664 \text{ t} - \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$< M_{\text{bsae}}$, por lo que el diseño es satisfactorio!!

4.3.12.5. Calculando el área de acero en la zona posterior del muro frontal

$h_{Fp} = 900 \text{ cm}$ El peralte considerado será desde la parte posterior o muro posterior hasta el punto en cuestión.

$$r_{Fp} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_{Fp} = h_{Fp} - r_{Fp} = 892.50 \text{ cm}$$

$$a_{Fp} = 3.17 \text{ cm}$$

$$b_{Fp} = 100 \text{ cm} \quad \text{Ancho del estribo a diseñar.}$$

$$A_{sFp} = \frac{M_{base} * 10^5}{\Phi * f_y * \left(d_{Fp} - \frac{a_{Fp}}{2}\right)} = 17.894 \text{ cm}^2$$

Verificando el valor de a:

$$A_t = \frac{A_{sFp} * f_y}{0.85 * f'_c * b_{Fp}} = 2.526 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de $\varnothing 1"$ con una separación de 20 cm en la cara exterior del muro frontal que conforma el estribo, además; se usará acero de refuerzo de $\varnothing 1"$ con una separación de 15 cm en la cara interior del muro posterior que conforma el estribo.

4.3.13. Diseño de la cimentación del Estribo

4.3.13.1. Diseño de la puntera de la cimentación del Estr

$$R_{zapata3} = (253.71 + 26.01 + 1.88) = 281.6 \text{ t}$$

$$M_{Ozap3} = [(1,858.59 + 71.52 + 21.47) - (651.65 + 348.52 + 149.27)] \\ = 802.14 \text{ t} - \text{m}$$

$$d_3 = \frac{M_{Ozap3}}{R_{zapata3}} = 2.849 \text{ m}$$

$$\text{excen}_3 = \frac{b_z}{2} - d_3 = 3.251 \text{ m}$$

$$\sigma_{O3} = \frac{R_{zapata3}}{b_z} + \frac{\left(R_{zapata3} * excen_3 * \frac{b_z}{2}\right)}{I_{yy}} = 59.992 \frac{t}{m^2} < 48.8 * 1.3$$

$$= 63.44 \frac{t}{m^2} \text{ satisfactorio !!}$$

$$\sigma_{B3} = \frac{R_{zapata3}}{b_z} + \frac{\left(R_{zapata3} * excen_3 * \frac{b_z}{2}\right)}{I_{yy}} = -13.828 \frac{t}{m^2} < 48.8 * 1.3$$

$$= 63.44 \frac{t}{m^2} \text{ satisfactorio !}$$

Calculando el área de acero en la cimentación

$h_{zapata} = 900 \text{ cm}$ El peralte considerado será desde la parte posterior o muro posterior hasta el punto en cuestión.

$$r_{zapata} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_{zapata} = h_{zapata} - r_{zapata} = 142.50 \text{ cm}$$

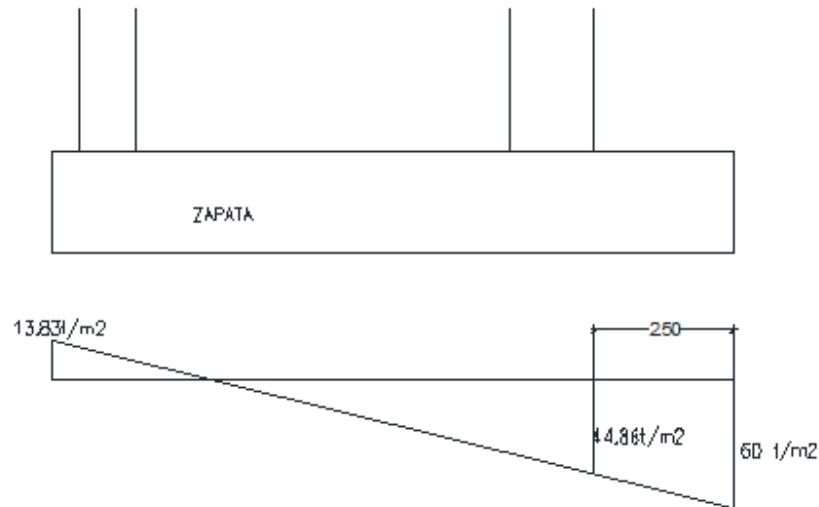
$$Pie = 2.50 \text{ cm}$$

Calculando el momento en el Pie de la cimentación

$$M_{zapata} = 44.86 * \frac{Pie^2}{2} + \frac{1}{2} * (60 - 44.68) * \frac{2}{3} * Pie^2 = 171.729 \text{ t - m}$$

$$a_{zapata} = 4.57 \text{ cm}$$

$$b_{zapata} = 100 \text{ cm} \text{ Ancho del estribo a diseñar .}$$



$$A_{szapata} = \frac{M_{zapata} * 10^5}{\Phi * f_y * \left(d_{zapata} - \frac{a_{zapata}}{2} \right)} = 32.401 \text{ cm}^2$$

Verificando el valor de a:

$$A_{zapata} = \frac{A_{szapata} * f_y}{0.85 * f'_c * b_{zapata}} = 4.57.4 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de \emptyset 1" con una separación de 15 cm en la cara inferior de la cimentación que conforma el estribo.

Revisando por cortante

$$R_z = \left(\frac{60 + 44.86}{2} \right) * Pie = 131.075 \text{ t}$$

$$v_{zapata} = \frac{R_z * 10^3}{b_{zapata} * d_{zapata}} = 9.198 \text{ kgf/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el concreto

$$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{280} = 8.869 \text{ kgf/cm}^2$$

Calculando la fuerza cortante que requiere sea tomada por el acero

$$v_s = \left(\frac{V_{zapata}}{\Phi_c} - v_c \right) * (b_{zapata} * d_{zapata}) * 10^{-3} = 27.828 \text{ t}$$

Ahora se procede a calcular la separación de los estribos de 5/8”.

$$A_{c_zapata} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$h_{zapata} = 150 \text{ cm}$$

$$d_{zapata} = h_{zapata} - 15 = 135 \text{ cm}$$

$$S_{Estri_Almas} = \frac{A_{c_zapata} * f_y * d_{zapata}}{V_s * 10^3} = 40.75 \text{ cm}$$

Por lo que se usará ganchos de refuerzo de Ø 5/8" con una separación de 40 cm en todo el pie de la cimentación que conforma el estribo.

4.3.13.2. Diseño del talón de la cimentación del Estribo

Se tiene considerando el peso de los elementos del Muro

$$P_1 = 13.68 \text{ t} \quad \text{en cual actúa a una distancia del punto de referencia de} \quad d_1 = 7.20 \text{ m}$$

$$P_5 = 5.90 \text{ t} \quad \text{en cual actúa a una distancia del punto de referencia de} \quad d_5 = 2.75 \text{ m}$$

$$P_{12} = 13.68 \text{ t} \quad \text{en cual actúa a una distancia del punto de referencia de} \quad d_{12} = 2.75 \text{ m}$$

A continuación se obtiene el valor del esfuerzo sobre el terreno:

$$\sigma_t = \frac{60 * 5.91}{9.91} = 35.782 \text{ t/m}^2$$

$$d_t = 5.91 \text{ m}$$

$$M_{\text{talón}} = (P_1 * d_1 + P_5 * d_5 + P_{12} * d_{12}) = 152.341 \text{ t - m}$$

Calculando el área de acero en el talón de la cimentación

$h_{\text{talón}} = 150 \text{ cm}$ El peralte considerado será desde la parte posterior o muro posterior hasta el punto en cuestión.

$$r_{\text{talón}} = 7.50 \text{ cm}$$

$$d_{\text{talón}} = h_{\text{talón}} - r_{\text{talón}} = 142.50 \text{ cm}$$

$$a_{\text{talón}} = 5.08 \text{ cm}$$

$$b_{\text{talón}} = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\text{stalón}} = \frac{M_{\text{talón}} * 10^5}{\Phi * f_y * \left(d_{\text{talón}} - \frac{a_{\text{talón}}}{2} \right)} = 28.795 \text{ cm}^2$$

Verificando el valor de a:

$$a_{\text{talón}} = \frac{A_{\text{stalón}} * f_y}{0.85 * f'_c * b_{\text{talón}}} = 5.082 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de $\varnothing 1"$ con una separación de 15 cm en la cara superior de la cimentación que conforma el estribo.

4.3.14. Cálculo del Momento en el interior de la losa

4.3.14.1. El peso por Carga Muerta

Peso de la losa

$$e_1 = 0.40 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{CR}} = 2.50 \text{ t/m}^3$$

$$F_D = e_1 * \gamma_{\text{CR}} = 1 \text{ t/m}^2$$

$$0.11 \text{ t/m}^2$$

Peso de la carpeta Asfáltica

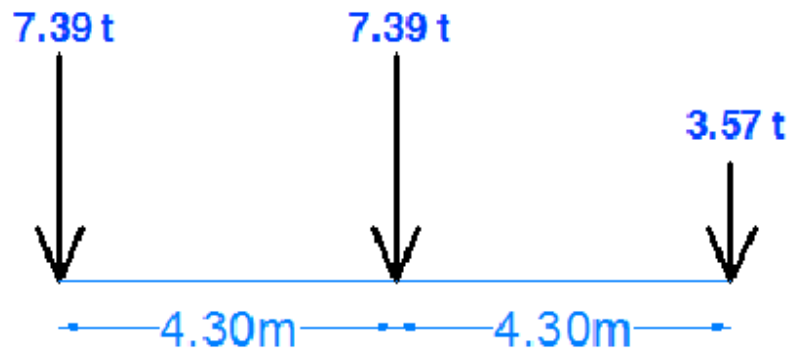
$$e_{\text{Asfal}} = 0.05 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{Asfal}} = 2.20 \text{ t/m}^3$$

$$F_A = e_{\text{Asfal}} * \gamma_{\text{Asfal}} =$$

4.3.14.2. El peso por Carga Viva - Línea de ruedas

Camión de Diseño HS20-44, tiene las siguientes líneas de carga



Se considera un 33% adicional por efectos Dinámicos:

$$IM=0.33$$

Calculando los Momentos en la zona central de la losa, se tiene:

Debido a la carga Muerta

$$L_{vi} = 5.25 \text{ m}$$

$$M_D = 0.10 * F_D * L_{vi}^2 = 2.756 \text{ t - m/m}$$

Debido a la carga carpeta de rodadura

$$M_A = 0.10 * F_A * L_{vi}^2 = 0.303 \text{ t - m/m}$$

Debido a la carga Viva:

$$S = L_{vi}$$

$$P = 7.39 \text{ t}$$

$$M_L = 0.80 * \frac{P * (S + 0.6)}{9.8} = 3.529 \text{ t - m/m}$$

Calculando el momento último en el centro de la losa del estribo:

Calculando el Momento Último en el centro de la losa del estribo (**RESISTENCIA - I**)
(AASHTO 3.3.2, 3.4.1; Tablas 3.4.1-1, 3.4.1-2)

$$M_{U\text{losa}} = 1.00[1.25 * (M_D) + 1.5 * (M_A) + 1.75 * (1.33 * M_L)] = 12.114 \text{ t} - \text{m/m}$$

4.3.14.3. Calculando el área de acero que se requiere en el centro de la losa

$$h_L = 40 \text{ cm}$$

$$a_{\text{losa}} = 1.65 \text{ cm}$$

$$r_{\text{losa}} = 5.00 \text{ cm}$$

$$b_{\text{losa}} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{\text{losa}} = h_L - r_{\text{losa}} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{U\text{losa}} * 10^5}{\Phi * f_y * \left(d_{\text{losa}} - \frac{a_{\text{losa}}}{2}\right)} = 9.378 \text{ cm}^2$$

Verificando el valor de a:

$$a_{\text{losa}} = \frac{A_{sc} * f_y}{0.85 * f'_c * b_{\text{losa}}} = 1.655 \text{ cm}$$

Por lo que se usará acero de refuerzo de $\varnothing 5/8"$ con una separación de 20 cm Superior e Inferior perpendicular al tráfico en la losa de los estribos.

4.4. Diseño de Cimentación

4.4.1. Descripción de la cimentación del Puente "Huarangueros"

La cimentación sobre la que se apoya el puente "Huarangueros", es una estructura diseñada con la finalidad de brindar una base estable para los pilares, sostener los empujes del terreno en la base del puente y además como es de sección hueca (Tipo alcantarilla), permite el paso de aguas superficiales proveniente de precipitaciones pluviales que vienen por la quebrada Huarangueros, en épocas de lluvia.

A continuación se presentan los cálculos que justifican el diseño de los estribos:

4.4.2. Diseño de cimentación

4.4.2.1. Diseño por flexión

4.4.2.1.1. Datos o Valores Numéricos

A continuación se muestran las reacciones extraídas del modelo de método de barras o frame realizados en el programa SAP y otros datos necesarios para realizar los cálculos del acero.

$$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Mín. resistencia a compresión del concreto}).$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Esfuerzo de fluencia del acero}).$$

$$\phi = 0.90 \text{ para diseño por flexión} \quad (\text{Factor de reducción de resistencia}).$$

$$r = 0.075 \text{ m} = 7.50 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento}).$$

4.4.2.1.2. Cálculo de área de acero longitudinal en el patín superior de la cimentación debido al momento máximo negativo

$$M_{U(-)} = 895.88 \text{ t} - \text{m} = 895.88 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{Momento máximo negativo}).$$

$$b = 9.60 \text{ m} = 960 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de sección}).$$

El cálculo del acero longitudinal del patín superior lo hacemos de manera iterativa, hasta encontrara el valor real requerido.

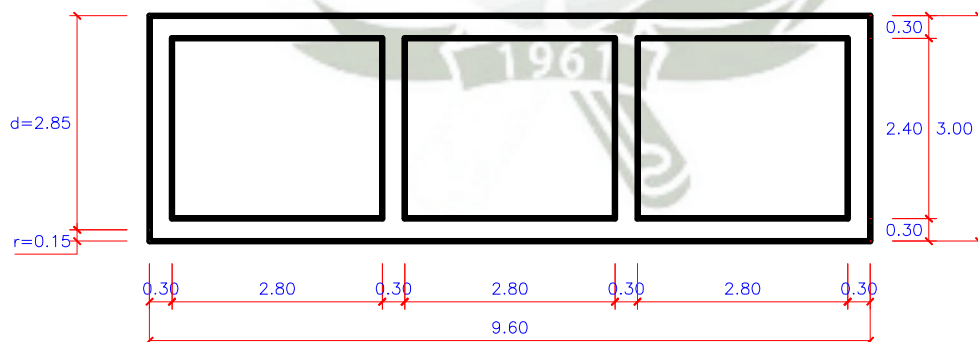


Figura 4.20 Sección transversal cimentación

- El valor de $d = h - r$

Por lo tanto:

$$d = 3.00\text{m} - 0.15\text{m} = 2.85\text{ m} = 285\text{ cm}$$

- Suponemos el valor de $a = \frac{d}{5}$

Entonces:

$$a = \frac{285\text{cm}}{5} = 57\text{ cm}$$

I Iteración

$$A_s = \frac{M_{u(-)}}{\Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{895.88 \times 10^5}{0.9 * 4200 * \left(285 - \frac{57}{2}\right)} = 92.40\text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{92.40 * 4200}{0.85 * 280 * 960} = 1.70\text{ cm}$$

Luego de realizar varias iteraciones, obtenemos área de acero requerida:

$$A_s = 83.38\text{ cm}^2$$

$$A_s \emptyset 1/2'' = 1.27\text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad}_{\emptyset} = \frac{A_s}{A_{s_{1/2''}}} = \frac{83.38\text{cm}^2}{1.27\text{cm}^2} = 65.65 = 66 \emptyset 1/2''$$

El acero se distribuirá en dos capas de $33 \emptyset 1/2''$.

El espaciamiento del acero será:

$$b - 2r = 9.60\text{m} - 2(0.075\text{m}) = 9.45\text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento}_{\emptyset} = \frac{b - 2r}{\text{Cant}_{\emptyset \text{ distribuido}}} = \frac{9.45\text{ m}}{33 \emptyset} = 0.286\text{ m} = 0.25\text{ m}$$

Por lo tanto:

El acero del patín superior de la cimentación estará distribuido en 2 capas de 33 Ø 1/2" @ 0.25 m.

4.4.2.1.3. Cálculo de área de acero longitudinal en el patín inferior de la cimentación debido al momento máximo positivo

$$M_{U(+)} = 873.30 \text{ t} - \text{m} = 873.38 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{Momento máximo positivo}).$$

$$b = 9.60 \text{ m} = 960 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de sección}).$$

El cálculo del acero longitudinal del patín inferior lo hacemos de manera iterativa, hasta encontrara el valor real requerido.

- El valor de $d = h - r$

Por lo tanto:

$$d = 3.00\text{m} - 0.15\text{m} = 2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm}$$

- Suponemos el valor de $a = \frac{d}{5}$

Entonces:

$$a = \frac{285\text{cm}}{5} = 57 \text{ cm}$$

I Iteración

$$A_s = \frac{M_{u(+)}}{\Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{873.38 \times 10^5}{0.9 * 4200 * \left(285 - \frac{57}{2}\right)} = 90.08 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{90.08 * 4200}{0.85 * 280 * 960} = 1.66 \text{ cm}$$

Luego de realizar varias iteraciones, obtenemos área de acero requerida:

$$A_s = 81.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s \emptyset 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad}_{\emptyset} = \frac{A_s}{A_{s_{1/2"}}} = \frac{81.28 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 64 \emptyset 1/2"$$

El acero se distribuirá en dos capas de 32 $\emptyset 1/2"$.

El espaciamiento del acero será:

$$b - 2r = 9.60 \text{ m} - 2(0.075 \text{ m}) = 9.45 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento}_{\emptyset} = \frac{b - 2r}{\text{Cant}_{\emptyset \text{ distribuido}}} = \frac{9.45 \text{ m}}{32 \emptyset} = 0.29 \text{ m} = 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto:

El acero del patín superior de la cimentación estará distribuido en 2 capas de 32 $\emptyset 1/2"$ @ 0.25 m.

4.4.2.1.4. Cálculo de área de acero transversal

Datos necesarios para calcular el área de acero

$$h = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 0.30 \text{ m} - 0.075 \text{ m} = 0.225 \text{ m} = 22.5 \text{ cm}$$

$$b = 1.00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.0025 * b * d = 0.0025 * 100 \text{ cm} * 22.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.625 \text{ cm}^2$$

Considerando aceros de $\emptyset 1/2"$:

$$A_s \emptyset 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad}_{\emptyset} = \frac{A_s}{A_{s_{1/2''}}} = \frac{5.625\text{cm}^2}{1.27\text{cm}^2} = 4.43 = 4 \emptyset 1/2''$$

Por lo que se requiere 4 barras de $\emptyset 1/2''$.

$$\text{Espaciamiento}_{\emptyset} = \frac{b}{\text{Cant}_{\emptyset\text{distribuido}}} = \frac{1.00 \text{ m}}{4 \emptyset} = 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto:

Se usará acero de refuerzo de $\emptyset 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$. superior e inferior.

4.4.2.1.5. Cálculo del acero longitudinal en las almas de la cimentación

$$M_U = 24431.99 \text{ t} - \text{m} = 24431.99 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{Momento máximo}).$$

$$b = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de sección}).$$

El cálculo del acero longitudinal en las almas lo hacemos de manera iterativa, hasta encontrara el valor real requerido.

- El valor de $d = h - r$

Por lo tanto:

$$d = 9.60 \text{ m} - 0.04 \text{ m} = 9.56 \text{ m} = 956 \text{ cm}$$

- Suponemos el valor de $a = \frac{d}{5}$

Entonces:

$$a = \frac{956 \text{ cm}}{5} = 191.20 \text{ cm}$$

I Iteración

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{24431.99 \times 10^5}{0.9 * 4200 * \left(956 - \frac{191.20}{2}\right)} = 751.22 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{751.22 * 4200}{0.85 * 280 * 300} = 44.19 \text{ cm}$$

Luego de realizar varias iteraciones, obtenemos área de acero requerida:

$$A_s = 690.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \times \text{Alma}} = \frac{A_s}{N^\circ \text{ almas}} = \frac{690.77 \text{ cm}^2}{4} = 172.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \emptyset 3/4"} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad}_{\emptyset} = \frac{A_{s \times \text{alma}}}{A_{s_{3/4"}}} = \frac{172.69 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 60 \emptyset 3/4"$$

El acero se distribuirá en dos capas de 30 $\emptyset 3/4"$ cada una.

$$b - 2(\text{ancho patin}) = 3.00 \text{ m} - 2(0.30 \text{ m}) = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento}_{\emptyset} = \frac{b - 2(\text{ancho patin})}{\text{Cant}_{\emptyset \text{ distribuido}}} = \frac{2.40 \text{ m}}{30 \emptyset} = 0.10 \text{ m}$$

El acero se distribuirá en dos capas de 30 $\emptyset 3/4"$ @ 0.10 m en cada alma.

4.4.2.2. Diseño por cortante

4.4.2.2.1. Cálculo de área de acero transversal en las almas (estribos)

$$V_U = 1060.14 \text{ t} = 1060.14 \times 10^3 \text{ kg} \quad (\text{Cortante basal}).$$

$$b = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de alma}).$$

- El valor de $d = h - 2r$

Por lo tanto:

$$d = 3.00 \text{ m} - 2(0.075 \text{ m}) = 2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm}$$

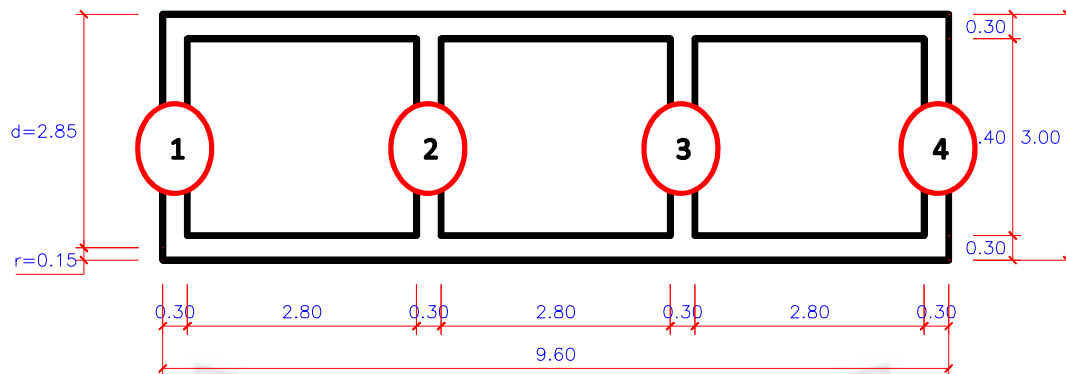


Figura 4.21 División del cortante en las almas de la cimentación

El cortante último lo dividimos entre en número de almas para encontrar el cortante en cada una de ella, entonces:

$$V_{U \times \text{alma}} = \frac{V_U}{N^\circ \text{ almas}} = \frac{1060.14 \times 10^3}{4} = 265.04 \times 10^3 \text{ kg} = 265.04 \text{ t}$$

a) Cortante resistente del concreto

$$V_C = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 \sqrt{280} * 30 * 285$$

$$V_C = 75826.50 \text{ kg} = 75.826 \text{ t}$$

b) Cortante que deberá resistir el acero de refuerzo

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C = \frac{265.04 \times 10^3}{0.85} - 75826.50$$

$$V_S = 235985.26 \text{ kg} = 235.985 \text{ t}$$

Considerando estribos de $\phi 5/8''$:

$$A_s \phi 1/2'' = 2 * 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_s * f_y * d}{V_S}$$

$$S = \frac{2.54 * 4200 * 285}{235985.26}$$

$$S = 12.88 \text{ cm} = 12.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usar estribos de 1/2" @ 0.125 m.

4.4.3. Diseño de plataforma de conexión

4.4.3.1. Diseño por flexión

4.4.3.1.1. Datos o Valores Numéricos

A continuación se muestran las reacciones extraídas del modelo de método de barras o frame realizados en el programa SAP y otros datos necesarios para realizar los cálculos del acero.

$$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Mín. resistencia a compresión del concreto}).$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Esfuerzo de fluencia del acero}).$$

$$\phi = 0.90 \text{ para diseño por flexión} \quad (\text{Factor de reducción de resistencia}).$$

$$r = 0.04 \text{ m} = 4.00 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento}).$$

4.4.3.1.2. Cálculo de área de acero longitudinal en el patín superior de la plataforma de conexión debido al momento máximo negativo

$$M_{U(-)} = 4,310.04 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{Momento máximo negativo}).$$

$$b = 12.40 \text{ m} = 1240 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de sección patín superior}).$$

El cálculo del acero longitudinal del patín superior lo hacemos de manera iterativa, hasta encontrara el valor real requerido.

$$\text{Cantidad}_{\emptyset} = \frac{A_s \times alma}{A_{s_{3/4''}}} = \frac{404.15 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 142 \emptyset 3/4''$$

El acero se distribuirá en dos capas de 71 $\emptyset 3/4''$ cada una.

El espaciamiento del acero será:

$$b - 2r = 12.4 \text{ m} - 2(0.04 \text{ m}) = 12.32 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento}_{\emptyset} = \frac{b - 2r}{\text{Cant}_{\emptyset \text{ distribuido}}} = \frac{12.32 \text{ m}}{71 \emptyset} = 0.175 \text{ m}$$

Por lo tanto:

El acero del patín superior estará distribuido en 2 capas de 71 $\emptyset 3/4''$ @ 0.175 m.

4.4.3.1.3. Cálculo de área de acero longitudinal en el patín inferior de la plataforma de conexión debido al momento máximo positivo

$$M_{U(+)} = 887.29 \text{ t} - \text{m} = 887.29 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{Momento máximo positivo}).$$

$$b = 9.60 \text{ m} = 960 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de sección patín inferior}).$$

El cálculo del acero longitudinal del patín inferior lo hacemos de manera iterativa, hasta encontrara el valor real requerido.

- El valor de $d = h - r$

Por lo tanto:

$$d = 3.00 \text{ m} - 0.15 \text{ m} = 2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm}$$

- Suponemos el valor de $a = \frac{d}{5}$

Entonces:

$$a = \frac{285 \text{ cm}}{5} = 57 \text{ cm}$$

El cálculo del acero longitudinal del patín inferior lo hacemos de manera iterativa, hasta encontrara el valor real requerido.

I Iteración

$$A_s = \frac{M_{u(+)}}{\Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{887.29 \times 10^5}{0.9 * 4200 * \left(285 - \frac{57}{2}\right)} = 91.51 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{91.51 * 4200}{0.85 * 280 * 960} = 1.68 \text{ cm}$$

Luego de realizar varias iteraciones, obtenemos área de acero requerida:

$$A_s = 82.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s \emptyset 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad}_{\emptyset} = \frac{A_s \times alma}{A_{s_{3/4"}}} = \frac{82.58 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 29 \emptyset 3/4 "$$

Por requerimiento de armado se coloca dos capas de acero de 3/4" con un espaciamiento de 0.175 m.

$$\# \emptyset = \frac{b - 2r}{\text{espaciamiento}} + 1 = \frac{9.60 \text{ m} - 2(0.04 \text{ m})}{0.17 \text{ m}} + 1 = 57 \emptyset 3/4"$$

El acero se distribuirá en dos capas de 57 Ø 3/4" cada una.

Por lo tanto:

El acero longitudinal del patín inferior estará distribuido en 2 capas de 57 Ø3/4" @ 0.175 m.

4.4.3.1.4. Cálculo de área de acero transversal

Datos necesarios para calcular el área de acero

$$h = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 0.30 \text{ m} - 0.04 \text{ m} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

$$b = 1.00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.0025 * b * d = 0.0025 * 100 * 26$$

$$A_s = 6.50 \text{ cm}^2$$

Considerando aceros de $\emptyset 1/2''$:

$$A_{s\emptyset 1/2''} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad}_{\emptyset} = \frac{A_s}{A_{s_{1/2''}}} = \frac{6.75 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 5.31 = 5 \emptyset 1/2''$$

Por lo que se requiere 5 barras de $\emptyset 1/2''$.

$$\text{Espaciamiento}_{\emptyset} = \frac{b}{\text{Cant}_{\emptyset \text{ distribuido}}} = \frac{100 \text{ m}}{5 \emptyset} = 0.20 \text{ m}$$

Por lo tanto:

Se usará acero de refuerzo de $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$. superior e inferior.

4.4.3.1.5. Cálculo del acero longitudinal en las almas de la plataforma de conexión

$$M_U = 9499.63 \text{ t} - \text{m} = 9499.63 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{Momento máximo}).$$

$$b = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de sección}).$$

El cálculo del acero longitudinal del patín inferior lo hacemos de manera iterativa, hasta encontrara el valor real requerido.

- El valor de $d = h - r$

Por lo tanto:

$$d = 9.60 \text{ m} - 0.04 \text{ m} = 9.56 \text{ m} = 956 \text{ cm}$$

- Suponemos el valor de $a = \frac{d}{5}$

Entonces:

$$a = \frac{956 \text{ cm}}{5} = 191.20 \text{ cm}$$

El cálculo del acero longitudinal en las almas lo hacemos de manera iterativa, hasta encontrara el valor real requerido.

I Iteración

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{9499.63 \times 10^5}{0.9 * 4200 * \left(956 - \frac{191.20}{2}\right)} = 292.09 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{292.09 * 4200}{0.85 * 280 * 300} = 17.18 \text{ cm}$$

Luego de realizar varias iteraciones, obtenemos área de acero requerida:

$$A_s = 265.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \times \text{Alma}} = \frac{A_s}{\text{N}^\circ \text{ almas}} = \frac{265.04 \text{ cm}^2}{4} = 66.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \emptyset 3/4"} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad}_{\emptyset} = \frac{A_{s \times \text{alma}}}{A_{s_{3/4"}}} = \frac{66.26 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 23.259 = 24 \emptyset 3/4"$$

El acero se distribuirá en dos capas de 12 $\emptyset 3/4"$ cada una.

$$b - 2(\text{ancho patin}) = 3.00 \text{ m} - 2(0.30 \text{ m}) = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento}_{\emptyset} = \frac{b - 2(\text{ancho patín})}{\text{Cant}_{\emptyset \text{ distribuido}}} = \frac{2.40 \text{ m}}{12 \emptyset} = 0.20 \text{ m}$$

El acero se distribuirá en dos capas de 12 Ø 3/4" @ 0.20 m en cada alma.

4.4.3.2. Diseño por cortante

4.4.3.2.1. Cálculo de área de acero transversal en las almas (estribos)

$$V_U = 814.10 \text{ t} = 814.10 \times 10^3 \text{ kg} \quad (\text{Cortante basal}).$$

$$b = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de alma}).$$

- El valor de $d = h - 2r$

Por lo tanto:

$$d = 3.00 \text{ m} - 2(0.04 \text{ m}) = 2.92 \text{ m} = 292 \text{ cm}$$

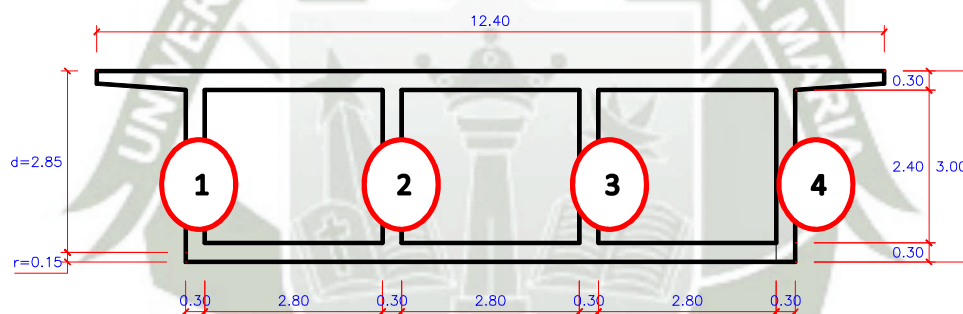


Figura 4.23 División del cortante en las almas de la plataforma de conexión

El cortante último lo dividimos entre el número de almas para encontrar el cortante en cada una de ellas, entonces:

$$V_{U \times \text{alma}} = \frac{V_U}{N^{\circ} \text{ almas}} = \frac{814.10 \times 10^3}{4} = 203.53 \times 10^3 \text{ kg} = 203.53 \text{ t}$$

c) Cortante resistente del concreto

$$V_C = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 \sqrt{280} * 30 * 292$$

$$V_C = 77688.90 \text{ kg} = 77.688 \text{ t}$$

d) Cortante que deberá resistir el acero de refuerzo

$$V_s = \frac{V_U}{\phi} - V_c = \frac{203.53 \times 10^3}{0.85} - 77688.90$$

$$V_s = 161758.16 \text{ kg} = 161.758 \text{ t}$$

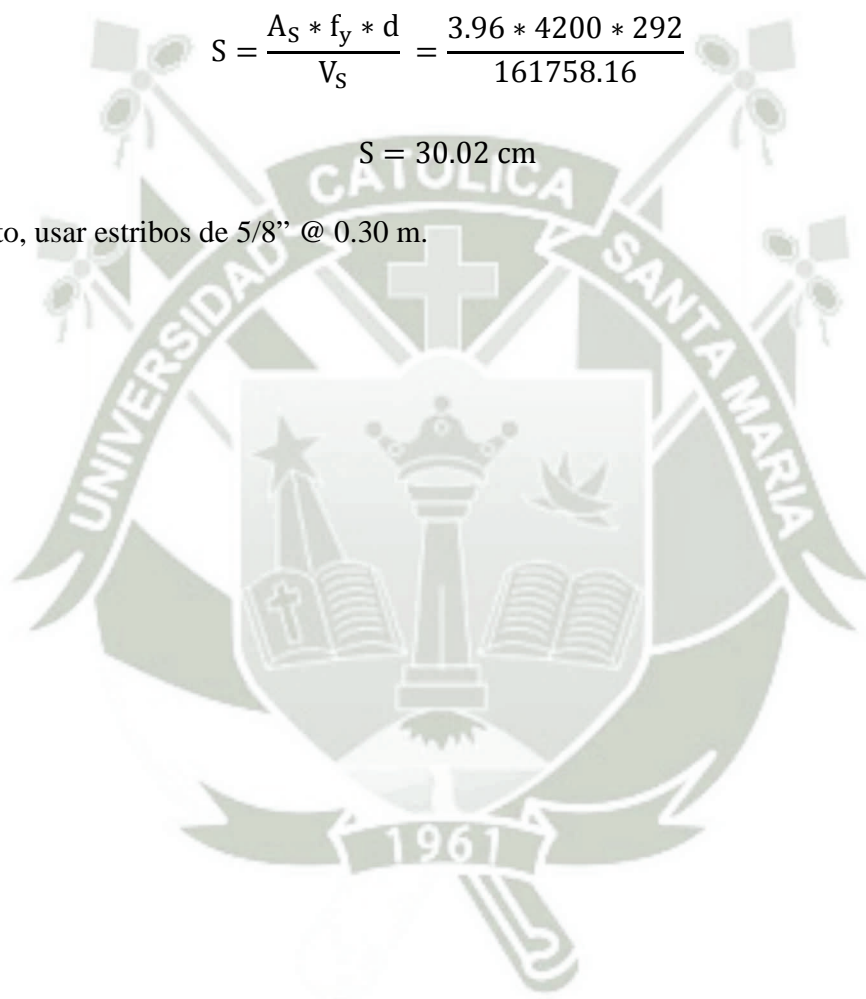
Considerando estribos de $\phi 5/8''$:

$$A_s \phi 5/8'' = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_s * f_y * d}{V_s} = \frac{3.96 * 4200 * 292}{161758.16}$$

$$S = 30.02 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usar estribos de $5/8'' @ 0.30 \text{ m}$.



CAPITULO 5

COSTOS, PRESUPUESTOS Y PROGRAMACIÓN DE OBRA

5.1. Metrados

5.1.1. Esquema

A continuación se presenta el esquema que se planteó para realizar los metrados del puente "Huarangueros", del distrito de Alto Selva Alegre - Arequipa.

PLANILLA DE METRADOS			
Análisis y diseño del Puente "Huarangueros" Alto Selva Alegre - Arequipa			
ITEMS	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO
01	PUENTE PRINCIPAL		
01.01	OBRAS PROVISIONALES		
01.01.01	Construcción de almacenes y oficinas en obra	m ²	1,250.00
01.01.02	Cerco perimétrico de obra	m	720.00
01.01.03	Instalación de campamentos para personal	und	2.00
01.01.04	Instalación de caseta de guardianía	und	2.00
01.01.05	Servicios higiénicos	mes	7.00
01.01.06	Cartel de identificación de obra	und	2.00
01.02	OBRAS PRELIMINARES		
01.02.01	Movilización y desmovilización de equipos y maquinarias	glb	1.00
01.02.02	Trazo y replanteo preliminar	m ²	6,673.64
01.02.03	Mantenimiento del tránsito y seguridad vial	mes	7.00
01.02.04	Transporte, movilización y desmovilización de encofrados	glb	1.00
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.03.01	Excavación de material c/equipo T.S.R.	m ³	6,505.00
01.03.02	Eliminación de Material Excedente	m ³	9,107.00
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.04.01	PUENTE VEHICULAR		
01.04.01.01	CIMENTACIÓN-ESTRIBO		
01.04.01.01.01	Concreto f'c=100 kgf/cm2 para Solados de 10 cm	m ²	442.53
01.04.01.01.02	Zapata Estribo - Concreto f'c=280 kgf/cm2 (PREMEZCLADO)	m ³	616.88
01.04.01.01.03	Zapata Estribo - Encofrado y Desencofrado Normal	m ²	284.87
01.04.01.01.04	Zapata Estribo - Acero de Refuerzo (fy = 4200 kgf/cm ²)	kg	42,105.27
01.04.01.02	ESTRIBOS		
01.04.01.02.01	Estribos - Concreto f'c=280 kgf/cm2 (PREMEZCLADO)	m ³	1,553.28
01.04.01.02.02	Estribos - Encofrado y Desencofrado Caravista	m ²	3,836.66
01.04.01.02.03	Estribos - Acero de Refuerzo (fy = 4200 kgf/cm2)	kg	168,055.43
01.04.01.03	CIMENTACIÓN ESPECIAL DE PILARES		
01.04.01.03.01	Concreto f'c=100 kgf/cm2 Para Solados de 10cm	m ²	618.19
01.04.01.03.02	Cimentación Especial Pilar - Concreto f'c=280 kgf/cm2 (PREMEZCLADO)	m ³	2,248.52
01.04.01.03.03	Cimentación Especial Pilar - Encofrado y Desencofrado	m ²	1,181.50
01.04.01.03.04	Cimentación Especial Pilar - Acero de Refuerzo (fy = 4200 kgf/cm2)	kg	78,780.62
01.04.01.04	PILARES		
01.04.01.04.01	Pilares - Concreto f'c=280 kgf/cm2 (PREMEZCLADO)	m ³	764.34
01.04.01.04.02	Pilares - Encofrado y Desencofrado Caravista	m ²	2,584.86
01.04.01.04.03	Pilares - Acero de Refuerzo (fy = 4200 kgf/cm2)	kg	191,013.17
01.04.01.05	FALSO PUENTE		
01.04.01.05.01	Falso Puente - Estructura de Soporte	m ³	1,192.73
01.04.01.06	VIGA CAJÓN		
01.04.01.06.01	Viga Cajón - Concreto f'c=350 kgf/cm2 (PREMEZCLADO)	m ³	827.62
01.04.01.06.02	Viga Cajón - Encofrado y Desencofrado	m ²	2,956.08
01.04.01.06.03	Viga cajón - Acero de Refuerzo (fy = 4200 kgf/cm2)	kg	200,730.41
01.04.01.07	BARRERAS NEW JERSEY		
01.04.01.07.01	Barreras New Jersey - Concreto f'c=280 kgf/cm2 (PREMEZCLADO)	m ³	56.55
01.04.01.07.02	Barreras New Jersey - Encofrado y Desencofrado Caravista	m ²	489.91
01.04.01.07.03	Barreras New Jersey - Acero de Refuerzo (fy = 4200 kgf/cm2)	kg	5,939.03
01.04.01.08	MURETE ARMADO EN PUENTE		
01.04.01.08.01	Murete Armado en Puente - Concreto f'c=280 kgf/cm2 (PREMEZCLADO)	m ³	18.67
01.04.01.08.02	Murete Armado - Encofrado y Desencofrado Caravista	m ²	248.89
01.04.01.08.03	Murete Armado - Acero de Refuerzo (fy = 4200 kgf/cm2)	kg	810.21
01.04.01.09	VARIOS		
01.04.01.09.01	Dispositivos de Apoyo de Neopreno	und	6.00
01.04.01.09.02	Prueba de Carga Superestructura Puente Principal	und	1.00
01.04.01.09.03	Izaje Vertical para Estructura Puente	und	2.00
01.04.01.09.04	Curado de concreto	m ²	11,824.39

01.04.01.09.05	Pintura bituminosa para estructuras enterradas	m ²	1,326.78
----------------	------------------------------------------------	----------------	----------

5.1.2. Desarrollo de metrados

Desarrollo del esquema de metrados presentado anteriormente

01.01 OBRAS PROVISIONALES

01.01.01 Construcción de almacenes y oficinas en obra

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Zona Independencia	m ²	1.00	25.00	25.00		625.00	625.00
Zona Balcones Chilina	m ²	1.00	25.00	25.00		625.00	625.00
Total (m²)						1,250.00	1,250.00

01.01.02 Cerco perimétrico de obra

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Cerco perimétrico en toda la obra	m	1.00	720.00			720.00	720.00
Total (m)						720.00	720.00

01.01.03 Instalación de campamentos para personal

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Campamentos zona Independencia	und	1.00				1.00	1.00
Campamentos zona Balcones Chilina	und	1.00				1.00	1.00
Total (und)						2.00	2.00

01.01.04 Instalación de caseta de guardianía

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Caseta de guardianía zona Independencia	und	1.00				1.00	1.00
Caseta de guardianía zona Balcones Chilina	und	1.00				1.00	1.00
Total (und)						2.00	2.00

01.01.05 Servicios higiénicos

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
SS.HH. En toda la obra	mes	7.00				7.00	7.00
Total (mes)						7.00	7.00

01.01.06 Cartel de identificación de obra

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Cartel zona Independencia	und	1.00				1.00	1.00
Cartel zona Balcones Chilina	und	1.00				1.00	1.00
Total (und)						2.00	2.00

01.02 OBRAS PRELIMINARES

01.02.01 Movilización y desmovilización de equipos y maquinarias

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Movilización y desmovilización	glb	1.00				1.00	1.00
Total (glb)						1.00	1.00

01.02.02 Trazo y replanteo preliminar

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Área (m ²)	Ancho (m)	Alto (m)		
Área de influencia de obra	m ²	1.00	6,673.64			6,673.64	6,673.64
Total (m²)						6,673.64	6,673.64

01.02.03 Mantenimiento del tránsito y seguridad vial

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Mantenimiento de tránsito y seguridad vial	mes	7.00				7.00	7.00
Total (mes)						7.00	7.00

01.02.04 Transporte, movilización y desmovilización de encofrados

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Movilización y desmovilización de encofrados	glb	1.00				1.00	1.00
Total (glb)						1.00	1.00

01.03 MOVIMIENTO DE TIERRAS

01.03.01 Excavación de material c/equipo T.S.R.

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Volumen (m ³)	Ancho (m)	Alto (m)		
Excavación para Cimiento de Estructuras							
Estribo 1	m ³	1.00	439.59			439.59	439.59
Cimentación Especial Pilares	m ³	1.00	3,294.50			3,294.50	3,294.50
Estribo 2	m ³	1.00	2,770.91			2,770.91	2,770.91
Total (m³)						6,505.00	6,505.00

01.03.02 Eliminación de Material Excedente

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Volumen (m ³)	Ancho (m)	Factor Esponjamiento		
Eliminación de material T.S.R.	m ³	1.00	6,505.00		1.40	9,107.00	9,107.00
						Total (m³)	9,107.00

01.04 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

01.04.01 PUENTE VEHICULAR

01.04.01.01 CIMENTACIÓN-ESTRIBO

01.04.01.01.01 Concreto f'c=100 kgf/cm² para Solados de 10 cm

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Área (m ²)	Ancho (m)	Alto (m)		
Estribo 1	m ²	1.00	159.58			159.58	159.58
Estribo 2	m ²	1.00	282.95			282.95	282.95
						Total (m²)	442.53

01.04.01.01.02 Zapata Estribo - Concreto f'c=280 kgf/cm² (PREMEZCLADO)

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Área (m ²)	Ancho (m)	Alto (m)		
Estribo 1 - Uña	m ³	1.00	1.38	13.40		18.43	18.43
Estribo 1 - zapata	m ³	1.00	15.00	13.40		201.00	201.00
Estribo 2 - Uña	m ³	1.00	1.38	20.20		27.88	27.88
Estribo 2 - zapata	m ³	1.00	246.38		1.50	369.57	369.57
						Total (m³)	616.88

01.04.01.01.03 Zapata Estribo - Encofrado y Desencofrado Normal

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Estribo 1	m ²	1.00	47.04		1.50	70.56	70.56
Estribo 1 - Llave cortante	m ²	1.00	13.40		3.30	44.22	44.22
Estribo 2	m ²	1.00	67.52		1.50	101.28	101.28
Estribo 2 - Llave cortante	m ²	1.00	20.85		3.30	68.81	68.81
						Total (m³)	284.87

01.04.01.01.04 Zapata Estribo - Acero de Refuerzo (fy = 4200 kgf/cm²)

Descripción	Cant	N°	Ø (pulg)	Longitud (m)	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	Peso (kg)	
					(0.56 kgf/m)	(0.994 kgf/m)	(1.552 kgf/m)	(2.235 kgf/m)	(3.973 kgf/m)		
FACTOR					0.560	0.994	1.552	2.235	3.973		
Cimentación E1											
longitudinal al tráfico	2.00	89.00	1"	14.20					10,042.15	10,042.15	
Transversal al tráfico	2.00	37.00	3/4"	14.90			2,464.31			2,464.31	
Llave longitudinal Verticales	1.00	67.00	3/4"	3.27			489.67			489.67	
Llave Transversal	2.00	4.00	3/4"	13.25			236.91			236.91	
Cimentación 2											
longitudinal al tráfico	2.00	167.00	1"	16.90					22,426.00	22,426.00	
Transversal al tráfico	2.00	48.00	3/4"	23.65			5,074.34			5,074.34	
Llave longitudinal	1.00	126.00	3/4"	3.37			949.03			949.03	
Llave Transversal	2.00	4.00	3/4"	23.65			422.86			422.86	
										Total (kgf)	42,105.27

01.04.01.02 ESTRIBOS

01.04.01.02.01 Estribos - Concreto $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$ (PREMEZCLADO)

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Área(m2) o Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Estribo E1							
Pantalla Principal	m ³	1.00	17.93	12.40		222.33	222.33
Muro posterior	m ³	1.00	14.25	12.42		176.99	176.99
Muros laterales	m ³	2.00	54.75	0.60		65.70	65.70
Diafragma. Inter.	m ³	3.00	54.75	0.50	1.50	123.19	123.19
Losa Superior	m ³	1.00	0.40	4.90	12.42	24.34	24.34
Llaves cortante							
Longitud. Muro 1	m ³	2.00	2.10	4.00	0.60	10.08	10.08
Longitud. Muro 2	m ³	2.00	2.10	3.60	0.60	9.07	9.07
Transversal. Muro 1	m ³	1.00	1.65	4.00	0.60	3.96	3.96
Transversal. Muro 2	m ³	1.00	1.65	3.60	0.60	3.56	3.56
Losa superior	m ³	2.00	2.10	2.80	0.30	3.53	3.53
Estribo E2							
Muro 1	m ³	1.00	15.93	18.25		290.72	290.72
Muro 2	m ³	1.00	12.76	22.43		286.21	286.21
Muro 3	m ³	1.00	112.45	0.60		67.47	67.47
Muro 4	m ³	1.00	118.60	0.60		71.16	71.16
Muro 5	m ³	1.00	79.08	0.50		39.54	39.54
Muro 6	m ³	1.00	78.84	0.50		39.42	39.42
Muro 7	m ³	1.00	79.69	0.50		39.85	39.85
Muro 8	m ³	1.00	2.05	2.16		4.43	4.43
Muro 9	m ³	1.00	2.18	2.16		4.71	4.71
Muro 10	m ³	1.00	1.94	2.14		4.15	4.15
Muro 11	m ³	1.00	2.05	2.14		4.39	4.39
Muro 12	m ³	1.00	5.82	0.60		3.49	3.49
Muro 13	m ³	1.00	5.49	0.60		3.29	3.29
Techo llave cortante 1	m ³	1.00	5.33	0.30		1.60	1.60
Techo llave cortante 2	m ³	1.00	5.29	0.30		1.59	1.59
Techo Estribo	m ³	1.00	121.28	0.40		48.51	48.51
						Total (m³)	1,553.28

01.06.01.02.02 Estribos - Encofrado y Desencofrado Caravista

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Estribo 1							
Muros Exteriores	m ²	4.00	7.00		14.30	400.40	400.40
Muro Posterior	m ²	2.00	12.30		14.30	351.78	351.78
Muros Interiores - Diafragma	m ²	6.00	3.30		14.30	283.14	283.14
Muro Frontal - Principal	m ²	2.00	9.43		14.30	269.70	269.70
Muro Frontal - Secundario	m ²	2.00	6.60		14.30	188.76	188.76
Llaves Cortante Laterales	m ²	2.00	2.10		4.00	16.80	16.80
Llaves Cortante Frontales	m ²	4.00	1.65		4.00	26.40	26.40
Losas	m ²	1.00	Área =	72.82		72.82	72.82
Estribo 2							
Muros Exteriores	m ²	4.00	9.90		12.60	498.96	498.96
Muro Posterior	m ²	2.00		23.69	12.60	596.99	596.99
Muros Interiores - Diafragma	m ²	6.00	6.03		12.60	455.87	455.87
Muro Frontal - Principal	m ²	2.00		18.07	8.07	291.65	291.65
Muro Frontal - Secundario	m ²	2.00		18.07	4.50	162.63	162.63
Llaves Cortante Laterales	m ²	2.00	2.10		4.00	16.80	16.80
Llaves Cortante Frontales	m ²	4.00	1.65		4.00	26.40	26.40
Losas	m ²	1.00	Área =	177.56		177.56	177.56
						Total (m²)	3,836.66

01.04.01.02.03 Estribos - Acero de Refuerzo ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)

Descripción	Cant	N°	Ø (pulg)	Longitud (m)	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	Peso (kg)
					(0.56 kgf/m)	(0.994 kgf/m)	(1.552 kgf/m)	(2.235 kgf/m)	(3.973 kgf/m)	
FACTOR					0.560	0.994	1.552	2.235	3.973	
Estribo 1										
Pantalla Frontal - Principal										
Vertical - transversal al tráfico (Exterior)	1.00	63.00	1"	16.95					4,242.57	4,242.57
Vertical - transversal al tráfico (interior)	1.00	83.00	1"	14.09					4,646.30	4,646.30
Horizontal- transversal al tráfico (Exterior/inter)	2.00	63.00	3/4"	16.27				4,581.79		4,581.79
base- transversal al tráfico	1.00	7.00	3/4"	16.27				254.54		254.54
Volado longitudinal al tráfico - Interior	1.00	50.00	3/4"	6.05				676.09		676.09
Volado transversal al tráfico - Interior	1.00	8.00	3/4"	12.30				219.92		219.92
Pantalla Frontal - Secundaria en Volado										
Vertical Exterior - transversal al tráfico	1.00	50.00	3/4"	5.95				664.91		664.91
Horizontal Exterior – transversal al tráfico	2.00	21.00	3/4"	14.10				1,323.57		1,323.57
Vertical Interior - transversal al tráfico	1.00	50.00	3/4"	5.25				586.69		586.69
Pantalla Posterior - Principal										
Vertical - transversal al tráfico (Exterior)	1.00	83.00	1"	17.72					5,843.33	5,843.33
Vertical - transversal al tráfico (Interior)	1.00	63.00	1"	17.72					4,435.30	4,435.30
Horizontal - transversal al tráfico (Interior)	2.00	55.00	3/4"	15.10				3,712.34		3,712.34
Diente Apoyo Losa Aproximación										
Horizontal - transversal al tráfico (Interior)	1.00	4.00	3/4"	13.30				118.90		118.90
Vertical – transversal al tráfico	1.00	83.00	5/8"	3.53			454.72			454.72
Aleros exteriores										
Verticales - bajo volado	4.00	9.00	1"	13.05					1,866.52	1,866.52
Verticales -fuera del volado	4.00	22.00	1"	17.55					6,135.90	6,135.90
horizontales - bajo volado	4.00	37.00	3/4"	7.00				2,315.46		2,315.46
Verticales -fuera del volado	4.00	19.00	3/4"	5.20				883.27		883.27
Diafragmas Interiores										
Verticales - bajo volado	6.00	9.00	1"	13.05					2,799.77	2,799.77
Verticales -fuera del volado	6.00	22.00	1"	17.55					9,203.85	9,203.85
horizontales - bajo volado	6.00	37.00	3/4"	7.00				3,473.19		3,473.19
Verticales -fuera del volado	6.00	19.00	3/4"	5.20				1,324.91		1,324.91
Losa										
Transversales al tráfico	2.00	24.00	3/4"	12.30				1,319.54		1,319.54
Longitudinal al tráfico	2.00	83.00	1"	5.45					3,594.37	3,594.37
Llave de Cortante										
Verticales frontales	4.00	12.00	3/4"	5.95				638.32		638.32
Horizontales frontales	4.00	18.00	3/4"	2.75				442.53		442.53
Estribos Exteriores	2.00	10.00	1/2"	2.57		51.09				51.09

Estribos Interiores	2.00	10.00	1/2"	2.59	51.49				51.49
Verticales laterales	8.00	6.00	3/4"	5.95			638.32		638.32
Horizontales laterales	8.00	18.00	3/4"	2.60			836.78		836.78
Tapa longitudinal	2.00	5.00	1/2"	0.90	8.95				8.95
Tapa transversal	2.00	6.00	1/2"	0.70	8.35				8.35
Estribo 2									
Pantalla Frontal - Principal									
Vertical - transversal al tráfico (Exterior)	1.00	96.00	1"	15.70				5,988.11	5,988.11
Vertical - transversal al tráfico (interior)	1.00	128.00	1"	11.20				5,695.69	5,695.69
Horizontal- transversal al tráfico (Exterior/inter)	2.00	54.00	3/4"	24.20			5,841.40		5,841.40
base- transversal al tráfico	1.00	7.00	3/4"	24.20			378.61		378.61
Volado longitudinal al tráfico - Interior	1.00	77.00	3/4"	6.05			1,041.17		1,041.17
Volado transversal al tráfico - Interior	1.00	8.00	3/4"	24.20			432.70		432.70
Pantalla Frontal - Secundaria en Volado									
Vertical Exterior - transversal al tráfico	1.00	81.00	3/4"	6.00			1,086.21		1,086.21
Horizontal Exterior - transversal al tráfico	2.00	21.00	3/4"	21.72			2,038.86		2,038.86
Vertical Interior - transversal al tráfico	1.00	81.00	3/4"	5.25			950.43		950.43
Pantalla Posterior - Principal									
Vertical - transversal al tráfico (Exterior)	1.00	159.00	1"	16.35				10,328.41	10,328.41
Vertical - transversal al tráfico (Interior)	1.00	120.00	1"	16.35				7,795.03	7,795.03
Horizontal - transversal al tráfico (Interior)	2.00	49.00	3/4"	29.90			6,549.00		6,549.00
Diente Apoyo Losa Aproximación									
Horizontal - transversal al tráfico (Interior)	1.00	4.00	3/4"	29.90			267.31		267.31
Vertical - transversal al tráfico	1.00	159.00	5/8"	3.55		876.03			876.03
Aleros exteriores									
Verticales - bajo volado	4.00	10.00	1"	7.90				1,255.47	1,255.47
Verticales -fuera del volado	4.00	38.00	1"	16.20				9,783.12	9,783.12
horizontales - bajo volado	4.00	33.00	3/4"	11.00			3,245.22		3,245.22
Verticales -fuera del volado	4.00	17.00	3/4"	7.90			1,200.64		1,200.64
Diafragmas Interiores									
Verticales - bajo volado	6.00	10.00	1"	7.90				1,883.20	1,883.20
Verticales -fuera del volado	6.00	38.00	1"	16.20				14,674.67	14,674.67
horizontales - bajo volado	6.00	33.00	3/4"	11.00			4,867.83		4,867.83
Verticales -fuera del volado	6.00	17.00	3/4"	7.90			1,800.96		1,800.96
Losa									
Transversales al tráfico	2.00	37.00	3/4"	7.50			1,240.43		1,240.43
Longitudinal al tráfico	2.00	141.00	1"	7.50				8,402.90	8,402.90
Llave de Cortante									
Verticales frontales	4.00	12.00	3/4"	5.75			616.86		616.86
Horizontales frontales	4.00	19.00	3/4"	2.70			458.62		458.62
Estribos Exteriores	2.00	15.00	1/2"	2.33	69.48				69.48
Estribos Interiores	2.00	15.00	1/2"	2.47	73.66				73.66

Verticales laterales	8.00	9.00	3/4"	5.75			925.29		925.29
Horizontales laterales	8.00	19.00	3/4"	2.70			917.24		917.24
Tapa long	2.00	5.00	1/2"	0.90	8.95				8.95
Tapa transv	2.00	6.00	1/2"	0.70	8.35				8.35
								Total (kgf) =	168,055.43

01.04.01.03 CIMENTACIÓN ESPECIAL DE PILARES

01.04.01.03.01 Concreto $f'c=100$ kgf/cm² Para Solados de 10cm

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Base Cimentación Especial	m ²	1.00	18.32	10.60		194.19	194.19
Elementos inclinados	m ²	2.00	20.00	10.60		424.00	424.00
						Total (m²)	618.19

01.04.01.03.02 Cimentación Especial Pilar - Concreto $f'c=280$ kgf/cm² (PREMEZCLADO)

Descripción	Base		Altura	Área	Ancho	Cantidad	Sub - Total
	(B1) m	(B2) m	(h) m	(A) m ²	(a) m	#	(V) m ³
Losa inferior	20.78	17.32	3.00	57.15	9.60	1.00	548.64
Nervios				45.86	9.60	2.00	880.51
Losa Superior							
Parte sólida			3.00	93.92		2.00	563.52
Volados				0.35	10.61	4.00	14.85
Patín Superior				3.58	20.00	1.00	71.60
Almas				0.72	20.00	4.00	57.60
Patín inferior				2.80	20.00	1.00	56.00
Barreras				2.25	12.40	2.00	55.80
						Total (m³)	2,248.52

01.04.01.03.03 Cimentación Especial Pilar - Encofrado y Desencofrado

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Área (m ²)	Ancho (m)	Alto (m)		
Elemento Superior verticales	m ²	2.00	119.88			239.76	239.76
Fondo	m ²	2.00	29.50			59.00	59.00
Elementos inclinados Exteriores	m ²	4.00	46.57			186.28	186.28
Fondo	m ²	2.00	166.27			332.54	332.54
Fondo de cimentación	m ²						
Longitudinal	m ²	2.00	57.16			114.32	114.32
Transversal	m ²	2.00	28.80			57.60	57.60
Fondo Losa Superior	m ²	1.00	192.00			192.00	192.00
						Total (m²)	1,181.50

01.04.01.03.04 Cimentación Especial Pilar - Acero de Refuerzo ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)

Descripción	Cant	N°	Ø (pulg)	Longitud (m)	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	Peso (kg)	
					(0.56 kgf/m)	(0.994 kgf/m)	(1.552 kgf/m)	(2.235 kgf/m)	(3.973 kgf/m)		
FACTOR					0.560	0.994	1.552	2.235	3.973		
Zona Inferior											
Losa Inferior - transversal	2.00	97.00	1/2"	10.70		2,063.35				2,063.35	
Losa Inferior - longitudinal	2.00	50.00	1/2"	20.90		2,077.46				2,077.46	
Losa Superior - transversal	2.00	97.00	1/2"	10.70		2,063.35				2,063.35	
Losa Superior - longitudinal	2.00	50.00	1/2"	20.90		2,077.46				2,077.46	
Diafragmas - transversal	8.00	97.00	1/2"	3.23		2,487.58				2,487.58	
Diafragmas - Long.	8.00	12.00	3/4"	20.90				4,484.30		4,484.30	
Laterales											
Losa Interior - transversal	2.00	70.00	1/2"	10.70		1,489.01				1,489.01	
Losa Interior - longitudinal	2.00	50.00	1/2"	22.60		2,246.44				2,246.44	
Losa Superior - transversal	2.00	70.00	1/2"	10.70		1,489.01				1,489.01	
Losa Exterior - longitudinal	2.00	50.00	1/2"	22.60		2,246.44				2,246.44	
Diafragmas - transversal	8.00	70.00	1/2"	3.23		1,795.16				1,795.16	
Diafragmas - Long.	8.00	12.00	3/4"	22.60				4,849.06		4,849.06	
Zona Superior											
Losa Inferior - transversal	2.00	201.00	1/2"	10.70		4,275.59				4,275.59	
Losa Inferior - longitudinal	2.00	50.00	3/4"	43.85				9,800.48		9,800.48	
Losa Superior - transversal	2.00	201.00	1/2"	13.35		5,334.50				5,334.50	
Losa Superior - longitudinal	2.00	64.00	3/4"	43.85				12,544.61		12,544.61	
Diafragmas - transversal	8.00	201.00	5/8"	3.23			8,048.36			8,048.36	
Diafragmas - Long.	8.00	12.00	3/4"	43.85				9,408.46		9,408.46	
										Total (kgf)	78,780.62

01.04.01.04 PILARES

01.04.01.04.01 Pilares - Concreto $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$ (PREMEZCLADO)

Descripción	Altura Efectiva	Altura Diafragma	Área	Cantidad	Sub - Total
	(h1)	(h)	(A)		(V)
	m	m	m ²		#
Pilar P1	29.55	4.00	11.60	1.00	389.18
Pilar P2	28.50	4.00	11.60	1.00	377.00
Agujeros en Diafragmas		0.50	-0.92	4.00	-1.84
Total (m³)					764.34

01.04.01.04.02 Pilares - Encofrado y Desencofrado Caravista

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Pilar P1							
Exterior	m ²	1.00	23.54		33.55	789.77	789.77
Interior	m ²	1.00	15.59		33.55	523.04	523.04
Pilar P2							
Exterior	m ²	1.00	23.54		32.50	765.05	765.05
Interior	m ²	1.00	15.60		32.50	507.00	507.00
Total (m²)						2,584.86	

01.04.01.04.03 Pilares - Acero de Refuerzo ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)

Descripción	Cant	N°	Ø (pulg)	Longitud (m)	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	Peso (kg)
					(0.56 kgf/m)	(0.994 kgf/m)	(1.552 kgf/m)	(2.235 kgf/m)	(3.973 kgf/m)	
FACTOR					0.560	0.994	1.552	2.235	3.973	
Pilar P1										
Núcleos en Esquinas										
longitudinal	4.00	30.00	1"	47.10					22,455.40	22,455.40
Transversal - Secc. Tipo I	4.00	50.00	5/8"	2.10			651.84			651.84
Transversal - Secc. Tipo II	4.00	68.00	5/8"	2.10			886.50			886.50
Transversal - Secc. Tipo III	4.00	65.00	5/8"	2.10			847.39			847.39
Transversal - Secc. Tipo IV	4.00	50.00	5/8"	2.10			651.84			651.84
Transversal - Zona de Diafragmas	4.00	28.00	5/8"	2.10			365.03			365.03
Almas en el sentido transversal – Largas										
longitudinal	4.00	37.00	1"	47.10					27,694.99	27,694.99
Transversal - Secc. Tipo I	4.00	40.00	5/8"	7.15			1,775.49			1,775.49
Transversal - Secc. Tipo II	4.00	40.00	5/8"	7.15			1,775.49			1,775.49
Transversal - Secc. Tipo III	4.00	39.00	5/8"	7.15			1,731.10			1,731.10
Transversal - Secc. Tipo IV	4.00	40.00	5/8"	7.15			1,775.49			1,775.49
Transversal - Zona de Diafragmas	4.00	17.00	5/8"	7.15			754.58			754.58
Ganchos - Secc. Tipo I	48.00	40.00	1/2"	0.75		1,431.36				1,431.36
Ganchos - Secc. Tipo II	48.00	40.00	1/2"	0.75		1,431.36				1,431.36
Transversal - Secc. Tipo III	40.00	39.00	1/2"	0.75		1,162.98				1,162.98
Transversal - Secc. Tipo IV	40.00	40.00	1/2"	0.75		1,192.80				1,192.80
Transversal - Zona de Diafragmas	40.00	17.00	1/2"	0.75		506.94				506.94
Almas en el sentido longitudinal – Cortas										
longitudinal	4.00	19.00	1"	47.10					14,221.75	14,221.75
Transversal - Secc. Tipo I	4.00	40.00	5/8"	4.90			1,216.77			1,216.77
Transversal - Secc. Tipo II	4.00	40.00	5/8"	4.90			1,216.77			1,216.77
Transversal - Secc. Tipo III	4.00	39.00	5/8"	4.90			1,186.35			1,186.35
Transversal - Secc. Tipo IV	4.00	40.00	5/8"	4.90			1,216.77			1,216.77
Transversal - Zona de Diafragmas	4.00	17.00	5/8"	4.90			517.13			517.13
Ganchos - Secc. Tipo I	24.00	40.00	1/2"	0.75		715.68				715.68
Ganchos - Secc. Tipo II	24.00	40.00	1/2"	0.75		715.68				715.68
Transversal - Secc. Tipo III	20.00	39.00	1/2"	0.75		581.49				581.49
Transversal - Secc. Tipo IV	20.00	40.00	1/2"	0.75		596.40				596.40
Transversal - Zona de Diafragmas	20.00	17.00	1/2"	0.75		253.47				253.47
Pilar P2										
Núcleos en Esquinas										
longitudinal (Exterior)	4.00	30.00	1"	46.05					21,954.80	21,954.80

longitudinal (Interior)	4.00	30.00	1"	25.85					12,324.25	12,324.25
Transversal - Secc. Tipo I (Exterior)	4.00	34.00	5/8"	2.10			443.25			443.25
Transversal - Secc. Tipo I (Interior)	4.00	34.00	5/8"	2.05			432.70			432.70
Transversal - Secc. Tipo II (Exterior)	4.00	58.00	5/8"	2.10			756.13			756.13
Transversal - Secc. Tipo II (Exterior)	4.00	58.00	5/8"	2.05			738.13			738.13
Transversal - Secc. Tipo III	4.00	57.00	5/8"	2.10			743.10			743.10
Transversal - Secc. Tipo IV	4.00	50.00	5/8"	2.10			651.84			651.84
Transversal - Zona de Diafragmas	4.00	28.00	5/8"	2.10			365.03			365.03
Almas en el sentido transversal - Largas										
longitudinal	4.00	37.00	1"	46.05					27,077.58	27,077.58
Transversal - Secc. Tipo I	4.00	40.00	5/8"	7.15			1,775.49			1,775.49
Transversal - Secc. Tipo II	4.00	40.00	5/8"	7.15			1,775.49			1,775.49
Transversal - Secc. Tipo III	4.00	34.00	5/8"	7.15			1,509.16			1,509.16
Transversal - Secc. Tipo IV	4.00	40.00	5/8"	7.15			1,775.49			1,775.49
Transversal - Zona de Diafragmas	4.00	17.00	5/8"	7.15			754.58			754.58
Ganchos - Secc. Tipo I	48.00	40.00	1/2"	0.75		1,431.36				1,431.36
Ganchos - Secc. Tipo II	48.00	40.00	1/2"	0.75		1,431.36				1,431.36
Transversal - Secc. Tipo III	40.00	34.00	1/2"	0.75		1,013.88				1,013.88
Transversal - Secc. Tipo IV	40.00	40.00	1/2"	0.75		1,192.80				1,192.80
Transversal - Zona de Diafragmas	40.00	17.00	1/2"	0.75		506.94				506.94
Almas en el sentido longitudinal - Cortas										
longitudinal	4.00	19.00	1"	46.05					13,904.71	13,904.71
Transversal - Secc. Tipo I	4.00	50.00	5/8"	4.90			1,520.96			1,520.96
Transversal - Secc. Tipo II	4.00	40.00	5/8"	4.90			1,216.77			1,216.77
Transversal - Secc. Tipo III	4.00	34.00	5/8"	4.90			1,034.25			1,034.25
Transversal - Secc. Tipo IV	4.00	50.00	5/8"	4.90			1,520.96			1,520.96
Transversal - Zona de Diafragmas	4.00	17.00	5/8"	4.90			517.13			517.13
Ganchos - Secc. Tipo I	24.00	50.00	1/2"	0.75		894.60				894.60
Ganchos - Secc. Tipo II	24.00	40.00	1/2"	0.75		715.68				715.68
Transversal - Secc. Tipo III	20.00	34.00	1/2"	0.75		506.94				506.94
Transversal - Secc. Tipo IV	20.00	50.00	1/2"	0.75		745.50				745.50
Transversal - Zona de Diafragmas	20.00	17.00	1/2"	0.75		253.47				253.47
									Total (kgf)	191,013.17

01.04.01.05 FALSO PUENTE

01.04.01.05.01 Falso Puente - Estructura de Soporte

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Área (m ²)	Ancho (m)	Alto (m)		
tablero proyección	m2	1.00	1,192.73			1,192.73	1,192.73
Total (m²)						1,192.73	1,192.73

01.04.01.06 VIGA CAJÓN

01.04.01.06.01 Viga Cajón - Concreto f'c=350 kgf/cm2 (PREMEZCLADO)

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Progresiva Puente							
E1-0+205.97	m ³	1.00	2.50		10.02	25.05	25.05
0+210	m ³	1.00	5.00		9.50	47.50	47.50
0+215	m ³	1.00	5.00		8.60	43.00	43.00
0+220	m ³	1.00	2.00		8.22	16.44	16.44
0+225	m ³	1.00	5.00		8.38	41.90	41.90
0+230	m ³	1.00	5.00		9.06	45.30	45.30
P1-0+235.97	m ³	1.00	5.00		10.02	50.10	50.10
0+240	m ³	1.00	5.00		9.50	47.50	47.50
0+245	m ³	1.00	5.00		8.60	43.00	43.00
0+250	m ³	1.00	5.00		8.20	41.00	41.00
0+255	m ³	1.00	5.00		8.37	41.85	41.85
0+260	m ³	1.00	5.00		9.05	45.25	45.25
P2-0+265.97	m ³	1.00	5.00		9.99	49.95	49.95
0+270	m ³	1.00	5.00		9.60	48.00	48.00
0+275	m ³	1.00	5.00		9.09	45.45	45.45
0+280	m ³	1.00	5.00		9.38	46.90	46.90
0+285	m ³	1.00	5.00		10.29	51.45	51.45
0+290	m ³	1.00	5.00		12.27	61.35	61.35
E2-0+295.97	m ³	1.00	2.50		14.65	36.63	36.63
Total (m³)						827.62	827.62

01.04.01.06.02 Viga Cajón - Encofrado y Desencofrado

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Volado Interior	m ²	1.00	Área=	268.06		268.06	268.06
	m ²	1.00	85.27		0.25	21.32	21.32
Volado Exterior	m ²	1.00	Área=	291.77		291.77	291.77
	m ²	1.00	95.33		0.25	23.83	23.83
Fondo losa Inferior	m ²	1.00	Área=	633.47		633.47	633.47
Laterales almas interiores/exteriores	m ²	4.00	Área=	256.87		1,027.48	1,027.48
Fondo losa Superior	m ²	1.00	Área=	547.67		547.67	547.67
Diafragmas Estribo E1	m ²	2.00	12.21		4.00	97.68	97.68
Diafragmas Estribo E2	m ²	2.00	5.60		4.00	44.80	44.80
Total (m²)						2,956.08	2,956.08

01.04.01.06.03 Viga cajón - Acero de Refuerzo ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)

Descripción	Can t	Nº	Ø (pulg)	Longitud (m)	3/8"(0.56 kgf/m)	1/2"(0.99 4 kgf/m)	5/8" (1.552 kgf/m)	3/4" (2.235 kgf/m)	1"(3.97 3 kgf/m)	Peso (kg)
FACTOR					0.560	0.994	1.552	2.235	3.973	
Losa Superior - 1ra Capa										
Transversal tráfico (1° capa)- Vano I	1.00	200.00	5/8"	13.77			4,274.21			4,274.21
Transversal tráfico (1° capa)- Vano II	1.00	200.00	5/8"	13.77			4,274.21			4,274.21
Transversal tráfico (1° capa)- Vano IIIa	1.00	60.00	5/8"	14.00			1,303.68			1,303.68
Transversal tráfico (1° capa)- Vano IIIb	1.00	67.00	5/8"	15.55			1,616.95			1,616.95
Transversal tráfico (1° capa)- Vano IIIc	1.00	73.00	5/8"	19.58			2,218.34			2,218.34
Longitudinal tráfico (1° capa)- Vano I	1.00	64.00	1/2"	30.63		1,948.24				1,948.24
Longitudinal tráfico (1° capa)- Vano II	1.00	64.00	1/2"	33.93		2,158.17				2,158.17
Longitudinal tráfico (1° capa)- Vano IIIa	1.00	71.00	1/2"	10.01		706.45				706.45
Longitudinal tráfico (1° capa)- Vano IIIb	1.00	71.00	1/2"	11.44		807.37				807.37
Longitudinal tráfico (1° capa)- Vano IIIc	1.00	85.00	1/2"	12.92		1,091.61				1,091.61
Losa Superior - 2da Capa										
Transversal tráfico (2° capa)- Vano I	1.00	150.00	5/8"	13.77			3,205.66			3,205.66
Transversal tráfico (2° capa)- Vano II	1.00	150.00	5/8"	13.77			3,205.66			3,205.66
Transversal tráfico (2° capa)- Vano IIIa	1.00	45.00	5/8"	14.00			977.76			977.76
Transversal tráfico (2° capa)- Vano IIIb	1.00	67.00	5/8"	15.55			1,616.95			1,616.95
Transversal tráfico (2° capa)- Vano IIIc	1.00	110.00	5/8"	19.58			3,342.70			3,342.70
Longitudinal tráfico (2° capa)- Vano I	1.00	82.00	1"	39.40					12,835.97	12,835.97
Longitudinal tráfico (2° capa)- Vano II	1.00	82.00	1"	41.27					13,445.19	13,445.19
Longitudinal tráfico (2° capa)- Vano IIIa	1.00	84.00	1"	12.80					4,271.77	4,271.77
Longitudinal tráfico (2° capa)- Vano IIIb	1.00	94.00	1"	14.55					5,433.87	5,433.87
Longitudinal tráfico (2° capa)- Vano IIIc	1.00	114.00	1"	13.85					6,272.97	6,272.97
Losa Superior - 3ra Capa										
Transversal tráfico (3° capa)- Vano I	1.00	150.00	5/8"	15.55			3,620.04			3,620.04
Transversal tráfico (2° capa)- Vano II	1.00	150.00	5/8"	16.10			3,748.08			3,748.08
Transversal tráfico (2° capa)- Vano IIIa	1.00	45.00	5/8"	16.32			1,139.79			1,139.79
Transversal tráfico (2° capa)- Vano IIIb	1.00	67.00	5/8"	18.05			1,876.91			1,876.91
Transversal tráfico (2° capa)- Vano IIIc	1.00	110.00	5/8"	21.50			3,670.48			3,670.48
Longitudinal tráfico (3° capa)- Vano I	1.00	56.00	1/2"	30.63		1,704.71				1,704.71
Longitudinal tráfico (3° capa)- Vano II	1.00	56.00	1/2"	33.93		1,888.40				1,888.40
Longitudinal tráfico (3° capa)- Vano IIIa	1.00	56.00	1/2"	10.01		557.20				557.20
Longitudinal tráfico (3° capa)- Vano IIIb	1.00	86.00	1/2"	11.44		977.94				977.94
Longitudinal tráfico (3° capa)- Vano IIIc	1.00	156.00	1/2"	12.92		2,003.43				2,003.43
Almas										
Verticales - Estribos (Vano I)	3.00	21.00	5/8"	8.90			870.21			870.21
	3.00	10.00	5/8"	8.33			387.84			387.84
	3.00	10.00	5/8"	7.68			357.58			357.58
	3.00	10.00	5/8"	7.06			328.71			328.71
	3.00	10.00	5/8"	6.54			304.50			304.50
	3.00	10.00	5/8"	6.10			284.02			284.02
	3.00	10.00	5/8"	5.70			265.39			265.39
	3.00	10.00	5/8"	5.40			251.42			251.42
	3.00	10.00	5/8"	5.15			239.78			239.78
	3.00	10.00	5/8"	5.00			232.80			232.80
	3.00	10.00	5/8"	4.90			228.14			228.14
	3.00	4.00	5/8"	4.90			91.26			91.26
	3.00	10.00	5/8"	4.90			228.14			228.14
	3.00	10.00	5/8"	5.00			232.80			232.80

	3.00	10.00	5/8"	5.15			239.78		239.78
	3.00	10.00	5/8"	5.40			251.42		251.42
	3.00	10.00	5/8"	5.70			265.39		265.39
	3.00	10.00	5/8"	6.10			284.02		284.02
	3.00	10.00	5/8"	6.54			304.50		304.50
	3.00	10.00	5/8"	7.06			328.71		328.71
	3.00	10.00	5/8"	7.68			357.58		357.58
	3.00	10.00	5/8"	8.33			387.84		387.84
	3.00	17.00	5/8"	8.90			704.45		704.45
Verticales - Estribos (Vano II)	3.00	16.00	5/8"	8.90			663.01		663.01
	3.00	10.00	5/8"	8.33			387.84		387.84
	3.00	10.00	5/8"	7.68			357.58		357.58
	3.00	10.00	5/8"	7.06			328.71		328.71
	3.00	10.00	5/8"	6.54			304.50		304.50
	3.00	10.00	5/8"	6.10			284.02		284.02
	3.00	10.00	5/8"	5.70			265.39		265.39
	3.00	10.00	5/8"	5.40			251.42		251.42
	3.00	10.00	5/8"	5.15			239.78		239.78
	3.00	10.00	5/8"	5.00			232.80		232.80
	3.00	10.00	5/8"	4.90			228.14		228.14
	3.00	4.00	5/8"	4.90			91.26		91.26
	3.00	10.00	5/8"	4.90			228.14		228.14
	3.00	10.00	5/8"	5.00			232.80		232.80
	3.00	10.00	5/8"	5.15			239.78		239.78
	3.00	10.00	5/8"	5.40			251.42		251.42
	3.00	10.00	5/8"	5.70			265.39		265.39
	3.00	10.00	5/8"	6.10			284.02		284.02
	3.00	10.00	5/8"	6.54			304.50		304.50
	3.00	10.00	5/8"	7.06			328.71		328.71
	3.00	10.00	5/8"	7.68			357.58		357.58
	3.00	10.00	5/8"	8.33			387.84		387.84
	3.00	17.00	5/8"	8.90			704.45		704.45
Verticales - Estribos (Vano II)	3.00	16.00	3/4"	8.90				954.79	954.79
	3.00	10.00	3/4"	8.33				558.53	558.53
	3.00	10.00	3/4"	7.68				514.94	514.94
	3.00	10.00	3/4"	7.06				473.37	473.37
	3.00	10.00	3/4"	6.54				438.51	438.51
	3.00	10.00	3/4"	6.10				409.01	409.01
	3.00	10.00	3/4"	5.70				382.19	382.19
	3.00	10.00	3/4"	5.40				362.07	362.07
	3.00	10.00	3/4"	5.15				345.31	345.31
	3.00	10.00	3/4"	5.00				335.25	335.25
	3.00	10.00	3/4"	4.90				328.55	328.55
	3.00	4.00	3/4"	4.90				131.42	131.42
	3.00	10.00	3/4"	4.90				328.55	328.55
	3.00	10.00	3/4"	5.00				335.25	335.25
	3.00	10.00	3/4"	5.15				345.31	345.31
	3.00	10.00	3/4"	5.40				362.07	362.07
	3.00	10.00	3/4"	5.70				382.19	382.19
	3.00	10.00	3/4"	6.10				409.01	409.01
	3.00	10.00	3/4"	6.54				438.51	438.51
	3.00	10.00	3/4"	7.06				473.37	473.37
	3.00	10.00	3/4"	7.68				514.94	514.94
	3.00	10.00	3/4"	8.33				558.53	558.53
	3.00	21.00	3/4"	8.90				1,253.16	1,253.16
Longitudinales Alma - Vano I									
	3.00	2.00	5/8"	2.20			20.49		20.49
	3.00	2.00	5/8"	2.95			27.47		27.47
	3.00	2.00	5/8"	3.80			35.39		35.39
	3.00	2.00	5/8"	4.70			43.77		43.77
	3.00	2.00	5/8"	5.70			53.08		53.08
	3.00	2.00	5/8"	6.90			64.25		64.25
	3.00	2.00	5/8"	8.40			78.22		78.22
	3.00	2.00	5/8"	11.35			105.69		105.69
	3.00	8.00	5/8"	32.25			1,201.25		1,201.25
	3.00	2.00	5/8"	25.85			240.72		240.72
	3.00	2.00	5/8"	20.10			187.17		187.17
	3.00	2.00	5/8"	13.50			125.71		125.71
	3.00	2.00	5/8"	6.90			64.25		64.25
	3.00	2.00	5/8"	1.15			10.71		10.71
	3.00	2.00	5/8"	14.20			132.23		132.23
	3.00	2.00	5/8"	12.05			112.21		112.21
	3.00	2.00	5/8"	10.55			98.24		98.24

	3.00	2.00	5/8"	8.55			79.62		79.62
	3.00	2.00	5/8"	7.50			69.84		69.84
	3.00	2.00	5/8"	6.60			61.46		61.46
	3.00	2.00	5/8"	5.80			54.01		54.01
	3.00	2.00	5/8"	5.00			46.56		46.56
	3.00	2.00	5/8"	4.30			40.04		40.04
	3.00	2.00	5/8"	3.62			33.71		33.71
	3.00	2.00	5/8"	3.00			27.94		27.94
	3.00	2.00	5/8"	2.40			22.35		22.35
Longitudinales Alma - Vano III									
	3.00	2.00	5/8"	2.20			20.49		20.49
	3.00	2.00	5/8"	2.95			27.47		27.47
	3.00	2.00	5/8"	3.80			35.39		35.39
	3.00	2.00	5/8"	4.70			43.77		43.77
	3.00	2.00	5/8"	5.70			53.08		53.08
	3.00	2.00	5/8"	6.90			64.25		64.25
	3.00	2.00	5/8"	8.40			78.22		78.22
	3.00	2.00	5/8"	11.35			105.69		105.69
	3.00	8.00	5/8"	32.25			1,201.25		1,201.25
	3.00	2.00	5/8"	25.85			240.72		240.72
	3.00	2.00	5/8"	20.10			187.17		187.17
	3.00	2.00	5/8"	13.50			125.71		125.71
	3.00	2.00	5/8"	6.90			64.25		64.25
	3.00	2.00	5/8"	1.15			10.71		10.71
	3.00	2.00	5/8"	14.20			132.23		132.23
	3.00	2.00	5/8"	12.05			112.21		112.21
	3.00	2.00	5/8"	10.55			98.24		98.24
	3.00	2.00	5/8"	8.55			79.62		79.62
	3.00	2.00	5/8"	7.50			69.84		69.84
	3.00	2.00	5/8"	6.60			61.46		61.46
	3.00	2.00	5/8"	5.80			54.01		54.01
	3.00	2.00	5/8"	5.00			46.56		46.56
	3.00	2.00	5/8"	4.30			40.04		40.04
	3.00	2.00	5/8"	3.62			33.71		33.71
	3.00	2.00	5/8"	3.00			27.94		27.94
	3.00	2.00	5/8"	2.40			22.35		22.35
Longitudinales Alma - Vano III									
	3.00	2.00	5/8"	2.20			20.49		20.49
	3.00	2.00	5/8"	2.95			27.47		27.47
	3.00	2.00	5/8"	3.80			35.39		35.39
	3.00	2.00	5/8"	4.70			43.77		43.77
	3.00	2.00	5/8"	5.70			53.08		53.08
	3.00	2.00	5/8"	6.90			64.25		64.25
	3.00	2.00	5/8"	8.40			78.22		78.22
	3.00	2.00	5/8"	11.35			105.69		105.69
	3.00	8.00	5/8"	32.25			1,201.25		1,201.25
	3.00	2.00	5/8"	25.85			240.72		240.72
	3.00	2.00	5/8"	20.10			187.17		187.17
	3.00	2.00	5/8"	13.50			125.71		125.71
	3.00	2.00	5/8"	6.90			64.25		64.25
	3.00	2.00	5/8"	1.15			10.71		10.71
	3.00	2.00	5/8"	14.20			132.23		132.23
	3.00	2.00	5/8"	12.05			112.21		112.21
	3.00	2.00	5/8"	10.55			98.24		98.24
	3.00	2.00	5/8"	8.55			79.62		79.62
	3.00	2.00	5/8"	7.50			69.84		69.84
	3.00	2.00	5/8"	6.60			61.46		61.46
	3.00	2.00	5/8"	5.80			54.01		54.01
	3.00	2.00	5/8"	5.00			46.56		46.56
	3.00	2.00	5/8"	4.30			40.04		40.04
	3.00	2.00	5/8"	3.62			33.71		33.71
	3.00	2.00	5/8"	3.00			27.94		27.94
	3.00	2.00	5/8"	2.40			22.35		22.35
Losa Inferior									
Longitudinal 2 capas (Vano I)	2.00	50.00	1"	44.00				17,481.20	17,481.20
Longitudinal 2 capas (Vano II)	2.00	50.00	1"	43.80				17,401.74	17,401.74
Longitudinal 2 capas (Vano IIIa)	2.00	52.00	1"	13.05				5,392.16	5,392.16
Longitudinal 2 capas (Vano IIIb)	2.00	65.00	1"	13.50				6,972.62	6,972.62
Longitudinal 2 capas (Vano IIIb)	2.00	89.00	1"	16.65				11,774.78	11,774.78

									78	
Transversal al tráfico (1° capa)- Vano I	2.00	151.00	1/2"	6.45		1,936.21				1,936.21
Transversal al tráfico (1° capa)- Vano II	2.00	151.00	1/2"	6.45		1,936.21				1,936.21
Transversal al tráfico (1° capa)- Vano IIIa	2.00	45.00	1/2"	6.65		594.91				594.91
Transversal al tráfico (1° capa)- Vano IIIb	2.00	50.00	1/2"	8.20		815.08				815.08
Transversal al tráfico (1° capa)- Vano IIIc	2.00	55.00	1/2"	12.05		1,317.55				1,317.55
Cartelas										
Longitudinal Exteriores (Vano I)	1.00	8.00	3/8"	31.50	141.12					141.12
Longitudinal Exteriores (Vano II)	1.00	8.00	3/8"	31.50	141.12					141.12
Longitudinal Exteriores (Vano III)	1.00	8.00	3/8"	31.50	141.12					141.12
Longitudinal Exteriores (Vano I)	4.00	452.00	3/8"	1.35	1,366.85					1,366.85
Longitudinal Exteriores (Vano II)	4.00	452.00	3/8"	1.35	1,366.85					1,366.85
Longitudinal Exteriores (Vano III)	4.00	452.00	3/8"	1.35	1,366.85					1,366.85
									Total (kgf)	200,730.41

01.04.01.07 BARRERAS NEW JERSEY

01.04.01.07.01 Barreras New Jersey - Concreto $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$ (PREMEZCLADO)

Descripción	Cant	Longitud	Alto	Ancho	Parcial	Sub - Total
		(L1) m	(h) m	(A) m2		
Exterior	1.00	107.19	Área=	0.22	23.26	23.26
Interior	1.00	100.22	Área=	0.22	21.75	21.75
Isla - E2	1.00	53.18	Área=	0.22	11.54	11.54
					Total (m³)	56.55

01.04.01.07.02 Barreras New Jersey - Encofrado y Desencofrado Caravista

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Perímetro (m)		
Exterior	m²	1.00	107.19		1.88	201.52	201.52
Interior	m²	1.00	100.22		1.88	188.41	188.41
Isla - E2	m²	1.00	53.18		1.88	99.98	99.98
						Total (m²)	489.91

01.04.01.07.03 Barreras New Jersey - Acero de Refuerzo ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)

Descripción	Cant	N°	Ø (pulg)	Longitud (m)	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	Peso (kg)	
					(0.56 kgf/m)	(0.994 kgf/m)	(1.552 kgf/m)	(2.235 kgf/m)	(3.973 kgf/m)		
FACTOR					0.560	0.994	1.552	2.235	3.973		
Transversal	1.00	502.00	1/2"	2.41		1,202.56				1,202.56	
Longitud.	1.00	10.00	1/2"	100.22		996.19				996.19	
Longitud de Empalme	1.00	10.00	1/2"	8.32		82.70				82.70	
Exterior											
Transversal	1.00	538.00	1/2"	2.41		1,288.80				1,288.80	
Longitud.	1.00	10.00	1/2"	107.19		1,065.47				1,065.47	
Longitud de Empalme	1.00	10.00	1/2"	9.15		90.95				90.95	
Isla - E2											
Transversal	1.00	268.00	1/2"	2.41		642.00				642.00	
Longitud.	1.00	10.00	1/2"	53.18		528.61				528.61	
Longitud de Empalme	1.00	10.00	1/2"	4.20		41.75				41.75	
										Total (kgf)	5,939.03

01.04.01.08 MURETE ARMADO EN PUENTE

01.04.01.08.0 Murete Armado en Puente - Concreto $f'c=280$ kgf/cm²
1 (PREMEZCLADO)

Descripción	Base		Altura	Área	Longitud	Cantidad	Sub - Total
	(B1) m	(B2) m	(h) m	(A) m ²	(l) m	#	(V) m ³
Murete Externo		0.15	0.60		107.19	1.00	9.65
Murete Externo		0.15	0.60		100.22	1.00	9.02
Total (m³)							18.67

01.04.01.08.02 Murete Armado - Encofrado y Desencofrado Caravista

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Perímetro (m)		
Exterior	m ²	1.00	107.19		1.20	128.63	128.63
Interior	m ²	1.00	100.22		1.20	120.26	120.26
Total (m²)							248.89

01.04.01.08.02 Murete Armado - Encofrado y Desencofrado Caravista

Descripción	Cant	N°	Ø (pulg)	Longitud (m)	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	Peso (kg)
					(0.56 kgf/m)	(0.994 kgf/m)	(1.552 kgf/m)	(2.235 kgf/m)	(3.973 kgf/m)	
FACTOR					0.560	0.994	1.552	2.235	3.973	
TRANSVERSAL	1.00	359.00	3/8"	1.15	231.20					231.20
LONGITUDINAL	1.00	3.00	3/8"	107.19	180.08					180.08
LONGITUDINAL EMPALME	1.00	3.00	3/8"	4.62	7.76					7.76
TRANSVERSAL	1.00	335.00	3/8"	1.15	215.74					215.74
LONGITUDINAL	1.00	3.00	3/8"	100.22	168.37					168.37
LONGITUDINAL EMPALME	1.00	3.00	3/8"	4.20	7.06					7.06
Total (kgf)										810.21

01.04.01.09 VARIOS

01.04.01.09.01 Dispositivos de Apoyo de Neopreno

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
sobre Estribo E1	und	3.00				3.00	3.00
sobre Estribo E2	und	3.00				3.00	3.00
Total (und)							6.00

01.04.01.09.02 Prueba de Carga Superestructura Puente Principal

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Sobre todo el Puente	Und	1.00				1.00	1.00
Total (Und)							1.00

01.04.01.09.03 Izaje Vertical para Estructura Puente

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Sobre todo el Puente	Und	2.00				2.00	2.00
Total (Und)							2.00

01.04.01.09.04 Curado de concreto

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Estribo 1	m ²	1.00	47.04		1.50	70.56	70.56
Estribo 1 - Llave cortante	m ²	1.00	13.40		3.30	44.22	44.22
Estribo 2	m ²	1.00	67.52		1.50	101.28	101.28
Estribo 2 - Llave cortante	m ²	1.00	20.85		3.30	68.81	68.81
Estribo 1							
Muros Exteriores	m ²	4.00	7.00		14.30	400.40	400.40
Muro Posterior	m ²	2.00	12.30		14.30	351.78	351.78
Muros Interiores - Diafragma	m ²	6.00	3.30		14.30	283.14	283.14
Muro Frontal - Principal	m ²	2.00	9.43		14.30	269.70	269.70
Muro Frontal - Secundario	m ²	2.00	6.60		14.30	188.76	188.76
Llaves Cortante Laterales	m ²	2.00	2.10		4.00	16.80	16.80
Llaves Cortante Frontales	m ²	4.00	1.65		4.00	26.40	26.40
Losas	m ²	1.00	Área =	72.82		72.82	72.82
Estribo 2							
Muros Exteriores	m ²	4.00	9.90		12.60	498.96	498.96
Muro Posterior	m ²	2.00		23.69	12.60	596.99	596.99
Muros Interiores - Diafragma	m ²	6.00	6.03		12.60	455.87	455.87
Muro Frontal - Principal	m ²	2.00		18.07	8.07	291.65	291.65
Muro Frontal - Secundario	m ²	2.00		18.07	4.50	162.63	162.63
Llaves Cortante Laterales	m ²	2.00	2.10		4.00	16.80	16.80
Llaves Cortante Frontales	m ²	4.00	1.65		4.00	26.40	26.40
Losas	m ²	1.00	Área =	177.56		177.56	177.56
Elemento Superior verticales	m ²	2.00	119.88			239.76	239.76
Fondo	m ²	2.00	29.50			59.00	59.00
Elementos inclinados Exteriores	m ²	4.00	46.57			186.28	186.28
Fondo	m ²	2.00	166.27			332.54	332.54
fondo de cimentación	m ²						
Longitudinal	m ²	2.00	57.16			114.32	114.32
Transversal	m ²	2.00	28.80			57.60	57.60
Fondo Losa Superior	m ²	1.00	192.00			192.00	192.00
Pilar P1							
Exterior	m ²	1.00	23.54		33.55	789.77	789.77
Interior	m ²	1.00	15.59		33.55	523.04	523.04
Pilar P2							
Exterior	m ²	1.00	23.54		32.50	765.05	765.05
Interior	m ²	1.00	15.60		32.50	507.00	507.00
Volado Interior	m ²	1.00	Área=	268.06		268.06	268.06
	m ²	1.00	85.27		0.25	21.32	21.32
Volado Exterior	m ²	1.00	Área=	291.77		291.77	291.77
	m ²	1.00	95.33		0.25	23.83	23.83
Fondo losa Inferior	m ²	1.00	Área=	633.47		633.47	633.47
Laterales almas interiores/exteriores	m ²	4.00	Área=	256.87		1,027.48	1,027.48
Fondo losa Superior	m ²	1.00	Área=	547.67		547.67	547.67
Diafragmas Estribo E1	m ²	2.00	12.21		4.00	97.68	97.68
Diafragmas Estribo E2	m ²	2.00	5.60		4.00	44.80	44.80
Barreras New Jersey							
Exterior	m ²	1.00	107.19		1.88	201.52	201.52
Interior	m ²	1.00	100.22		1.88	188.41	188.41
Isla - E2	m ²	1.00	53.18		1.88	99.98	99.98
Murete armado							
Exterior	m ²	1.00	107.19		1.20	128.63	128.63
Interior	m ²	1.00	100.22		1.20	120.26	120.26
Losa de Aproximación							
Acceso Vial Colegio	m ²	1.00	Área=	80.64		80.64	80.64
Acceso Vial Balcones de Chilina - óvalo	m ²	1.00	Área=	157.90		157.90	157.90
Losa pre-fabricada para cierre de pilares							
Pilar P1	m ³	1.00	Área=	15.36	0.10	1.54	1.54
Pilar P2	m ³	1.00	Área=	15.36	0.10	1.54	1.54
						Total (m²)	11,824.39

01.04.01.09.05 Pintura bituminosa para estructuras enterradas

Descripción	Und	N° de Veces	Dimensiones			Parcial	Sub - Total
			Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
Zapatas							
Estribo 1	m ²	1.00	47.04		1.50	70.56	70.56
Estribo 1 - Llave cortante	m ²	1.00	13.40		3.30	44.22	44.22
Estribo 2	m ²	1.00	67.52		1.50	101.28	101.28
Estribo 2 - Llave cortante	m ²	1.00	20.85		3.30	68.81	68.81
Estribo 1							
Muro Posterior	m ²	2.00	12.30		14.30	351.78	351.78
Estribo 2							
Muro Posterior	m ²	2.00		23.69	12.60	596.99	596.99
			Área (m ²)				
Cimentación especial							
Elementos inclinados Exteriores	m ²	2.00	46.57			93.14	93.14
						Total (m²)	1,326.78

5.2. Análisis de costos unitarios

Se presenta los análisis de costos unitarios desarrollados para el proyecto del puente Huarangueros, en el distrito de Alto Selva Alegre - Arequipa.

Partida	01.01.01	CONSTRUCCION DE ALMACENES Y OFICINAS EN OBRA					
Rendimiento	m ² /DIA	12.0000	EQ.	12.0000	Costo unitario directo por : m ²	91.63	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	21.48	1.43	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	18.36	12.24	
0101010005	PEON	hh	2.0000	1.3333	13.84	18.45	
						32.12	
Materiales							
020401000100	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.1000	3.34	0.33	
020412000100	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1000	5.12	0.51	
0204120004	CLAVOS PARA CALAMINA 2"	und		6.0000	0.28	1.68	
0231010003	MADERA TORNILLO CEPILLADA	p2		1.8500	4.41	8.16	
023105000100	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 4 mm	pln		0.2000	22.88	4.58	
0247010003	APARATO SANITARIO (VARIOS)	est		0.0500	25.00	1.25	
0262010003	INSTALACIONES ELECTRICAS	est		0.2000	15.00	3.00	
0292030002	CALAMINAGALVANIZADA 1.83x1.05m	und		0.2000	20.00	4.00	
						23.51	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	32.12	1.61	
						1.61	
Subpartidas							
010713000103	CONCRETO f'c=140 kg/cm ²	m ³		0.1000	343.94	34.39	
						34.39	
CERCO PERIMETRICO DE OBRA							
Partida	01.01.02	CERCO PERIMETRICO DE OBRA					
Rendimiento	m/DIA	30.0000	EQ.	30.0000	Costo unitario directo por : m	19.31	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0267	21.48	0.57	
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.5333	13.84	7.38	
						7.95	
Materiales							
020401000100	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.3500	3.34	1.17	
0210030003	MALLA ARPILLERA	m		1.0500	5.04	5.29	
0231230001	MADERA EUCALIPTO PUNTAL 3" x 2.5 m	und		0.2500	18.00	4.50	
						10.96	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	7.95	0.40	

							0.40
Partida	01.01.03	INSTALACION DE CAMPAMENTOS PARA PERSONAL					
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und		8,600.00
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Equipos							
0301350004	MODULOS DE COMEDOR		mes		1.0000	2,500.00	2,500.00
0301350005	MODULOS DE ASEO		mes		1.0000	1,500.00	1,500.00
0301350006	MODULOS DE VESTUARIO		mes		1.0000	2,500.00	2,500.00
0301350007	ARMARIO CUADRADO SECUNDARIO		und		1.0000	750.00	750.00
0301350008	CASILLERO MODULO DE 12 UND		und		1.0000	750.00	750.00
0301350009	BANCA CORRIDA VESTIDOR		und		1.0000	150.00	150.00
0301350010	MESA MELAMINE PARA 10 PERSONAS		und		1.0000	450.00	450.00
							8,600.00
Partida	01.01.04	INSTALACION DE CASETAS PARA GUARDIANIA					
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und		1,500.00
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Equipos							
0301350011	SUMINISTRO E INSTALACION DE CASETAS DE GUARDIANIA		und		1.0000	1,500.00	1,500.00
							1,500.00
Partida	01.01.05	SERVICIOS HIGIENICOS					
Rendimiento	mes/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : mes		3,000.00
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales							
0292020002	BAÑOS PORTATILES		und		6.0000	500.00	3,000.00
							3,000.00
Partida	01.01.06	CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA					
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und		1,450.13
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	1.6000	21.48	34.37
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	8.0000	18.36	146.88
0101010005	PEON		hh	4.0000	32.0000	13.84	442.88
							624.13
Materiales							
020412000100	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.5200	5.12	2.66
05							
0231010003	MADERA TORNILLO CEPILLADA		p2		62.5000	4.41	275.63
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO		gal		1.4300	42.88	61.32
0292040001	GIGANTOGRAFIA		m2		26.0000	14.50	377.00
							716.61
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	624.13	18.72
0301340001	ANDAMIO METALICO		día	1.0000	1.0000	15.00	15.00
							33.72
Subpartidas							
010713000103	CONCRETO f'c=140 kg/cm2		m3		0.2200	343.94	75.67
							75.67
Partida	01.02.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y MAQUINARIAS					
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : glb		90,000.00
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Equipos							
0304010003	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS		est		1.0000	90,000.00	90,000.00
							90,000.00
Partida	01.02.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMNAR					
Rendimiento	m2/DIA	500.0000	EQ.	500.0000	Costo unitario directo por : m2		2.59
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	1.0000	0.0160	21.48	0.34
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0160	15.39	0.25
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0320	13.84	0.44
0101030000	TOPOGRAFO		hh	1.0000	0.0160	20.50	0.33
							1.36
Materiales							
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		0.0500	2.37	0.12
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		0.0200	17.20	0.34
021303000100	YESO BOLSA 28 kg		bol		0.0100	10.51	0.11
01							
0231040002	ESTACAS DE MADERA		p2		0.0200	4.20	0.08

0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	0.0010	42.88	0.04			
027601001000 01	WINCHA METALICA DE 50 m	und	0.0030	24.99	0.07			
							0.76	
	Equipos							
0301000020	ESTACION TOTAL	hm	1.0000	0.0160	20.00		0.32	
0301000021	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	1.0000	0.0160	5.00		0.08	
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	1.36		0.07	
							0.47	
Partida	01.02.03	MANTENIMIENTO DEL TRANSITO Y SEGURIDAD						
		VIAL						
Rendimiento	mes/DIA	0.0500	EQ.	0.0500	Costo unitario directo por : mes		40,110.72	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	16.0000	21.48		343.68	
0101010005	PEON	hh	3.0000	480.0000	13.84		6,643.20	
							6,986.88	
	Materiales							
0261000003	LAMPARA DESTELLANTE	und		2.0000	128.55		257.10	
0267060020	CHALECOS Y ACCESORIOS DE SEGURIDAD	und		12.0000	38.07		456.84	
026711000600 03	BANDERINES	und		3.0000	19.02		57.06	
0267110014	TRANQUERAS	und		4.0000	228.57		914.28	
0267110022	SEÑAL VERTICAL INFORMATIVA	und		3.0000	80.94		242.82	
0267110023	SEÑAL VERTICAL RESTRICTIVA	und		3.0000	85.71		257.13	
0267110024	SEÑAL VERTICAL PREVENTIVA	und		3.0000	99.96		299.88	
0267110025	CONOS DE SEGURIDAD	und		6.0000	57.12		342.72	
							2,827.83	
	Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	6,986.88		209.61	
0301040007	MOTOBOMBA 4" INCLUYE MANGUERA Y ACCESORIOS	hm	1.0000	160.0000	3.00		480.00	
0301220005	CAMION CISTERNA	hm	1.0000	160.0000	145.04		23,206.40	
0301220011	MINIBUS TIPO COASTER	hm	1.0000	160.0000	40.00		6,400.00	
							30,296.01	
Partida	01.02.04	TRANSPORTE, MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE ENCOFRADOS						
Rendimiento	glb/DIA	0.0100	EQ.	0.0100	Costo unitario directo por : glb		608,259.63	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	80.0000	21.48		1,718.40	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	800.0000	15.39		12,312.00	
0101010005	PEON	hh	2.0000	1,600.0000 0	13.84		22,144.00	
							36,174.40	
	Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	36,174.40		1,085.23	
0301210005	GRUA HIDRAULICA AUTOPROPULSADA 9 ton	hm	1.0000	800.0000	145.00		116,000.0	
0301220012	CAMION SEMITRAILER 6x4 330HP 40 ton	vje		70.0000	6,500.00		455,000.0	
							572,085.2	
Partida	01.03.01	EXCAVACION DE ESTRUCTURAS EN TERRENO SEMIROCOSO						
Rendimiento	m3/DIA	25.0000	EQ.	25.0000	Costo unitario directo por : m3		85.20	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0640	21.48		1.37	
0101010004	OFICIAL	hh	4.0000	1.2800	15.39		19.70	
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.6400	13.84		8.86	
							29.93	
	Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	29.93		0.90	
030114000200 02	MARTILLO NEUMATICO DE 29 kg	hm	2.0000	0.6400	7.95		5.09	
0301140009	COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM	hm	1.0000	0.3200	95.00		30.40	
0301170004	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 188 HP	hm	0.2000	0.0640	295.00		18.88	
							55.27	
Partida	01.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE						
Rendimiento	m3/DIA	279.3100	EQ.	279.3100	Costo unitario directo por : m3		18.61	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0029	21.48		0.06	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0286	15.39		0.44	

							0.50
Equipos							
0301160005	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125 - 155 HP 3yd3	hm	1.0000	0.0286	175.00	5.01	
0301220004001	CAMION VOLQUETE DE 15 m3	hm	3.0000	0.0859	152.54	13.10	
							18.11
Partida	01.04.01.01.01	CONCRETO F'C=100 KG/CM2 PARA SOLADOS DE 10 CM					
Rendimiento	m2/DIA	80.0000	EQ.	80.0000	Costo unitario directo por : m2		34.44
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0100	21.48	0.21	
0101010003	OPERARIO	hh	3.0000	0.3000	18.36	5.51	
0101010004	OFICIAL	hh	3.0000	0.3000	15.39	4.62	
0101010005	PEON	hh	6.0000	0.6000	13.84	8.30	
							18.64
Materiales							
02070100010003	PIEDRA CHANCADA 3/4"	m3		0.0520	84.75	4.41	
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.0350	50.85	1.78	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.4500	17.20	7.74	
0290130022	AGUA	m3		0.0300	10.00	0.30	
							14.23
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	18.64	0.56	
0301290007	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11 p3	hm	1.0000	0.1000	10.09	1.01	
							1.57
Partida	01.04.01.01.02	ZAPATA ESTRIBO - CONCRETO F'C=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)					
Rendimiento	m3/DIA	60.0000	EQ.	60.0000	Costo unitario directo por : m3		405.52
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0267	21.48	0.57	
0101010003	OPERARIO	hh	3.0000	0.4000	18.36	7.34	
0101010004	OFICIAL	hh	3.0000	0.4000	15.39	6.16	
0101010005	PEON	hh	6.0000	0.8000	13.84	11.07	
							25.14
Materiales							
0219010013	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2	m3		1.0500	327.65	344.03	
							344.03
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	25.14	0.75	
0301040005	SERVICIO DE BOMBA ESTACIONARIA	m3		1.0000	34.00	34.00	
0301290006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	2.0000	0.2667	6.00	1.60	
							36.35
Partida	01.04.01.01.03	ZAPATA ESTRIBO - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL					
Rendimiento	m2/DIA	20.0000	EQ.	20.0000	Costo unitario directo por : m2		52.26
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0800	21.48	1.72	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	18.36	7.34	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	15.39	6.16	
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.4000	13.84	5.54	
							20.76
Materiales							
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.0320	3.34	0.11	
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1600	5.12	0.82	
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2		0.1600	4.41	0.71	
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	pln		0.3470	83.05	28.82	
							30.46
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	20.76	1.04	
							1.04

Partida	01.04.01.01.04	ZAPATA ESTRIBO - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)					
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ.	250.0000	Costo unitario directo por : kg		4.74
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	18.36	0.59
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	15.39	0.49
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0640	13.84	0.89
1.97							
Materiales							
020401000100	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0500	3.34	0.17
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	2.37	2.54
2.71							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.97	0.06
0.06							
Partida	01.04.01.02.01	ESTRIBOS-CONCRETO F´C=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)					
Rendimiento	m3/DIA	40.0000	EQ.	40.0000	Costo unitario directo por : m3		418.84
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0200	21.48	0.43
0101010003	OPERARIO		hh	3.0000	0.6000	18.36	11.02
0101010004	OFICIAL		hh	3.0000	0.6000	15.39	9.23
0101010005	PEON		hh	6.0000	1.2000	13.84	16.61
37.29							
Materiales							
0219010013	CONCRETO PREMEZCLADO F´C=280 KG/CM2		m3		1.0500	327.65	344.03
344.03							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	37.29	1.12
0301040005	SERVICIO DE BOMBA ESTACIONARIA		m3		1.0000	34.00	34.00
0301290006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	2.0000	0.4000	6.00	2.40
37.52							
Partida	01.04.01.02.02	ESTRIBOS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA					
Rendimiento	m2/DIA	30.0000	EQ.	30.0000	Costo unitario directo por : m2		212.15
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0533	21.48	1.14
0101010003	OPERARIO		hh	4.0000	1.0667	18.36	19.58
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.5333	13.84	7.38
28.10							
Materiales							
020401000100	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.3000	3.34	1.00
020412000100	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.4000	5.12	2.05
0222140008	ADITIVO DESMOLDANTE		gal		0.0500	139.83	6.99
0222140009	SOLVENTE		gal		0.0500	47.12	2.36
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE		p2		0.8800	4.41	3.88
023105000100	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm		pln		0.2000	83.05	16.61
32.89							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	28.10	1.41
0301030014	ENCOFRADO MODULAR PARA ESTRIBOS		m2		1.0200	105.32	107.43
030108000300	SIERRA CIRCULAR		hm	1.0000	0.2667	13.45	3.59
0301210004	GRUA TELESCOPICA 4x4		hm	0.5000	0.1333	152.00	20.26
0301220006	CAMION GRUA		hm	0.2000	0.0533	145.00	7.73
0301250004	GRUPO ELECTROGENO DE 56 KW		hm	0.5000	0.1333	80.00	10.66
0301340001	ANDAMIO METALICO		día	0.1500	0.0050	15.00	0.08
151.16							
Partida	01.04.01.02.03	ESTRIBOS - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)					
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ.	250.0000	Costo unitario directo por : kg		4.74
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	18.36	0.59
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	15.39	0.49
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0640	13.84	0.89
1.97							
Materiales							
020401000100	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0500	3.34	0.17

02	0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	2.37	2.54	2.71
		Equipos							
	0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.97	0.06	0.06
Partida	01.04.01.03.01	CONCRETO F'c=100 KG/CM2 PARA SOLADOS DE 10 CM							
Rendimiento	m2/DIA	80.0000	EQ.	80.0000		Costo unitario directo por : m2			34.44
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ			hh	0.1000	0.0100	21.48	0.21	
0101010003	OPERARIO			hh	3.0000	0.3000	18.36	5.51	
0101010004	OFICIAL			hh	3.0000	0.3000	15.39	4.62	
0101010005	PEON			hh	6.0000	0.6000	13.84	8.30	
								18.64	
	Materiales								
020701000100	PIEDRA CHANCADA 3/4"			m3		0.0520	84.75	4.41	
03									
020702000100	ARENA GRUESA			m3		0.0350	50.85	1.78	
02									
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)			bol		0.4500	17.20	7.74	
0290130022	AGUA			m3		0.0300	10.00	0.30	
								14.23	
	Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		3.0000	18.64	0.56	
0301290007	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11 p3			hm	1.0000	0.1000	10.09	1.01	
								1.57	
Partida	01.04.01.03.02	CIMENTACION ESPECIAL PILAR-CONCRETO F'c=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)							
Rendimiento	m2/DIA	50.0000	EQ.	50.0000		Costo unitario directo por : m2			410.67
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ			hh	0.1000	0.0160	21.48	0.34	
0101010003	OPERARIO			hh	3.0000	0.4800	18.36	8.81	
0101010004	OFICIAL			hh	3.0000	0.4800	15.39	7.39	
0101010005	PEON			hh	6.0000	0.9600	13.84	13.29	
								29.83	
	Materiales								
0219010013	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 KG/CM2			m3		1.0500	327.65	344.03	
								344.03	
	Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		3.0000	29.83	0.89	
0301040005	SERVICIO DE BOMBA ESTACIONARIA			m3		1.0000	34.00	34.00	
0301290006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"			hm	2.0000	0.3200	6.00	1.92	
								36.81	
Partida	01.04.01.03.03	ZAPATA PILARES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL							
Rendimiento	m2/DIA	30.0000	EQ.	30.0000		Costo unitario directo por : m2			230.97
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ			hh	1.0000	0.2667	21.48	5.73	
0101010003	OPERARIO			hh	5.0000	1.3333	18.36	24.48	
0101010004	OFICIAL			hh	2.0000	0.5333	15.39	8.21	
0101010005	PEON			hh	4.0000	1.0667	13.84	14.76	
								53.18	
	Materiales								
020401000100	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8			kg		0.1000	3.34	0.33	
01									
020412000100	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"			kg		0.3500	5.12	1.79	
05									
0222140008	ADITIVO DESMOLDANTE			gal		0.0500	139.83	6.99	
0222140009	SOLVENTE			gal		0.0200	47.12	0.94	
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE			p2		0.8800	4.41	3.88	
023105000100	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm			pln		0.1000	83.05	8.31	
04								22.24	
	Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		5.0000	53.18	2.66	
0301030013	ENCOFRADO MODULAR PARA CIMENTACION			m2		1.0200	110.42	112.63	
030108000300	SIERRA CIRCULAR			hm	1.0000	0.2667	13.45	3.59	
02									
0301210004	GRUA TELESCOPICA 4x4			hm	0.2000	0.0533	152.00	8.10	
0301220006	CAMION GRUA			hm	0.1000	0.0267	145.00	3.87	

0301250004	GRUPO ELECTROGENO DE 56 KW	hm	0.5000	0.1333	80.00	10.66
0301340008	ESCALERA METALICA	hm	0.5000	0.1333	2.50	0.33
030138000100 04	CONSUMIBLES PARA ENCOFRADO	m2		1.0200	13.44	13.71
						155.55

Partida	01.04.01.03.04	ZAPATA PILARES - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)				
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ.	250.0000	Costo unitario directo por : kg	4.74

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	18.36	0.59
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	15.39	0.49
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.0640	13.84	0.89
1.97						
Materiales						
020401000100 02	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.0500	3.34	0.17
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.37	2.54
2.71						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.97	0.06
0.06						

Partida	01.04.01.04.01	PILARES - CONCRETO F'c=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)				
Rendimiento	m3/DIA	40.0000	EQ.	40.0000	Costo unitario directo por : m3	418.84

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0200	21.48	0.43
0101010003	OPERARIO	hh	3.0000	0.6000	18.36	11.02
0101010004	OFICIAL	hh	3.0000	0.6000	15.39	9.23
0101010005	PEON	hh	6.0000	1.2000	13.84	16.61
37.29						
Materiales						
0219010013	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 KG/CM2	m3		1.0500	327.65	344.03
344.03						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	37.29	1.12
0301040005	SERVICIO DE BOMBA ESTACIONARIA	m3		1.0000	34.00	34.00
0301290006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	2.0000	0.4000	6.00	2.40
37.52						

Partida	01.04.01.04.02	PILARES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA				
Rendimiento	m2/DIA	25.0000	EQ.	25.0000	Costo unitario directo por : m2	191.37

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	0.3200	21.48	6.87
0101010003	OPERARIO	hh	5.0000	1.6000	18.36	29.38
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.6400	15.39	9.85
0101010005	PEON	hh	4.0000	1.2800	13.84	17.72
63.82						
Materiales						
020401000100 01	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.1000	3.34	0.33
020412000100 05	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.3500	5.12	1.79
0222140008	ADITIVO DESMOLDANTE	gal		0.0500	139.83	6.99
0222140009	SOLVENTE	gal		0.0200	47.12	0.94
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2		0.8800	4.41	3.88
023105000100 04	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	pln		0.1000	83.05	8.31
22.24						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	63.82	3.19
0301030012	ENCOFRADO TREPANTE	m2		1.0200	44.76	45.66
030108000300 02	SIERRA CIRCULAR	hm	1.0000	0.3200	13.45	4.30
0301210004	GRUA TELESCOPICA 4x4	hm	0.2000	0.0640	152.00	9.73
0301220006	CAMION GRUA	hm	0.0500	0.0160	145.00	2.32
0301250004	GRUPO ELECTROGENO DE 56 KW	hm	1.0000	0.3200	80.00	25.60
0301340008	ESCALERA METALICA	hm	1.0000	0.3200	2.50	0.80
030138000100 04	CONSUMIBLES PARA ENCOFRADO	m2		1.0200	13.44	13.71
105.31						

Partida	01.04.01.04.03		PILARES - ACERO DE REFUERZO (FY=4200 KG/CM2)				
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ.	250.0000	Costo unitario directo por : kg		4.74
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	18.36	0.59
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	15.39	0.49
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0640	13.84	0.89
1.97							
Materiales							
020401000100	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0500	3.34	0.17
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	2.37	2.54
2.71							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.97	0.06
0.06							
Partida	01.04.01.05.01		FALSO PUENTE-ESTRUCTURA DE SOPORTE				
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ.	12.0000	Costo unitario directo por : m2		1,560.72
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	1.0000	0.6667	21.48	14.32
0101010003	OPERARIO		hh	10.0000	6.6667	18.36	122.40
0101010004	OFICIAL		hh	6.0000	4.0000	15.39	61.56
0101010005	PEON		hh	8.0000	5.3333	13.84	73.81
272.09							
Materiales							
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		0.6000	2.37	1.42
1.42							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	272.09	13.60
0301030016	ALQUILER DE TORRES SOPORTE CIMBRA		m2		1.0200	853.71	870.78
0301030017	ALQUILER DE CERCHA CIMBRA APORTICADA		m2		1.0200	227.09	231.63
0301140009	COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM		hm	0.5000	0.3333	95.00	31.66
0301210006	GRUA TELESCOPICA 100 ton		hm	0.3000	0.2000	500.18	100.04
0301220006	CAMION GRUA		hm	0.4000	0.2667	145.00	38.67
0301340008	ESCALERA METALICA		hm	0.5000	0.3333	2.50	0.83
1,287.21							
Partida	01.04.01.06.01		VIGA CAJON-CONCRETO F'C=350 KG/CM2 (PREMEZCLADO)				
Rendimiento	m3/DIA	50.0000	EQ.	50.0000	Costo unitario directo por : m3		437.12
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0320	21.48	0.69
0101010003	OPERARIO		hh	3.0000	0.4800	18.36	8.81
0101010004	OFICIAL		hh	3.0000	0.4800	15.39	7.39
0101010005	PEON		hh	6.0000	0.9600	13.84	13.29
30.18							
Materiales							
0219010015	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2		m3		1.0500	350.66	368.19
368.19							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	30.18	0.91
0301040005	SERVICIO DE BOMBA ESTACIONARIA		m3		1.0000	34.00	34.00
0301290006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	4.0000	0.6400	6.00	3.84
38.75							
Partida	01.04.01.06.02		VIGA CAJON-ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARAVISTA				
Rendimiento	m2/DIA	8.0000	EQ.	8.0000	Costo unitario directo por : m2		111.13
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.2000	21.48	4.30
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	1.0000	18.36	18.36
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	1.0000	15.39	15.39
0101010005	PEON		hh	1.0000	1.0000	13.84	13.84
51.89							
Materiales							
020401000100	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.3000	3.34	1.00
020412000100	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.4000	5.12	2.05
0222140008	ADITIVO DESMOLDANTE		gal		0.0500	139.83	6.99
0222140009	SOLVENTE		gal		0.0500	47.12	2.36

0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE	p2	2.5000	4.41	11.03
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm	pln	0.4000	83.05	33.22
56.65					
Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	51.89	2.59
2.59					

Partida	01.04.01.06.03	VIGA CAJON-ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)				
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ.	250.0000	Costo unitario directo por : kg	4.74
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	18.36
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	15.39
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0640	13.84
						0.59
						0.49
						0.89
						1.97
Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0500	3.34
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	2.37
						0.17
						2.54
						2.71
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.97
						0.06

Partida	01.04.01.07.01	BARRERA NEW JERSEY - CONCRETO F'c=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)				
Rendimiento	m3/DIA	30.0000	EQ.	30.0000	Costo unitario directo por : m3	396.83
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0267	21.48
0101010003	OPERARIO		hh	3.0000	0.8000	18.36
0101010004	OFICIAL		hh	3.0000	0.8000	15.39
0101010005	PEON		hh	6.0000	1.6000	13.84
						0.57
						14.69
						12.31
						22.14
						49.71
Materiales						
0219010013	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=280 KG/CM2		m3		1.0500	327.65
						344.03
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	49.71
0301290006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	1.0000	0.2667	6.00
						1.49
						1.60
						3.09

Partida	01.04.01.07.02	BARRERAS NEW JERSEY - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA				
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ.	12.0000	Costo unitario directo por : m2	58.40
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0667	21.48
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.6667	18.36
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.6667	15.39
0101010005	PEON		hh	1.0000	0.6667	13.84
						1.43
						12.24
						10.26
						9.23
						33.16
Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.2000	3.34
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.3500	5.12
0222140008	ADITIVO DESMOLDANTE		gal		0.0420	139.83
0222140009	SOLVENTE		gal		0.0420	47.12
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE		p2		2.3500	4.41
02310500010004	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm		pln		0.0350	83.05
						0.67
						1.79
						5.87
						1.98
						10.36
						2.91
						23.58
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	33.16
						1.66

Partida	01.04.01.07.03	BARRERA DE NEW JERSEY - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)				
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ.	250.0000	Costo unitario directo por : kg	4.74
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	18.36
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	15.39
						0.59
						0.49

0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0640	13.84	0.89
							1.97
Materiales							
020401000100 02	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0500	3.34	0.17
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	2.37	2.54
							2.71
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.97	0.06
							0.06
Partida	01.04.01.08.01			MURETE ARMADO - CONCRETO F' C=280 KG/CM2			
Rendimiento	m3/DIA	30.0000	EQ.	30.0000		Costo unitario directo por : m3	396.83
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0267	21.48	0.57
0101010003	OPERARIO		hh	3.0000	0.8000	18.36	14.69
0101010004	OFICIAL		hh	3.0000	0.8000	15.39	12.31
0101010005	PEON		hh	6.0000	1.6000	13.84	22.14
							49.71
Materiales							
0219010013	CONCRETO PREMEZCLADO F' C=280 KG/CM2		m3		1.0500	327.65	344.03
							344.03
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	49.71	1.49
0301290006	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	1.0000	0.2667	6.00	1.60
							3.09
Partida	01.04.01.08.02			MURETE ARMADO - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA			
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ.	12.0000		Costo unitario directo por : m2	58.40
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0667	21.48	1.43
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.6667	18.36	12.24
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.6667	15.39	10.26
0101010005	PEON		hh	1.0000	0.6667	13.84	9.23
							33.16
Materiales							
020401000100 01	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.2000	3.34	0.67
020412000100 05	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.3500	5.12	1.79
0222140008	ADITIVO DESMOLDANTE		gal		0.0420	139.83	5.87
0222140009	SOLVENTE		gal		0.0420	47.12	1.98
0231010002	MADERA TORNILLO PARA ENCOFRADOS INCLUYE CORTE		p2		2.3500	4.41	10.36
023105000100 04	TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 19 mm		pln		0.0350	83.05	2.91
							23.58
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.0000	33.16	1.66
							1.66
Partida	01.04.01.08.03			MURETE ARMADO - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)			
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ.	250.0000		Costo unitario directo por : kg	4.74
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	18.36	0.59
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	15.39	0.49
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0640	13.84	0.89
							1.97
Materiales							
020401000100 02	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0500	3.34	0.17
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	2.37	2.54
							2.71
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.97	0.06
							0.06
Partida	01.04.01.09.01			DISPOSITIVO DE APOYO DE NEOPRENO			
Rendimiento	und/DIA	100.0000	EQ.	100.0000		Costo unitario directo por : und	10,649.01
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0080	21.48	0.17
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0800	15.39	1.23

0101010005	PEON		hh	1.0000	0.0800	13.84	1.11	2.51
Materiales								
0201050007	NEOPRENO		und		1.0000	205.60	205.60	
0201050008	DISPOSITIVO DE APOYO ESPECIAL		und		1.0000	10,392.42	10,392.42	
0201050009	ANCLAJE		und		4.0000	8.00	32.00	
0222090006	RESINA DE FIJACION		kg		0.4000	12.00	4.80	10,634.82
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo			3.0000	2.51	0.08
0301220006	CAMION GRUA		hm	1.0000	0.0800	145.00	11.60	11.68
Partida	01.04.01.09.02	PRUEBA DE CARGA SUPERESTRUCTURA PUENTE PRINCIPAL						
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und			21,543.81
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.8000	21.48	17.18	
0101010003	OPERARIO		hh	4.0000	32.0000	18.36	587.52	
0101010005	PEON		hh	3.0000	24.0000	13.84	332.16	
0101030000	TOPOGRAFO		hh	1.0000	8.0000	20.50	164.00	
0103010013	INGENIERO ESPECIALISTA		hh	1.0000	8.0000	75.00	600.00	1,700.86
Materiales								
0204120005	CLAVOS MARCAJE		und		100.0000	3.00	300.00	
0207010007	PIEDRA DE CANTO RODADO		m3		225.0000	35.60	8,010.00	
0267110028	SEÑALES INTERNAS Y EXTERNAS		und		1.0000	4,000.00	4,000.00	12,310.00
Equipos								
0301000020	ESTACION TOTAL		hm	1.0000	8.0000	20.00	160.00	
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo			3.0000	1,700.86	51.03
03012200040001	CAMION VOLQUETE DE 15 m3		hm	6.0000	48.0000	152.54	7,321.92	7,532.95
Partida	01.04.01.09.03	CURADO DE CONCRETO						
Rendimiento	m2/DIA	80.0000	EQ.	80.0000	Costo unitario directo por : m2			10.65
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0100	21.48	0.21	
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.1000	18.36	1.84	2.05
Materiales								
0222180001	ADITIVO CURADOR		gal		0.2000	32.50	6.50	
0290130022	AGUA		m3		0.2000	10.00	2.00	8.50
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo			5.0000	2.05	0.10
0.10								
Partida	01.04.01.09.04	IZAJE VERTICAL PARA ESTRUCTURA PUENTE						
Rendimiento	und/DIA	0.0150	EQ.	0.0150	Costo unitario directo por : und			483,908.55
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra								
0101010007	RIGER DE GRUA		hh	1.0000	533.3333	15.39	8,208.00	
0101010008	PERSONAL AUXILIAR DE MECANICA PARA GRUAS		hh	1.0000	533.3333	18.36	9,792.00	
0101010009	TECNICO OPERADOR DE TORRE GRUA		hh	0.2500	133.3333	18.36	2,448.00	
0101010010	TECNICO EN MECANICA DE GRUAS		hh	0.2500	133.3333	18.36	2,448.00	22,896.00
Materiales								
0201010022	ACEITE HIDRAULICO		gal		50.0000	49.41	2,470.50	
0201020006	GRASA PARA RODAMIENTOS		kg		45.0000	15.50	697.50	
0201040001	PETROLEO D-2		gal		1,272.0000	12.25	15,582.00	
0246230001	ACCESORIOS EN JUEGOS		und		0.6000	9,090.91	5,454.55	
0292050001	JAULA PARA MONTAJE Y DESMONTAJE		und		1.0000	5,400.00	5,400.00	29,604.55
Equipos								
0301210006	GRUA TELESCOPICA 100 ton		hm	0.0200	10.6667	500.18	5,335.27	
0301210007	GRUA TORRE		und		1.0000	190,472.73	190,472.73	
0301220012	CAMION SEMITRAILER 6x4 330HP 40 ton		vje		15.0000	6,500.00	97,500.00	
0301250004	GRUPO ELECTROGENO DE 56 KW		hm	1.8000	960.0000	80.00	76,800.00	
0303010023	MANO DE OBRA PARA MONTAJE DE GRUA TORRE		glb		1.0000	41,300.00	41,300.00	
0303010024	CIMENTACION GRUA TORRE		glb		1.0000	20,000.00	20,000.00	

							431,408.0
							0
Partida	01.04.01.09.05		PINTURA BITUMINOSA PARA ESTRUCTURAS ENTERRADAS				
Rendimiento	m2/DIA	30.0000	EQ.	30.0000	Costo unitario directo por : m2		16.50
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0267	21.48	0.57
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.2667	18.36	4.90
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.5333	13.84	7.38
							12.85
	Materiales						
02010500010001	ASFALTO RC-250		gal		0.2500	9.44	2.36
							2.36
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		10.0000	12.85	1.29
							1.29

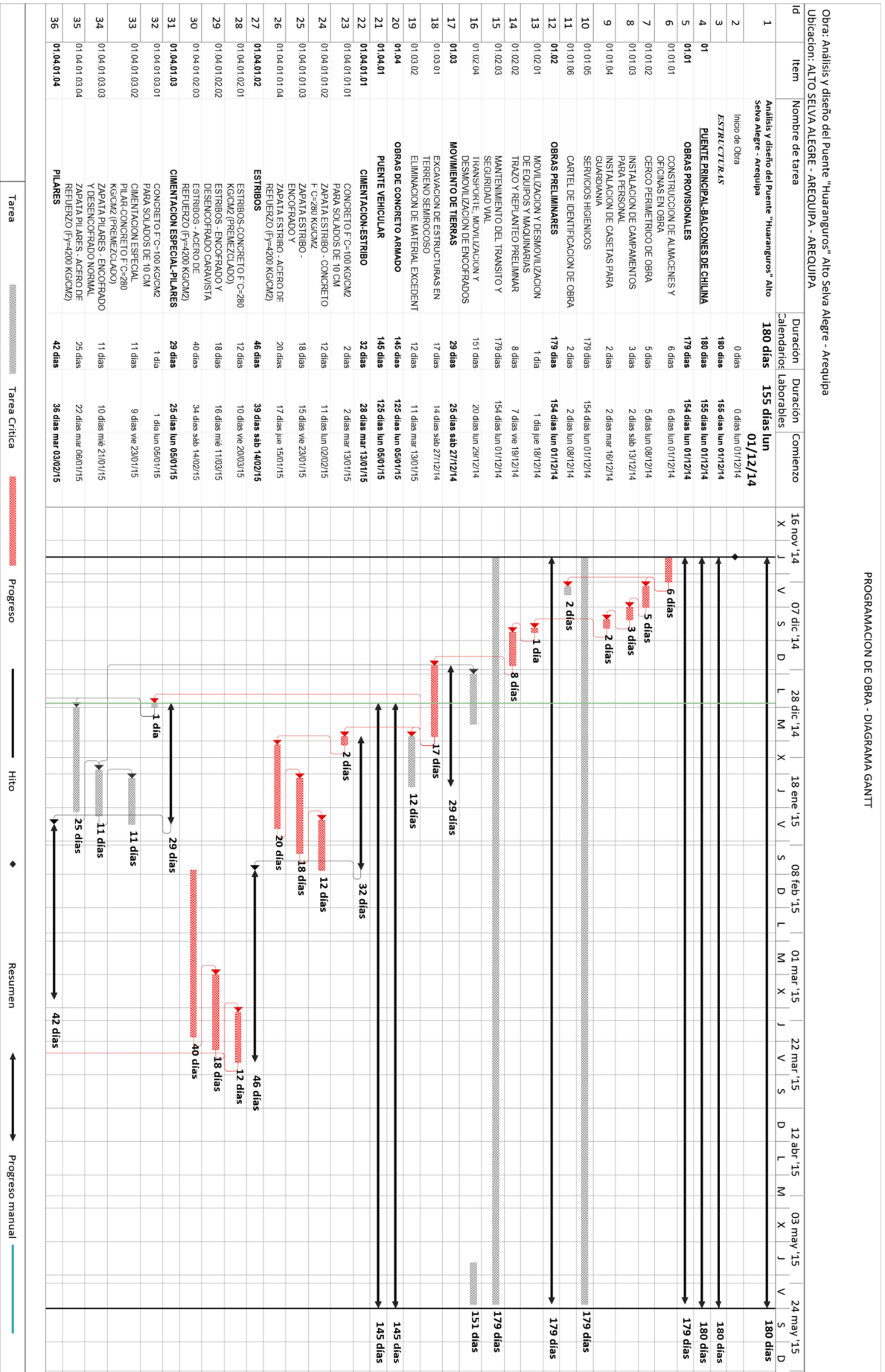


5.3. Presupuesto de Obra

Presupuesto	Presupuesto					
Subpresupuesto	ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PUENTE "HUARANGUROS" ALTO SELVA ALEGRE-AREQUIPA					
Lugar	001 ESTRUCTURAS					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	
01	PUENTE PRINCIPAL-BALCONES DE CHILINA				12,710,953.30	
01.01	OBRAS PROVISIONALES				169,540.96	
01.01.01	CONSTRUCCION DE ALMACENES Y OFICINAS EN OBRA	m2	1,250.00	91.63	114,537.50	
01.01.02	CERCO PERIMETRICO DE OBRA	m	720.00	19.31	13,903.20	
01.01.03	INSTALACION DE CAMPAMENTOS PARA PERSONAL	und	2.00	8,600.00	17,200.00	
01.01.04	INSTALACION DE CASETAS PARA GUARDIANA	und	2.00	1,500.00	3,000.00	
01.01.05	SERVICIOS HIGIENICOS	mes	6.00	3,000.00	18,000.00	
01.01.06	CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA	und	2.00	1,450.13	2,900.26	
01.02	OBRAS PRELIMINARES				956,208.68	
01.02.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y MAQUINARIAS	glb	1.00	90,000.00	90,000.00	
01.02.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	6,673.64	2.59	17,284.73	
01.02.03	MANTENIMIENTO DEL TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	mes	6.00	40,110.72	240,664.32	
01.02.04	TRANSPORTE, MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE ENCOFRADOS	glb	1.00	608,259.63	608,259.63	
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				723,707.27	
01.03.01	EXCAVACION DE ESTRUCTURAS EN TERRENO SEMIROCOSO	m3	6,505.00	85.20	554,226.00	
01.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	9,107.00	18.61	169,481.27	
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				10,861,496.39	
01.04.01	PUENTE VEHICULAR				10,861,496.39	
01.04.01.01	CIMENTACION-ESTRIBO				479,864.20	
01.04.01.01.01	CONCRETO F'C=100 KG/CM2 PARA SOLADOS DE 10 CM	m2	442.53	34.44	15,240.73	
01.04.01.01.02	ZAPATA ESTRIBO - CONCRETO F'C=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)	m3	616.88	405.52	250,157.18	
01.04.01.01.03	ZAPATA ESTRIBO - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	284.87	52.26	14,887.31	
01.04.01.01.04	ZAPATA ESTRIBO - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)	kg	42,105.27	4.74	199,578.98	
01.04.01.02	ESTRIBOS				2,261,105.96	
01.04.01.02.01	ESTRIBOS-CONCRETO F'C=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)	m3	1,553.28	418.84	650,575.80	
01.04.01.02.02	ESTRIBOS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	m2	3,836.66	212.15	813,947.42	
01.04.01.02.03	ESTRIBOS - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)	kg	168,055.43	4.74	796,582.74	
01.04.01.03	CIMENTACION ESPECIAL-PILARES				1,591,001.37	
01.04.01.03.01	CONCRETO F'C=100 KG/CM2 PARA SOLADOS DE 10 CM	m2	618.19	34.44	21,290.46	
01.04.01.03.02	CIMENTACION ESPECIAL PILAR-CONCRETO F'C=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)	m2	2,248.52	410.67	923,399.71	
01.04.01.03.03	ZAPATA PILARES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	1,181.50	230.97	272,891.06	
01.04.01.03.04	ZAPATA PILARES - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)	kg	78,780.62	4.74	373,420.14	
01.04.01.04	PILARES				1,720,203.26	
01.04.01.04.01	PILARES - CONCRETO F'C=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)	m3	764.34	418.84	320,136.17	
01.04.01.04.02	PILARES - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	m2	2,584.86	191.37	494,664.66	
01.04.01.04.03	PILARES - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)	kg	191,013.17	4.74	905,402.43	
01.04.01.05	FALSO PUENTE				1,861,517.57	
01.04.01.05.01	FALSO PUENTE-ESTRUCTURA DE SOPORTE	m2	1,192.73	1,560.72	1,861,517.57	
01.04.01.06	VIGA CAJON				1,641,740.56	
01.04.01.06.01	VIGA CAJON-CONCRETO F'C=350 KG/CM2 (PREMEZCLADO)	m3	827.62	437.12	361,769.25	
01.04.01.06.02	VIGA CAJON-ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	m2	2,956.08	111.13	328,509.17	
01.04.01.06.03	VIGA CAJON-ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)	kg	200,730.41	4.74	951,462.14	
01.06.01.07	BARRERAS NEW JERSEY				79,202.48	
01.06.01.07.01	BARRERA NEW JERSEY - CONCRETO F'C=280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)	m3	56.55	396.83	22,440.74	
01.06.01.07.02	BARRERAS NEW JERSEY - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	m2	489.91	58.40	28,610.74	
01.06.01.07.03	BARRERA DE NEW JERSEY - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)	kg	5,939.03	4.74	28,151.00	
01.06.01.08	MURETE ARMADO EN PUENTE				25,784.40	
01.06.01.08.01	MURETE ARMADO - CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	18.67	396.83	7,408.82	
01.06.01.08.02	MURETE ARMADO - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	m2	248.89	58.40	14,535.18	
01.06.01.08.03	MURETE ARMADO - ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM2)	kg	810.21	4.74	3,840.40	
01.04.01.07	OTROS				1,201,076.59	
01.04.01.07.01	DISPOSITIVO DE APOYO DE NEOPRENO	und	6.00	10,649.01	63,894.06	
01.04.01.07.02	PRUEBA DE CARGA SUPERESTRUCTURA PUENTE PRINCIPAL	und	1.00	21,543.81	21,543.81	
01.04.01.07.03	IZAJE VERTICAL PARA ESTRUCTURA PUENTE	und	2.00	483,908.55	967,817.10	
01.04.01.07.04	CURADO DE CONCRETO	m2	11,824.39	10.65	125,929.75	
01.04.01.07.05	PINTURA BITUMINOSA PARA ESTRUCTURAS ENTERRADAS	m2	1,326.78	16.50	21,891.87	
	COSTO DIRECTO				12,710,953.30	
	GASTOS GENERALES (10%)				1,271,095.33	
	UTILIDAD (7%)				889,766.73	
	SUBTOTAL				14,871,815.36	
	IGV (18%)				2,676,926.76	
	TOTAL PRESUPUESTO				17,548,742.12	
SON :	DIECISIETE MILLONES QUINIENTOS CUARENTA Y OCHO MIL SETECIENTOS CUARENTA Y DOS Y 12/100 NUEVOS SOLES					

5.4. Programación de Obra

PROGRAMACION DE OBRA - DIAGRAMA GANTT

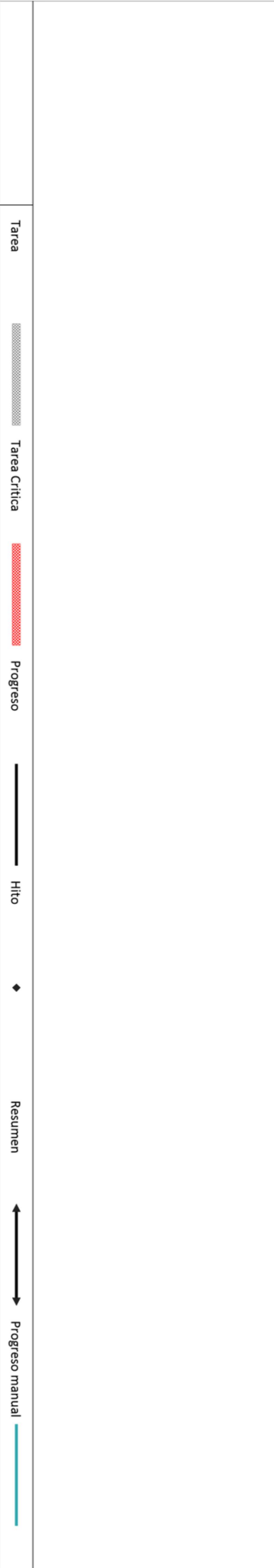


PROGRAMACION DE OBRA - DIAGRAMA GANTT

Obra: Analisis y diseño del Puente "Huaranguros" Alto Selva Alegre - Arequipa

Ubicación: ALTO SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA

Id	Item	Nombre de tarea	Duración Calendario	Duración Laborables	Comienzo	16 nov '14	07 dic '14	28 dic '14	18 ene '15	08 feb '15	01 mar '15	22 mar '15	12 abr '15	03 may '15	24 may '15
37	01.04.01.04.01	PILARES - CONCRETO F.C-280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)	36 dias	6 dias lun 08/02/15		X									
38	01.04.01.04.02	PILARES - ENCOFRADO Y DESMOLDADO CARAVINISTA	37 dias	12 dias vie 08/02/15											
39	01.04.01.04.03	MURETE ARMADO - ACERO DE REFUERZO (F _y =4200 KG/CM2)	38 dias	18 dias mar 03/02/15											
40	01.04.01.05	FALSO PUENTE	15 dias	13 dias mar 11/03/15											
41	01.04.01.05.01	FALSO PUENTE ESTRUCTURA DE SOPORTE	15 dias	13 dias mar 17/03/15											
42	01.04.01.06	VIGA CAJON	41 dias	35 dias mie 01/04/15											
43	01.04.01.06.01	VIGA CAJON-CONCRETO F.C-350 KG/CM2	3 dias	2 dias sab 08/05/15											
44	01.04.01.06.02	VIGA CAJON-ENCOFRADO Y DESMOLDADO CARAVINISTA	28 dias	24 dias mie 01/04/15											
45	01.04.01.06.03	VIGA CAJON-ACERO DE REFUERZO (F _y =4200 KG/CM2)	31 dias	27 dias mie 08/04/15											
46	01.04.01.07	BARRERAS NEW JERSEY	12 dias	11 dias mar 12/05/15											
47	01.04.01.07.01	BARRERA NEW JERSEY - CONCRETO F.C-280 KG/CM2 (PREMEZCLADO)	1 dia	1 dia sab 23/05/15											
48	01.04.01.07.02	BARRERAS NEW JERSEY - ENCOFRADO Y DESMOLDADO CARAVINISTA	8 dias	7 dias vie 15/05/15											
49	01.04.01.07.03	BARRERA DE NEW JERSEY - ACERO DE REFUERZO (F _y =4200 KG/CM2)	3 dias	3 dias mar 12/05/15											
50	01.04.01.08	MURETE ARMADO EN PUENTE	14 dias	12 dias vie 15/05/15											
51	01.04.01.08.01	MURETE ARMADO - CONCRETO F.C-280 KG/CM2	1 dia	1 dia jue 28/05/15											
52	01.04.01.08.02	MURETE ARMADO - ENCOFRADO Y DESMOLDADO CARAVINISTA	5 dias	4 dias sab 23/05/15											
53	01.04.01.08.03	MURETE ARMADO - ACERO DE REFUERZO (F _y =4200 KG/CM2)	1 dia	1 dia vie 15/05/15											
54	01.04.01.09	OTROS	144 dias	124 dias mar 06/01/15											
55	01.04.01.09.01	DISPOSITIVO DE APOYO DE NEOPRENO	1 dia	1 dia mar 17/03/15											
56	01.04.01.09.02	PUENEA DE CARGA SUPERESTRUCTURA PUENTE PRINCIPAL	1 dia	1 dia vie 28/05/15											
57	01.04.01.09.03	IZAJE VERTICAL PARA ESTRUCTURA PUENTE	142 dias	122 dias mar 06/01/15											
58	01.04.01.09.04	CURADO DE CONCRETO	142 dias	122 dias mar 06/01/15											
59	01.04.01.09.05	PINTURA BITUMINOSA PARA ESTRUCTURAS ENTERRADAS	10 dias	9 dias mie 01/04/15											
60		Termino de Obra	0 dias	0 dias vie 28/05/15											



CONCLUSIONES:

- Se diseñó correctamente un puente de concreto reforzado, con alineamiento curvo en planta, siguiendo lo estipulado en ASSTHO LRFD Bridge Desing Especifications.
- El diseño del Puente Huarangueros mejora la comunicación y transitabilidad vehicular y peatonal entre el AA.HH. Los Balcones de Chilina y el PP.JJ Independencia, del Distrito de Alto Selva Alegre - Arequipa
- La cimentación hueca cumple con varias funciones entre las que se destacan: transmitir las cargas provenientes de los pilares hacia el terreno adyacente, reducir la altura de los pilares con el objeto de optimizar el costo del encofrado, permite el pase de aguas provenientes de precipitaciones en época de lluvia y por ultimo y no por esta menos importante cumple con estabilizar los taludes de ambas márgenes de la quebrada Huarangueros.
- La sección del Pilar propuesta, es una sección rectangular hueca y está constituida por núcleos en los extremos que le brindan Ductilidad y muros de concreto que le proporcionan mayor resistencia y rigidez.
- Debido a las dimensiones del Estribo 2 (largo=18.70m, ancho=9.70m y alto=12.30m), se optó por una sección tipo cajón hueca y nervada, con la finalidad de reducir su peso, además esta configuración permite desplazar su centro de gravedad hacia la parte posterior de estos.
- Con respecto al tablero o superestructura, la sección tipo cajón hueca fue propuesta en el presente trabajo con el objeto de reducir los efectos de torsión debido a la curva que describe dicho tablero.
- La combinación que produjo las mayores demandas en el diseño del puente Huarangueros, fue la combinación del camión HS20-44 más la carga distribuida (carga viva de diseño HL-93).
- El presupuesto total del Puente Huarangueros asciende a S/. 17,548,742.12 (DIECISIETE MILLONES QUINIENTOS CUARENTA Y OCHO MIL SETECIENTOS CUARENTA Y DOS CON 12/100 NUEVOS SOLES).

- El tiempo de ejecución del puente Huarangueros según su programación de obra, será de 180 días calendario.
- Se realizó un análisis elástico multimodal o llamado también análisis modal espectral dinámico, debido a que el puente Huarangueros está clasificado como un puente esencial irregular.



RECOMENDACIONES:

- Debido a la importancia del presente trabajo desarrollado, se recomienda la ejecución del puente Huarangueros por alguna entidad pública o alguna entidad del estado, ya sea por el Gobierno Regional de Arequipa (GRA) o por la Municipalidad distrital de Alto Selva Alegre, ya sea con recursos propios o por algún convenio institucional.
- Se recomienda para zonas de alta sismicidad, secciones de columna hueca con núcleos en los extremos unidas por muros de concreto para proporcionarle mayor ductilidad y resistencia respectivamente.
- Para pilares mayores a 40.00 m de a la altura, se recomienda un sistema de encofrado deslizante, optimizando el proceso constructivo y abaratando costos de construcción.
- La normativa AASTHO LRFD Bridge Desing Especifications, recomienda realizar un estudio de microzonificación sísmica para puentes cuya longitud sea igual o mayor a los 110.00m.
- Para el diseño de la losa inferior del tablero, AASTHO LRFD Bridge Desing Especifications, recomienda:
 - Un área de acero mínima paralela a las almas igual a 0.40% del área total de la losa inferior.
 - Un área de acero mínima perpendicular a las almas igual a 0.50% del área total de la losa inferior.
- Se recomienda la correcta ejecución de la junta sísmica ubicada entre el tablero y los estribos, para evitar posibles daños estructurales ante un evento sísmico.
- Se recomienda ampliar los límites del presente proyecto (vías de acceso) con la finalidad de mejorar la infraestructura vial del distrito de alto selva alegre.

BIBLIOGRAFÍA

- Heins C.P., Lawrie R. A.; (1984); Desing of Modern Concrete Highway Bridges; John Wiles & Sons Inc; New York, USA; 635 pp.
- Richard M., Barker and Jay A. Puckett; (Third Edition 2013); Design of Highway Bridge: An LRFD Approach.
- Jai B. Kim, Robert H. Kim, Jonathan Eberle; (first Edition 2013); Simplified LRFD Bridge Design.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J.; (first edition 2007); Displacement Based Seismic Design of Strutures.
- Priestley M.J.N., Seible. F., Calvi G.M.; (first edition 1996); Seismic Design and Retrofit of Bridge.
- Vallecilla C.; (Primera edición 2006); Manual de Puentes en Concreto Reforzado.
- AASTHO LRFD Bridge design specification, 6th Edition.
- AASTHO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition.
- AASTHO LRFD Bridge Construction Specification, 3rd Edition.
- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11), 1ra Edition.
- Manual de diseño de puentes del Ministerio de transportes y comunicaciones MTC, del año 2003.
- Norma E.020, Cargas, del reglamento nacional de edificaciones, 6ta edición.
- Norma E.030, Diseño sismo resistente, del reglamento nacional de edificaciones, 6ta edición.
- Norma E.050, Suelos y cimentaciones, del reglamento nacional de edificaciones, 6ta edición.
- Norma E.060, Concreto armado, del reglamento nacional de edificaciones, 6ta edición.

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA
CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TOMO II

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE HUARANGUEROS
ALTO SELVA ALEGRE – AREQUIPA

TESIS PRESENTADO POR EL BACHILLER:
MARCO ANTONIO APAZA RODRÍGUEZ
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AREQUIPA – PERÚ

2014

LISTADO DE PLANOS

TOPOGRÁFICOS

U – 1	UBICACIÓN
TOP – 1	TOPOGRÁFICO
TR – 1	TRAZO – EJE PUENTE
TR – 2	TRAZO – PERFIL LONGITUDINAL

ARQUITECTURA

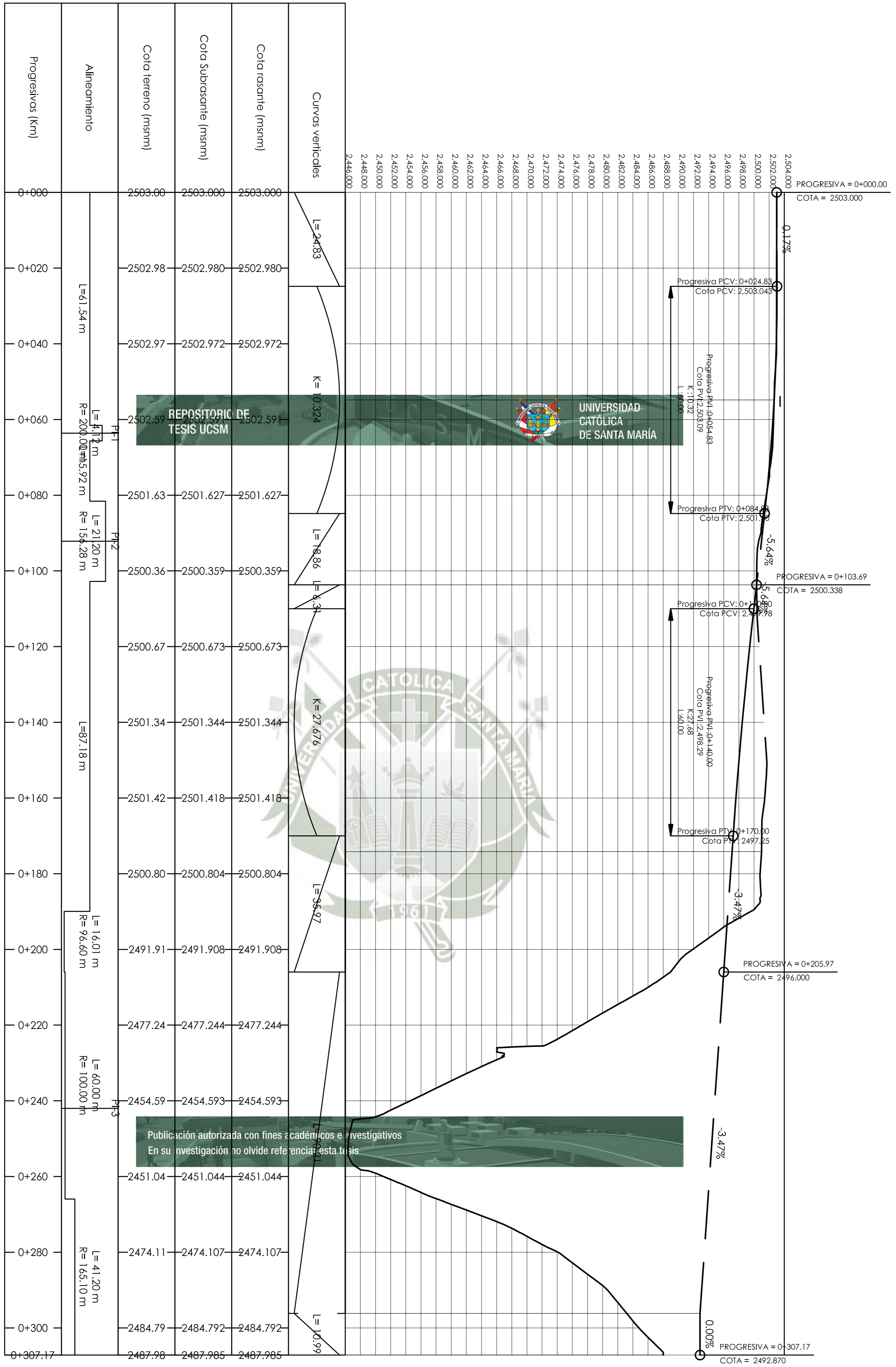
PG – 1	PLANTA GENERAL
--------	----------------

ESTRUCTURAS

EC – 1	CIMENTACIÓN_ Detalle de armaduras
EP – 1	PILAR 1-PILAR 2_ Cortes y elevaciones
EP – 2	PILAR 1_ Detalle de armaduras
EP – 3	PILAR 2_ Detalle de armaduras
EE – 1	ESTRIBO 1_ Planta, corte y elevación
EE – 2	ESTRIBO 2_ Planta, corte y elevación
EE – 3	ESTRIBO 1_ Detalle de armaduras
EE – 4	ESTRIBO 2_ Detalle de armaduras
ET – 1	TABLERO_ Planta, corte y elevación
ET – 2	TABLERO_ Planta, corte y elevación
ET – 3	TABLERO_ Planta, corte y elevación
ET – 4	TABLERO_ Planta, corte y elevación

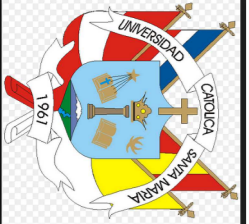
ET – 5	TABLERO _ Planta, corte y elevación
ET – 6	TABLERO _ Detalle de armaduras (1)
ET – 7	TABLERO _ Detalle de armaduras (2)
ET – 8	TABLERO _ Detalle de armaduras (3)
ET – 9	TABLERO _ Detalle de armaduras (4)
ED – 1	DETALLES _ Armadura





PERFIL LONGITUDINAL
ESC : 1/1000

calle 3
calle 2
calle 1
Estribo 1
Estribo 2



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

INSTITUCIÓN: MARCO ANTONIO APAZA RODRIGUEZ

REGIÓN: AREQUIPA

DISTRITO: ALTO SELVA ALEGRE

URBANIZACIÓN: INDEPENDENCIA ZONA A

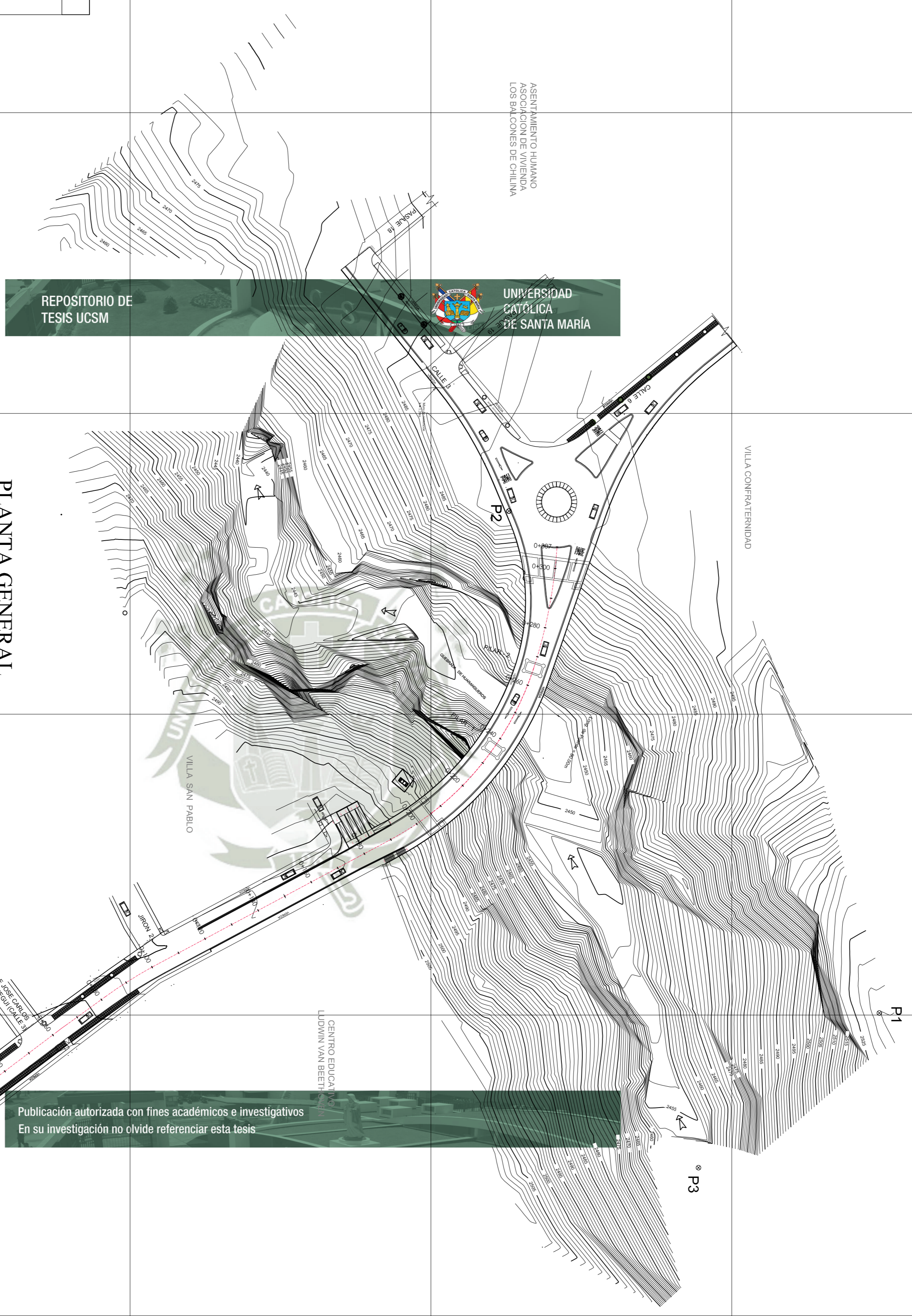
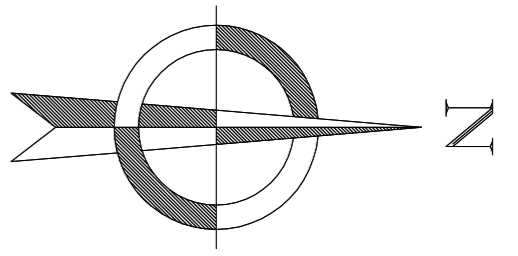
FECHA: SETIEMBRE 2014

TÍTULO DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE HUAMANCUJEROS ALTO SELVA ALEGRE AREQUIPA

TRAZO: PERFIL LONGITUDINAL

FECHA: 02-09-02

N-8189500 E-230100 E-230200 E-230300 E-230400 E-230500 E-230600 E-230700 E-230800



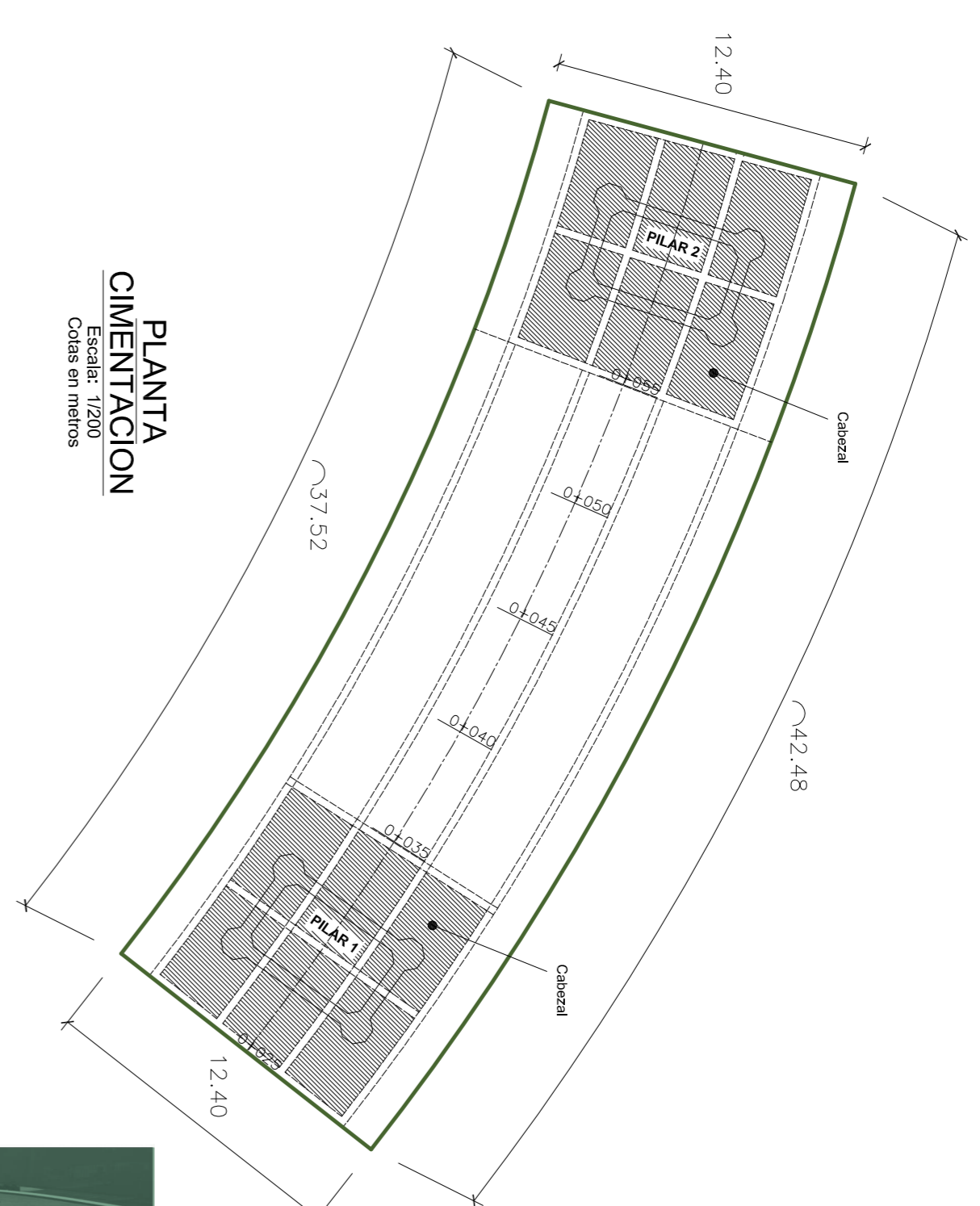
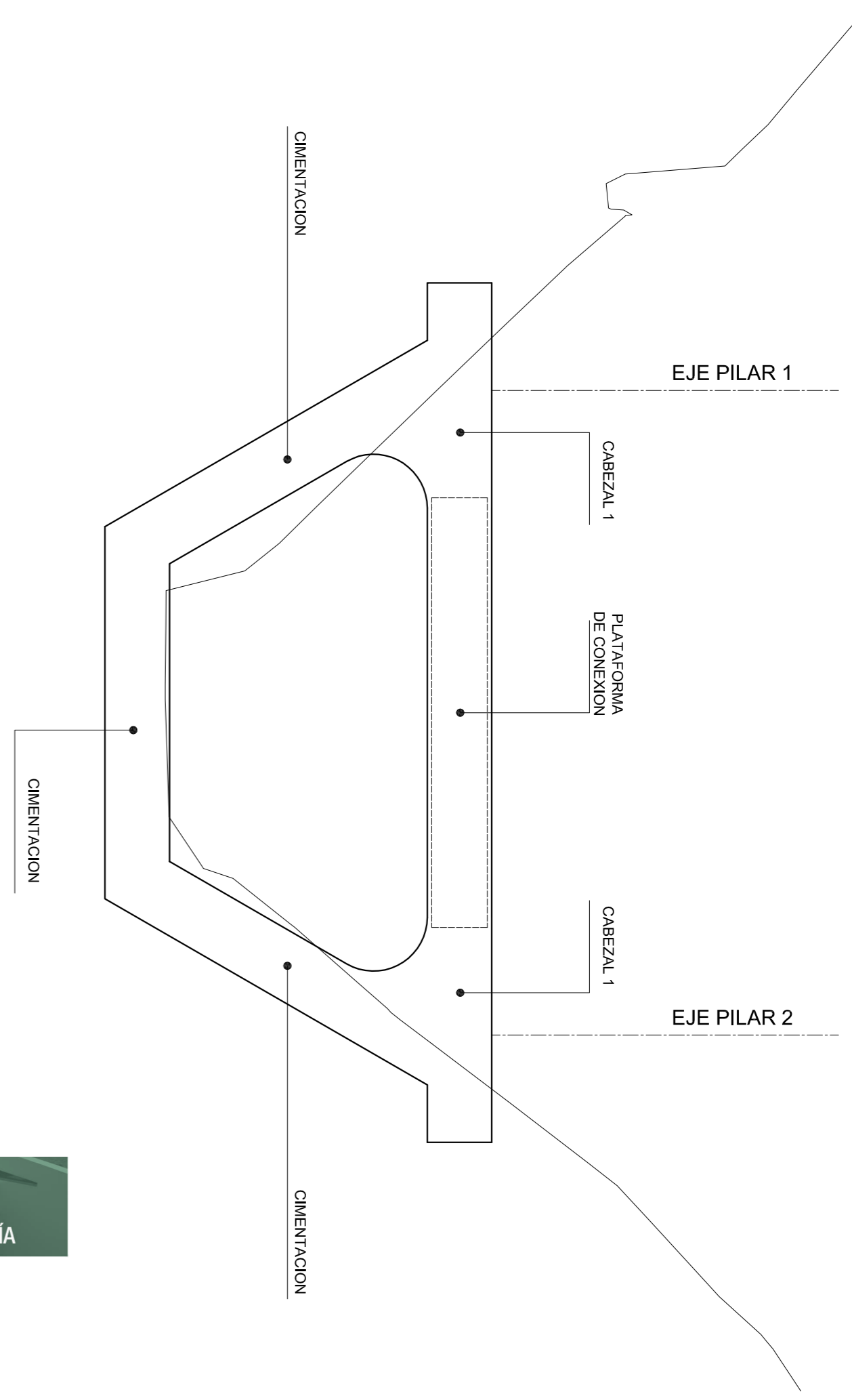
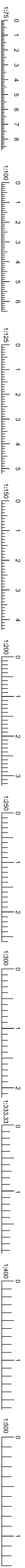
PLANTA GENERAL
ESC: 1:1000

LEYENDA	
	C. Maestras
	C. Menores
	Perifoneo
	Pilar Existente
	Buzon
	Estacion

CUADRO DE COORDENADAS			
ESTE	NORTE	PTO	
230499.334	8189449.038	P1	
230332.450	8189325.911	P2	
230550.766	8189388.931	P3	

N-8189000 E-230100 E-230200 E-230300 E-230400 E-230500 E-230600 E-230700 E-230800

	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
	NOMBRE: MARCO ANTONIO APAYZA RODRIGUEZ DISEÑO: MARCO ANTONIO APAYZA RODRIGUEZ DISEÑO: MARCO ANTONIO APAYZA RODRIGUEZ VERIFICACION: MARCO ANTONIO APAYZA RODRIGUEZ TITULO: INGENIERIA CIVIL	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE MODULO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA PLANIA GENERAL



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

- Diseño: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2012
- Construcción: AASHTO LRFD CONSTRUCTION SPECIFICATION 2012

CONCRETO

- Cimentación
- Columnas
- Columnas de Estribos
- Viga cajón
- Barrera New Jersey

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60

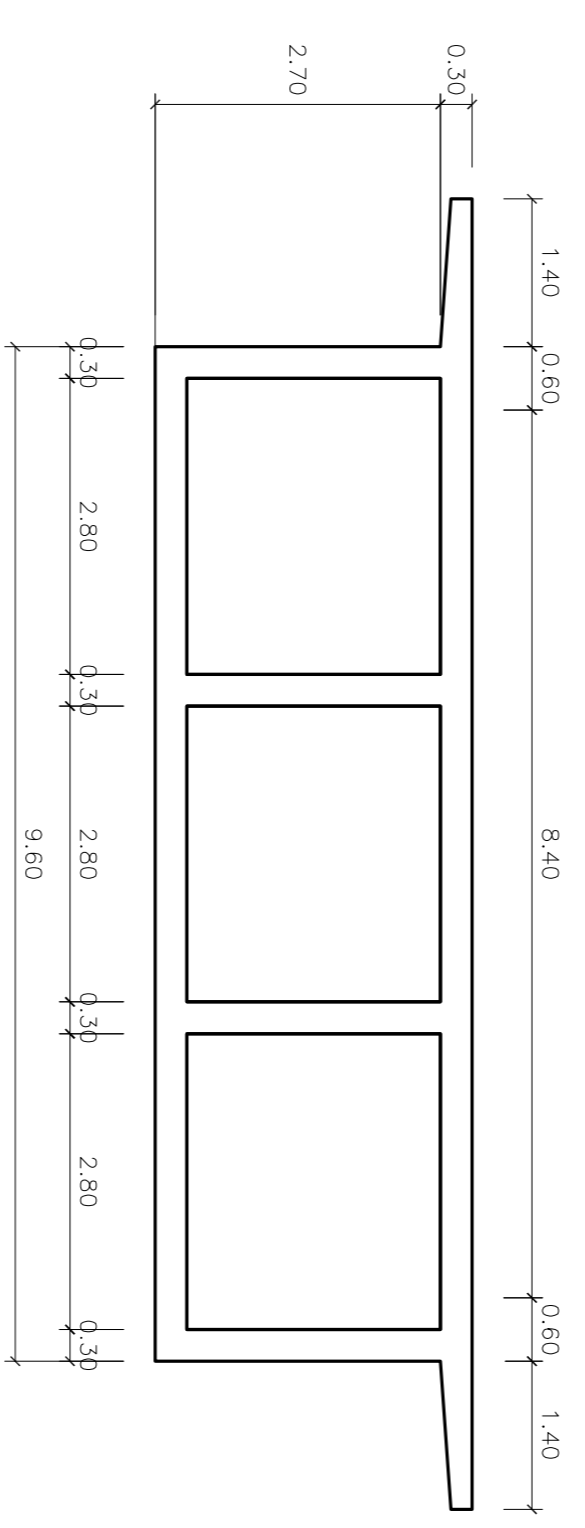
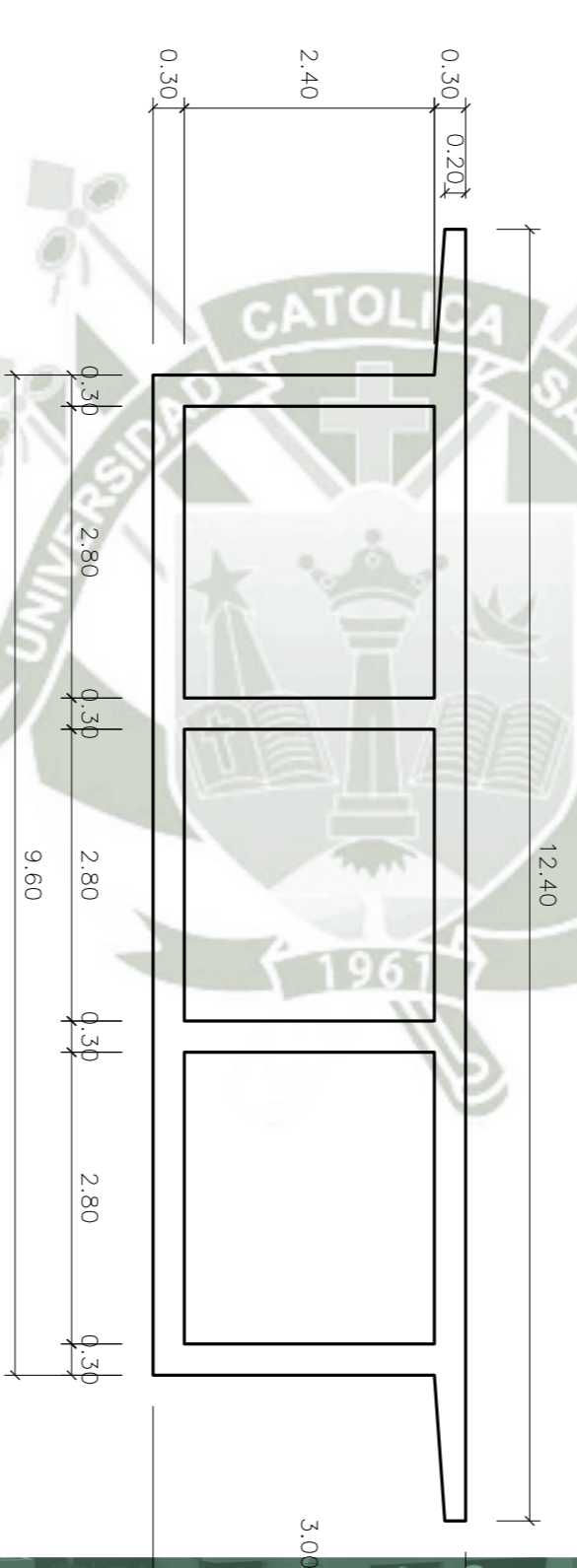
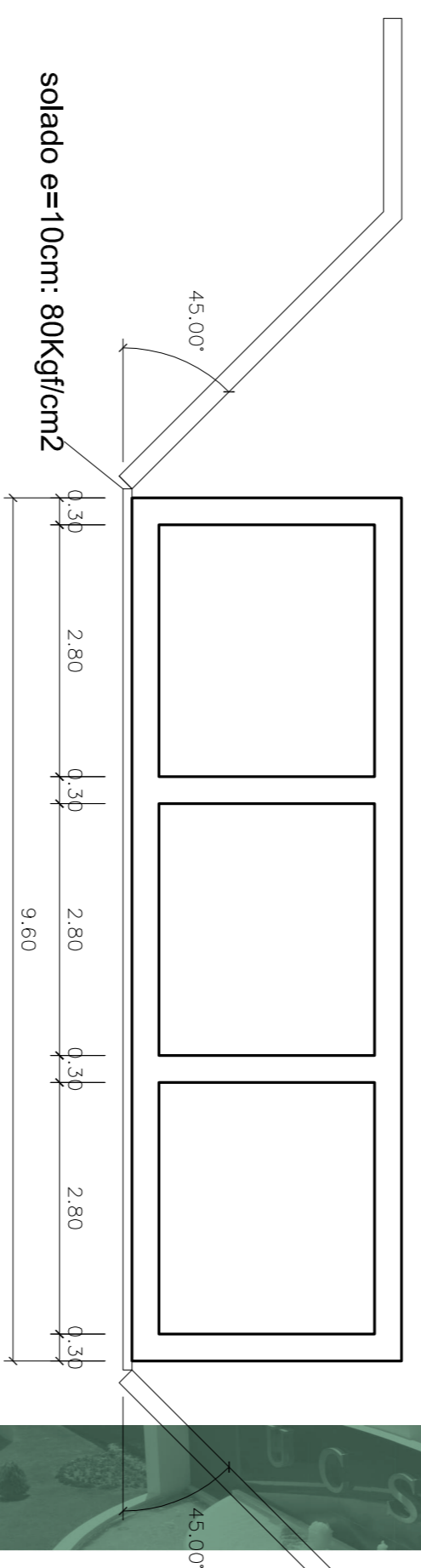
RECURRIMIENTOS MÍNIMOS

- Cimentación: 75 mm
- Cara exterior: 40 mm
- Cara interior: 40 mm
- Columna: 40 mm
- Cuerpo de estribos: 40 mm
- Viga cajón: 40 mm

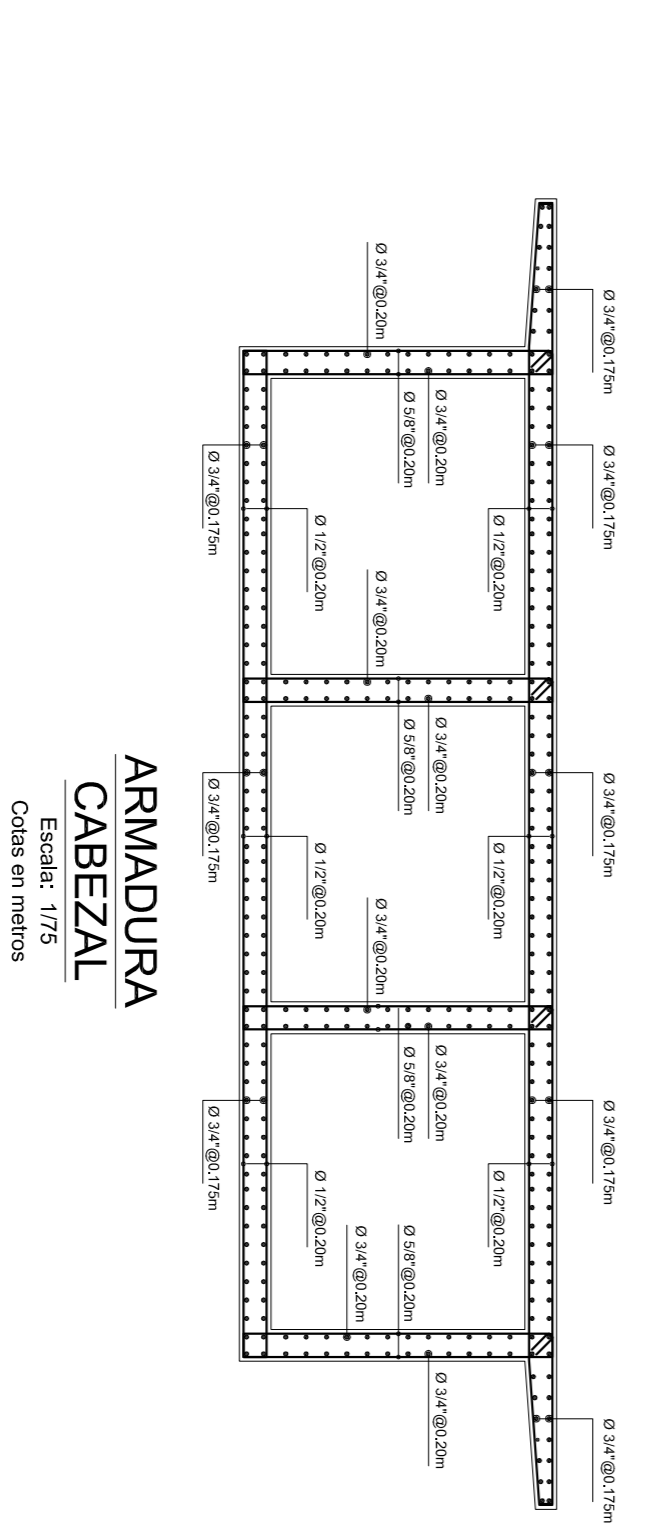
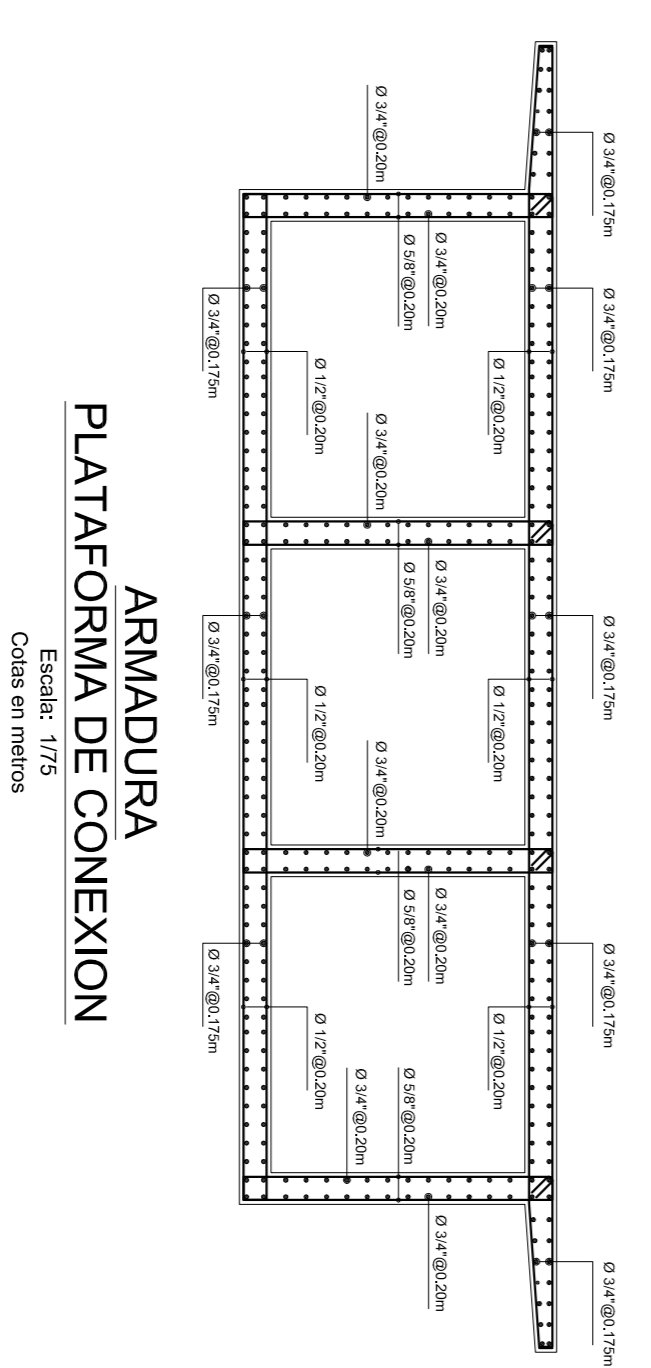
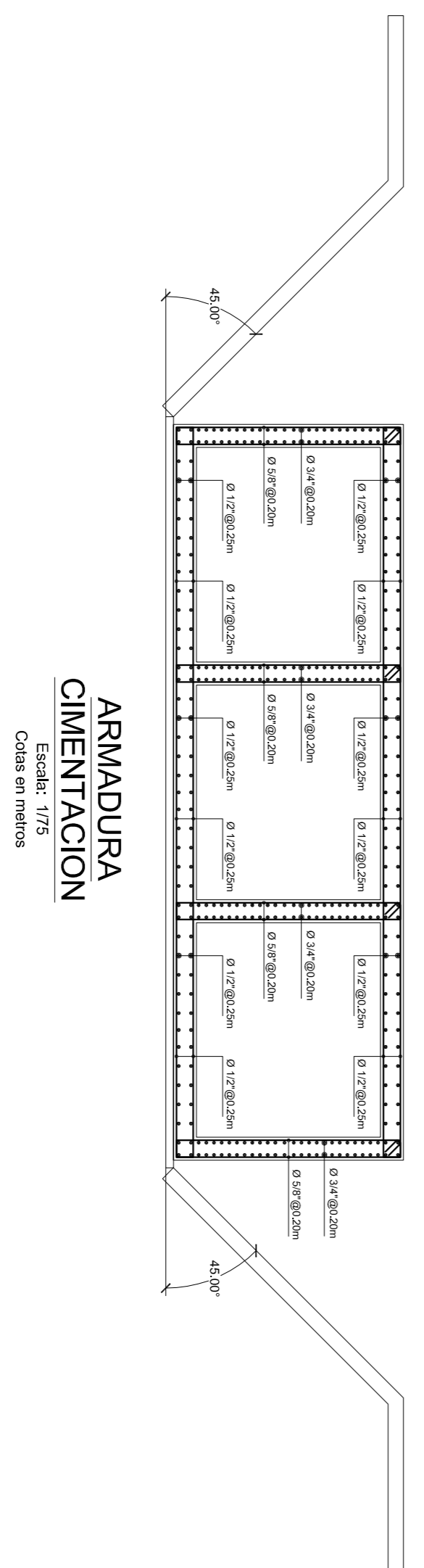
APARATOS DE APOYO

- Neopreno

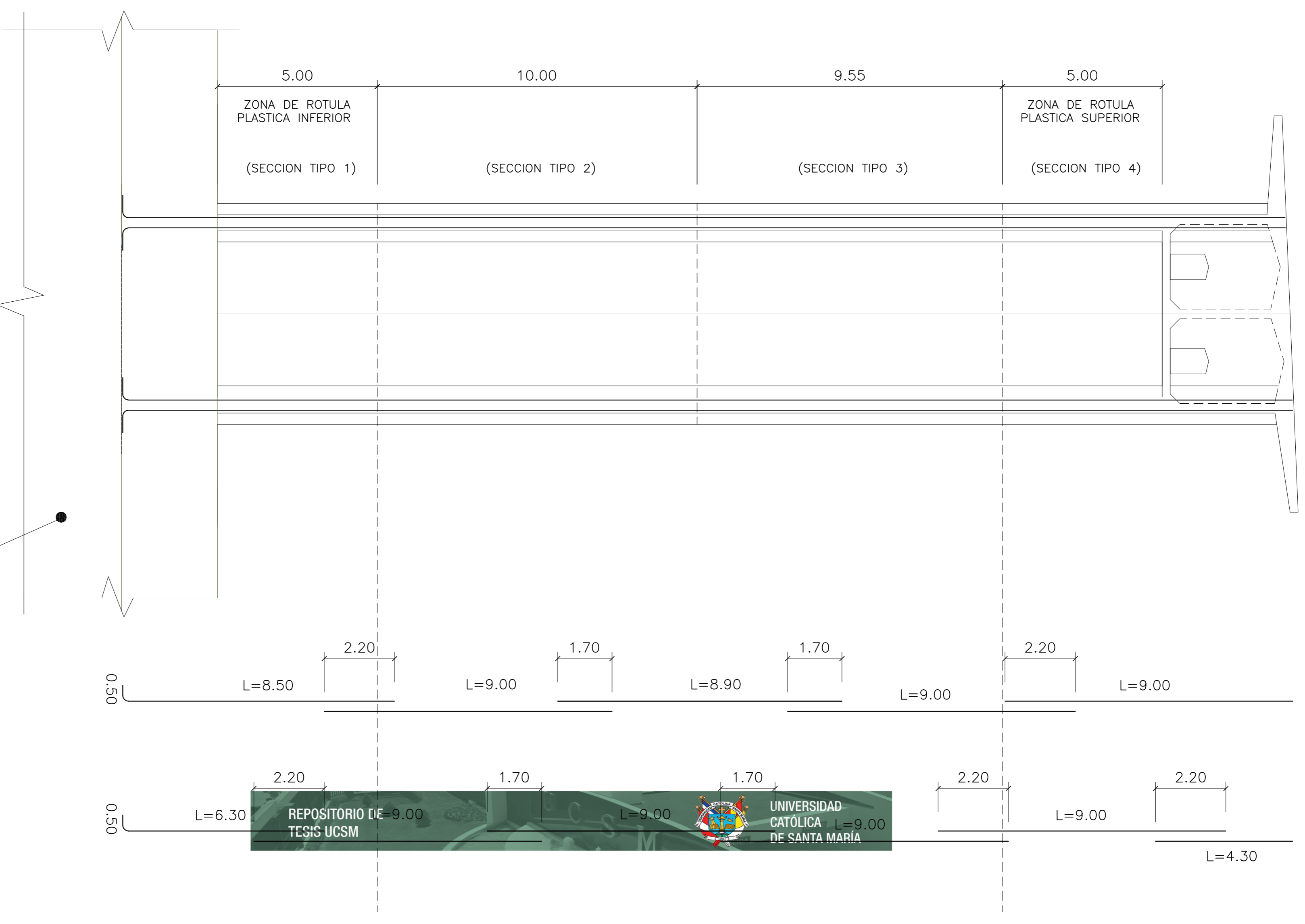
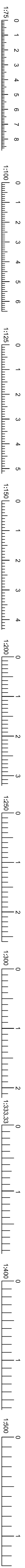
Dureza SHORE A60 +/- 5
Q = 1+/- 0,15 MPa



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

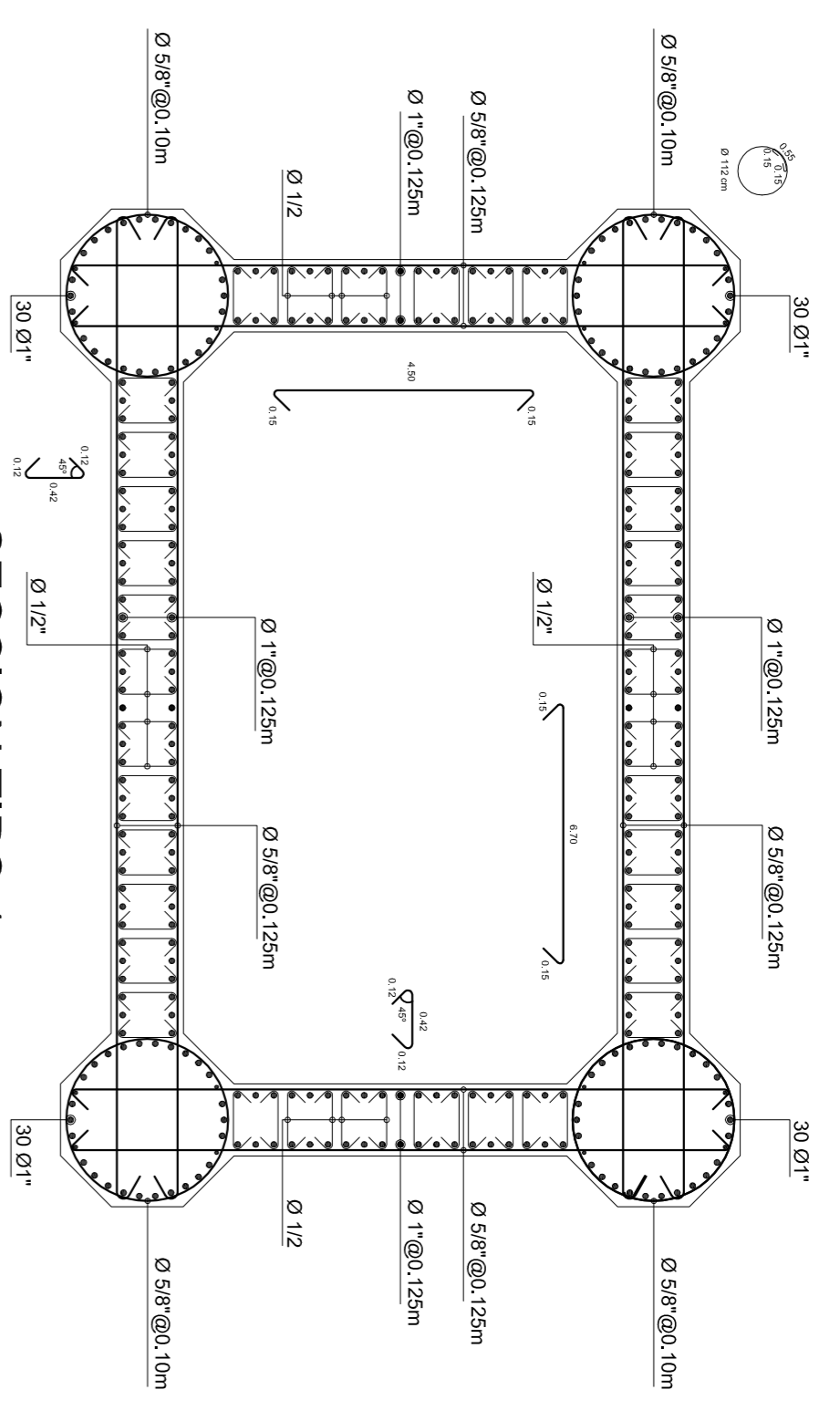


	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA PROGRAMAS PROFESIONALES DE INGENIERÍA CIVIL		MARKO ANTONIO AVAZA RODRÍGUEZ INGENIERO CIVIL INGENIERÍA CIVIL		ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL ARQUITECTURA		EC-1 01 de 01
	TÍTULO DE TESIS	AUTOR	INSTITUCIÓN	FECHA DE ENTREGA	FECHA DE DEFENSA	FECHA DE APROBACIÓN	

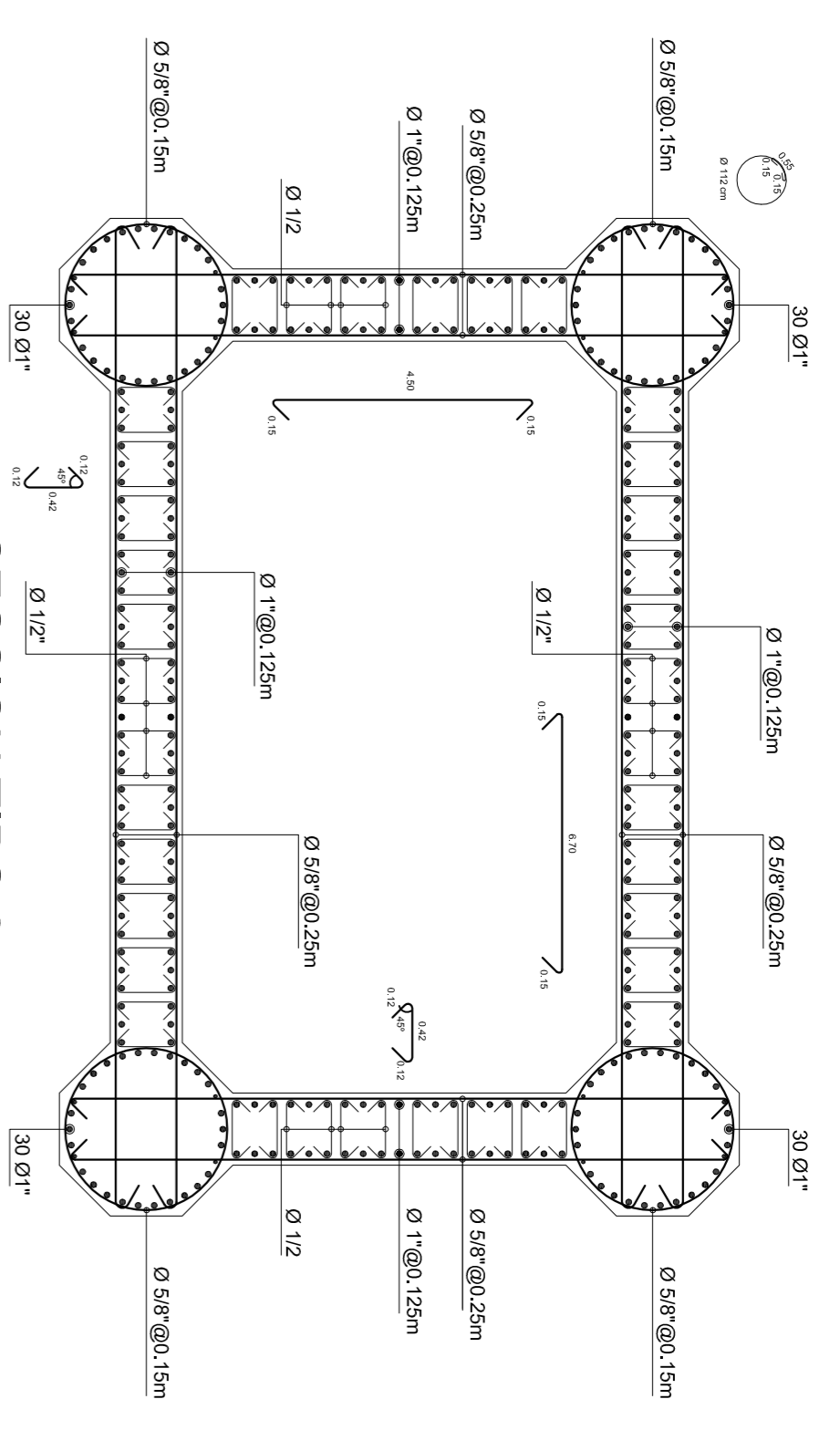


SECCION TRANSVERSAL P - 1

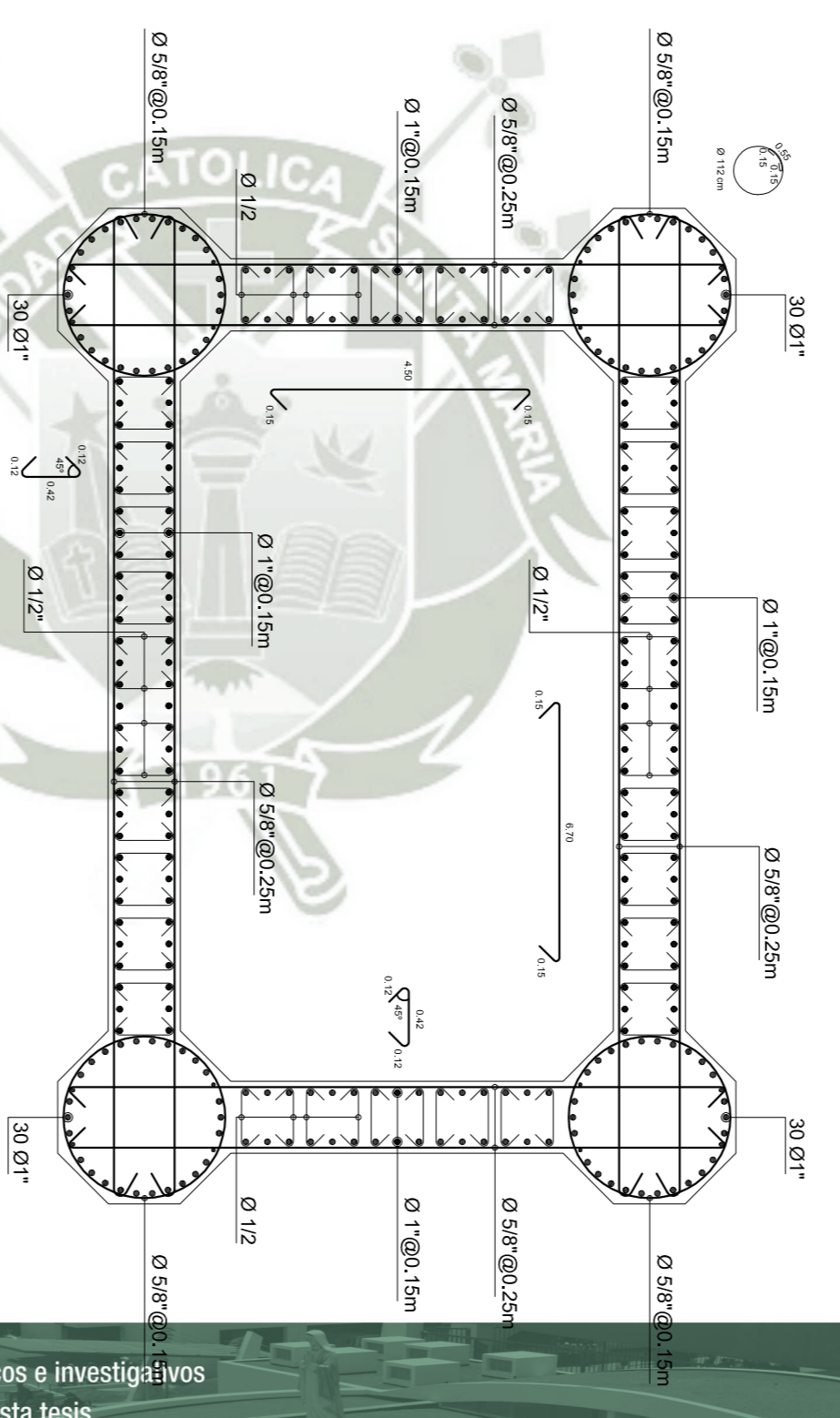
Escala: 1/100
Cotas en metros



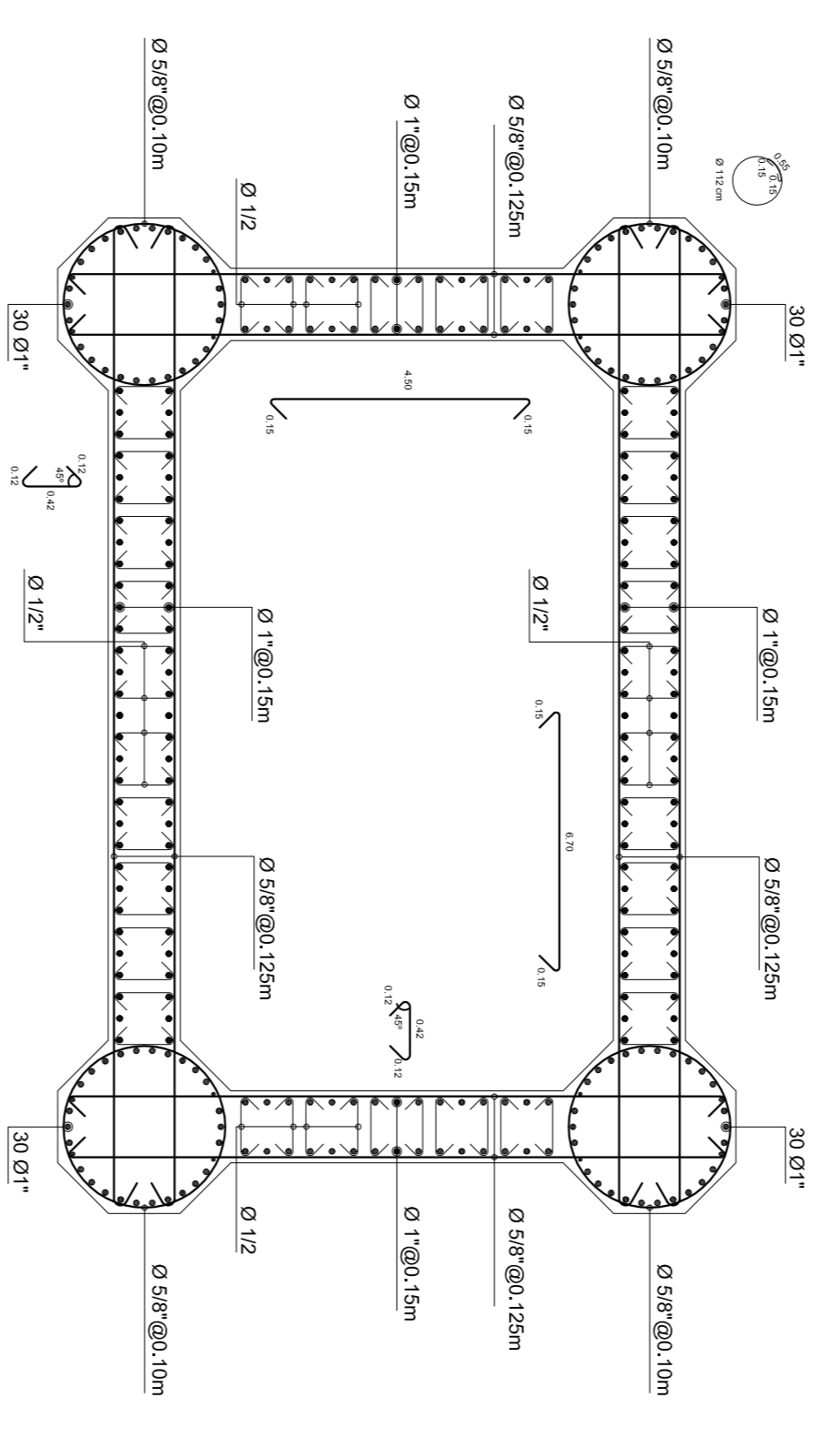
SECCION TIPO 1
Escala: 1/50
Cotas en metros



SECCION TIPO 2
Escala: 1/50
Cotas en metros



SECCION TIPO 3
Escala: 1/50
Cotas en metros



SECCION TIPO 4
Escala: 1/50
Cotas en metros

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

- Diseño: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2012
- Construcción: AASHTO LRFD CONSTRUCTION SPECIFICATION 2012

CONCRETO

- Cementación
- Columnas
- Cuerpo de estribos
- Barrera New Jersey

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60

RECURSIVOS MINIMOS

- Cementación:
 - Cara exterior: 75 mm
 - Cara interior: 40 mm
- Columna: 40 mm
- Cuerpo de estribos: 40 mm
- Viga cajón: 40 mm

APARATOS DE APOYO

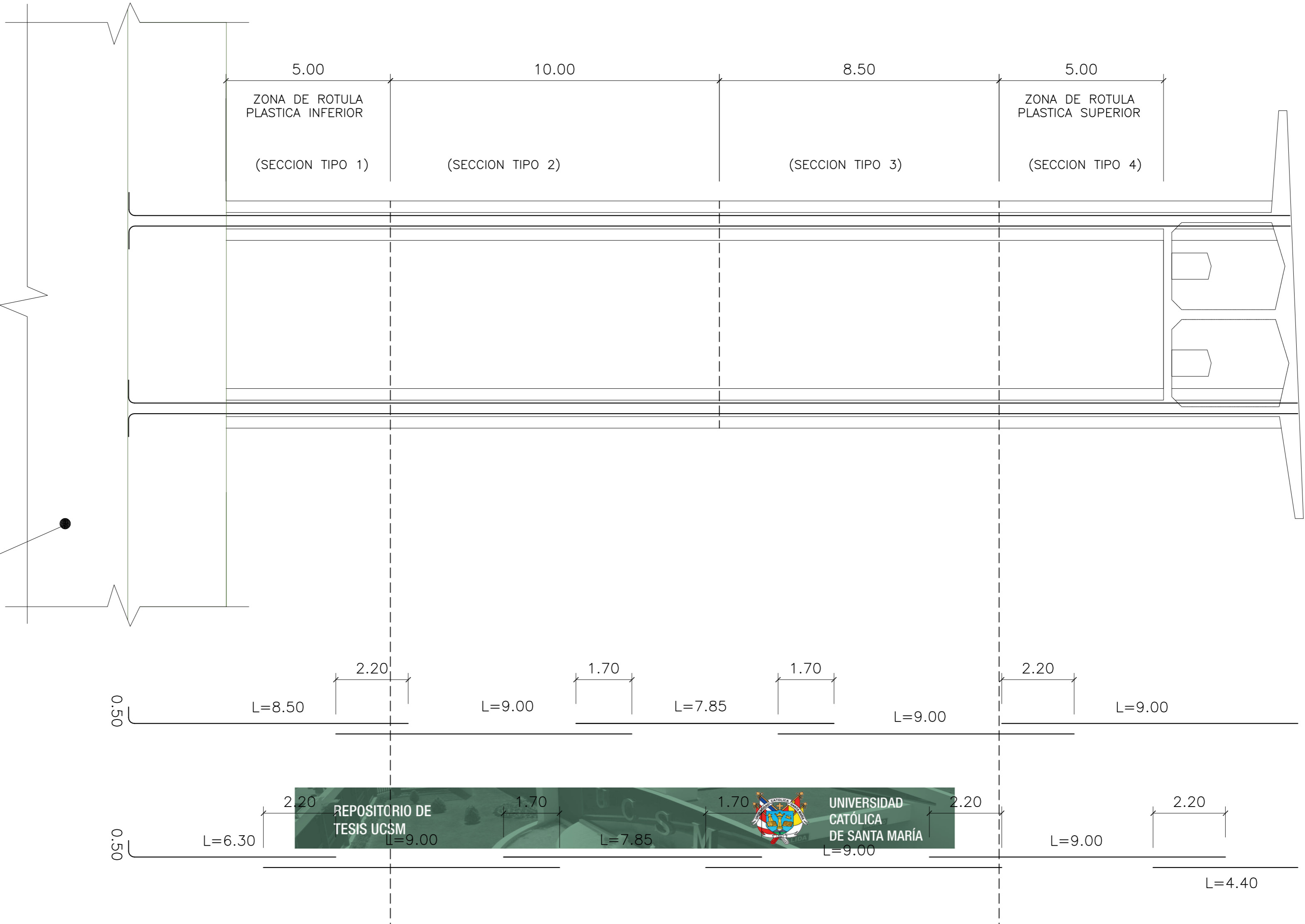
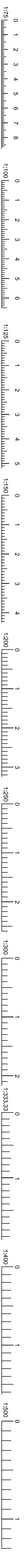
- Neopreno

Propiedades: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Dureza: SHORE A60 +/- 5, G = 1+/- 0.15 MPa.

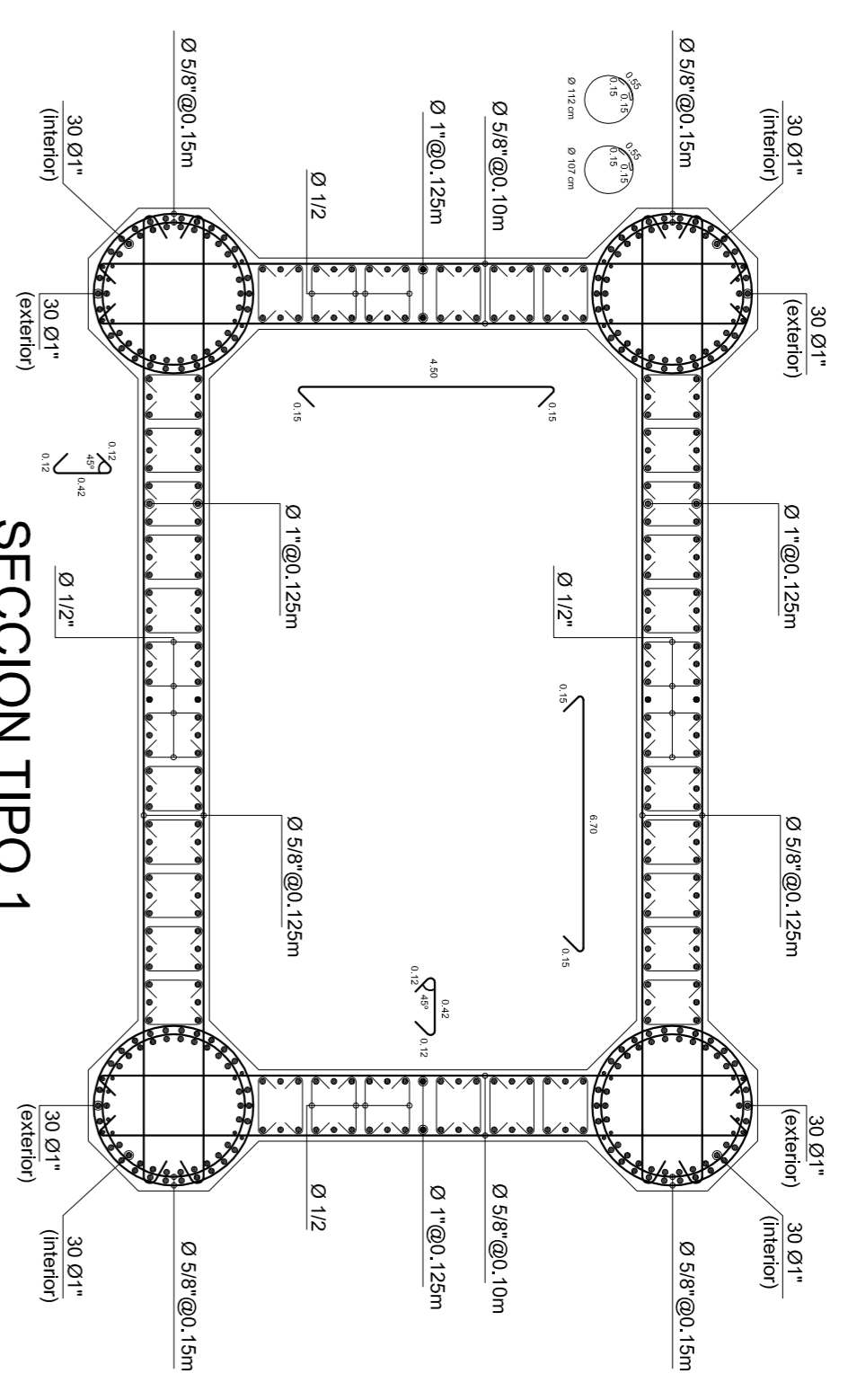
NOTA:
Los empalmes tendrán una longitud de 2.20m en zona de rotulas plásticas y 1.70m fuera de esta zona. Los empalmes serán de forma alternada, ver detalle de acero en planos.
Los empalmes de los aceros en los núcleos tendrán una longitud de 0.55m y ganchos de 0.15m, serán de forma alternada.

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

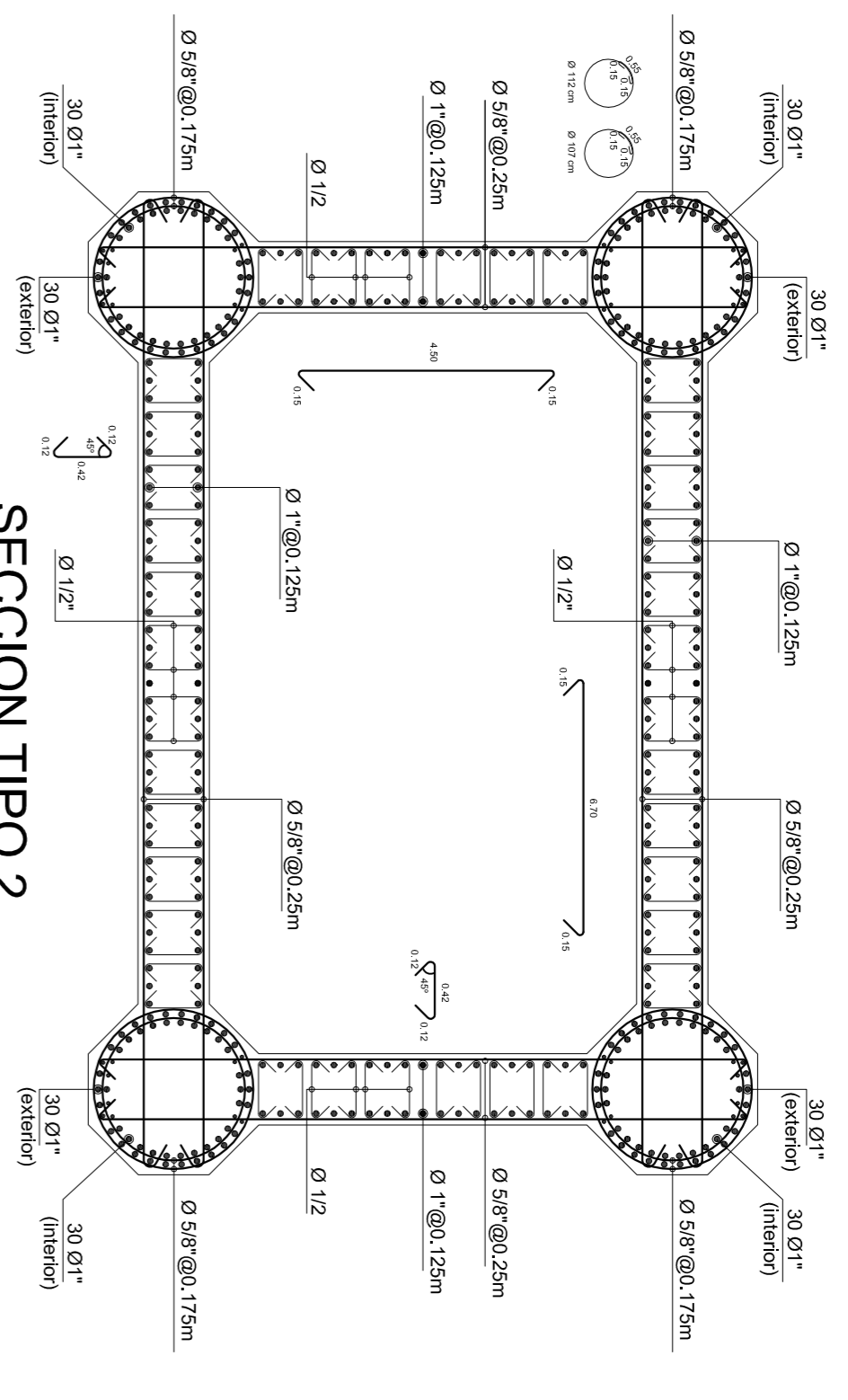


SECCION TRANSVERSAL P - 2
Escala: 1/100
Cotas en metros

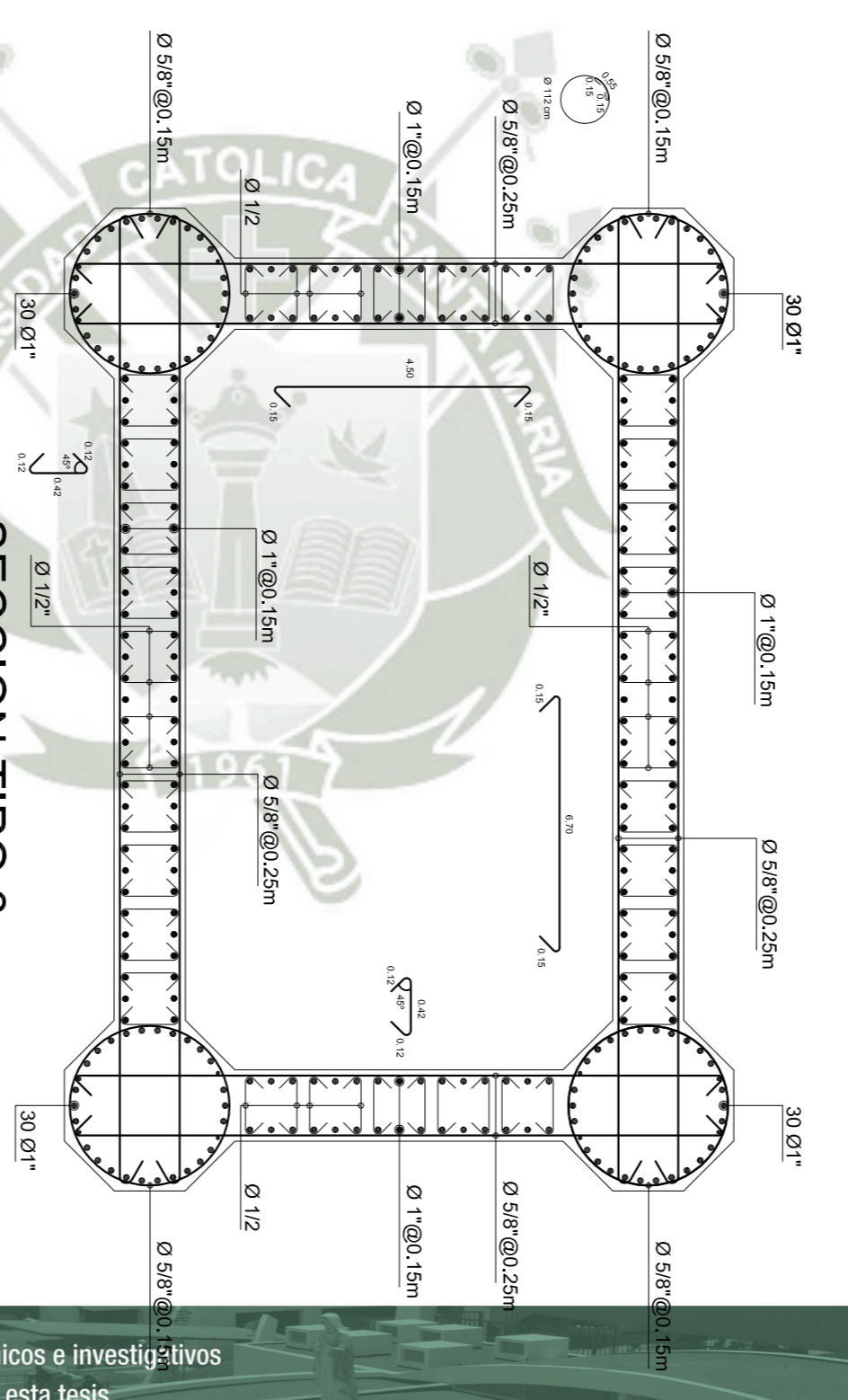
VER PLANO DE CIMENTACION



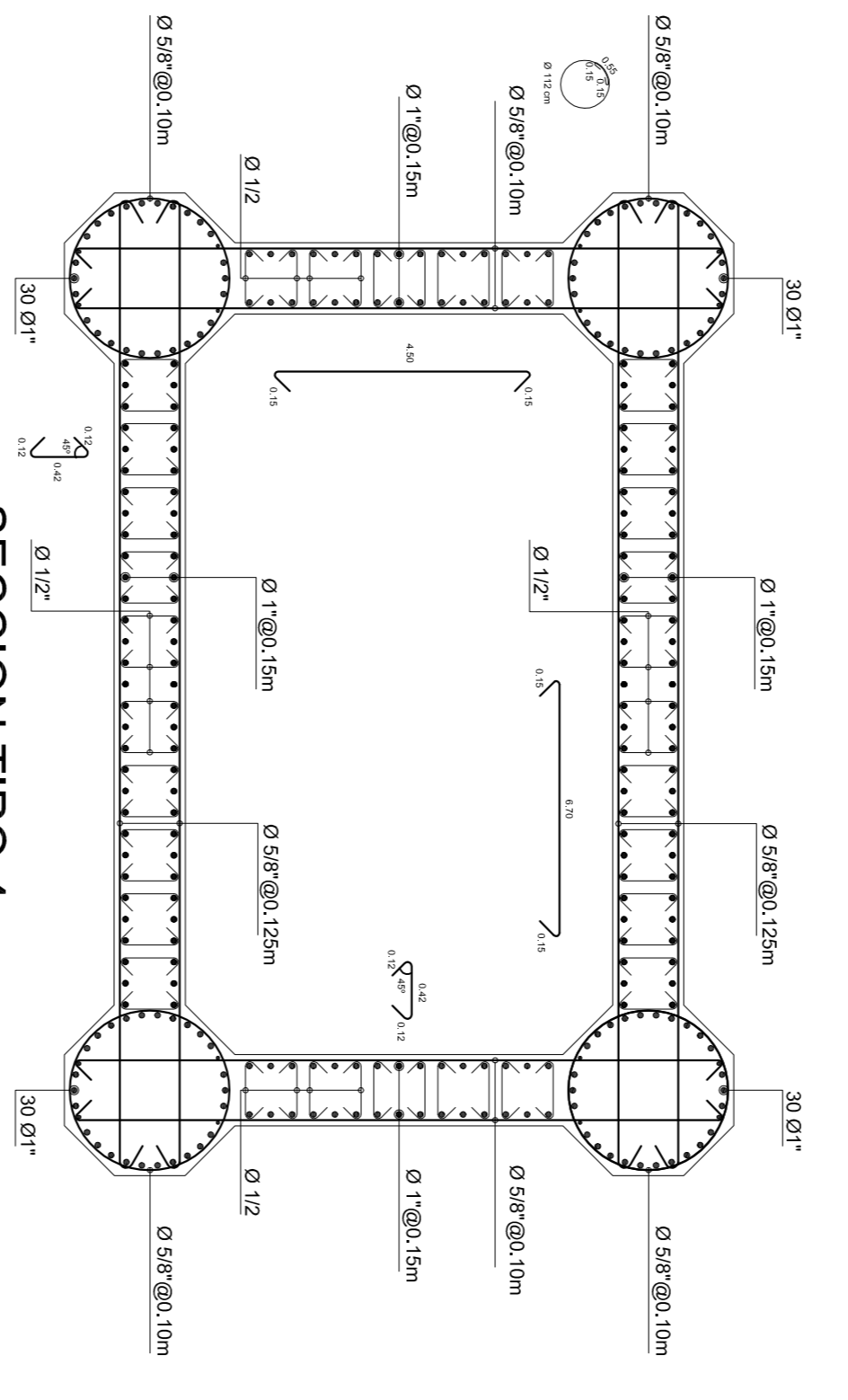
SECCION TIPO 1
Escala: 1/50
Cotas en metros



SECCION TIPO 2
Escala: 1/50
Cotas en metros



SECCION TIPO 3
Escala: 1/50
Cotas en metros



SECCION TIPO 4
Escala: 1/50
Cotas en metros

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

- Diseño: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2012
- Construcción: AASHTO LRFD CONSTRUCTION SPECIFICATION 2012

CONCRETO

- Cimentación
- Columnas
- Vigas
- Barrera New Jersey

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60

RECURSOS MINIMOS

- Cimentación: 75 mm
- Cara exterior: 40 mm
- Columna: 40 mm
- Cuerpo de castillos: 40 mm
- Viga cajón: 40 mm
- Vigas cajón: 40 mm

APARATOS DE APOYO

- Neopreno

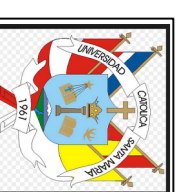
Dureza SHORE A60 +/- 5
G = 1 +/- 0.15 MPa.

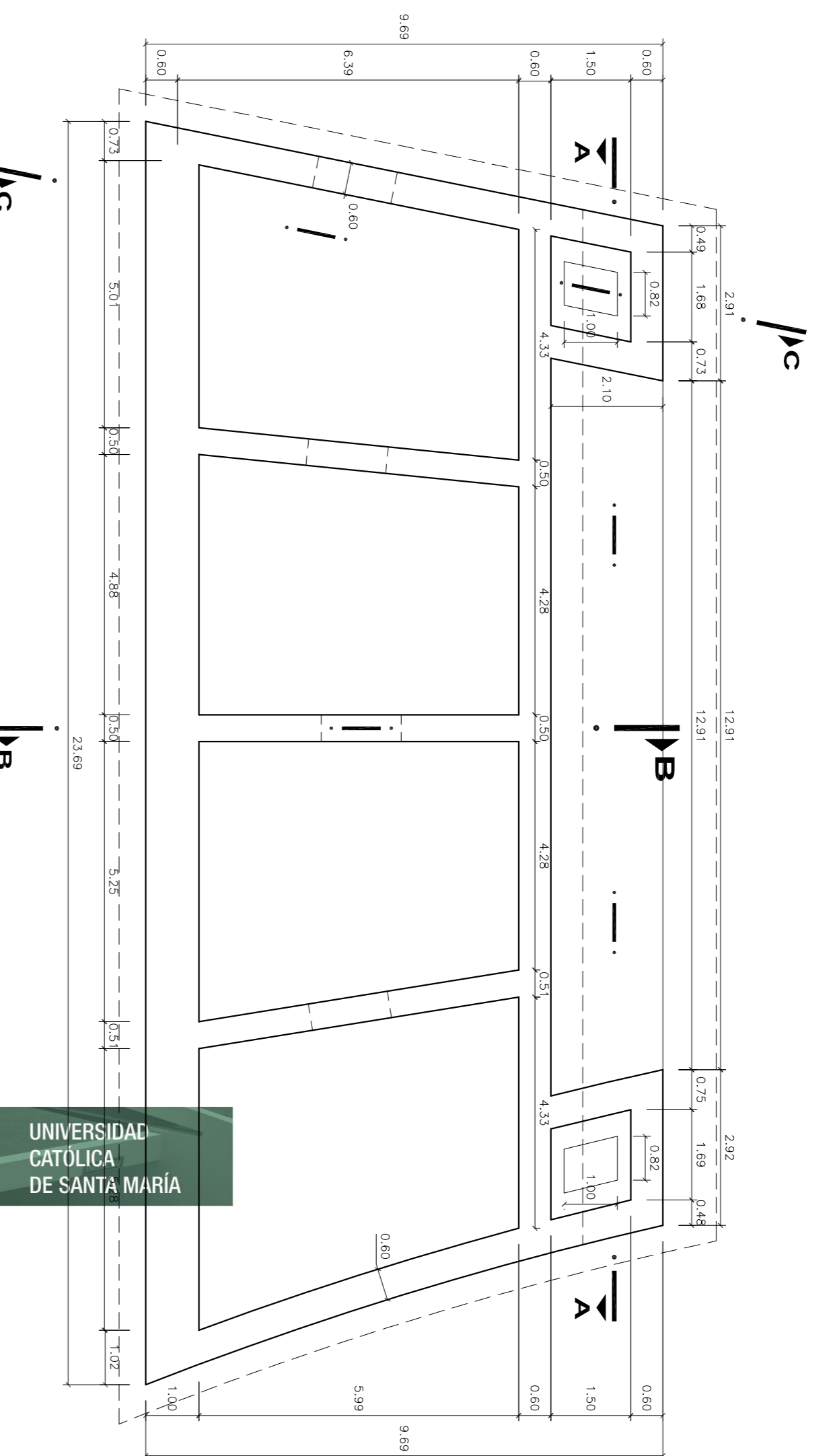
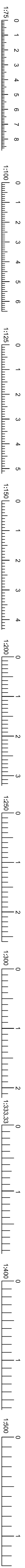
NOTA:

Los empujes tendrán una longitud de 2.20m en zona de rotulas plasticas y 1.70m fuera de esta zona, los empujes serán de forma alternada, ver detalle de acero en planos.

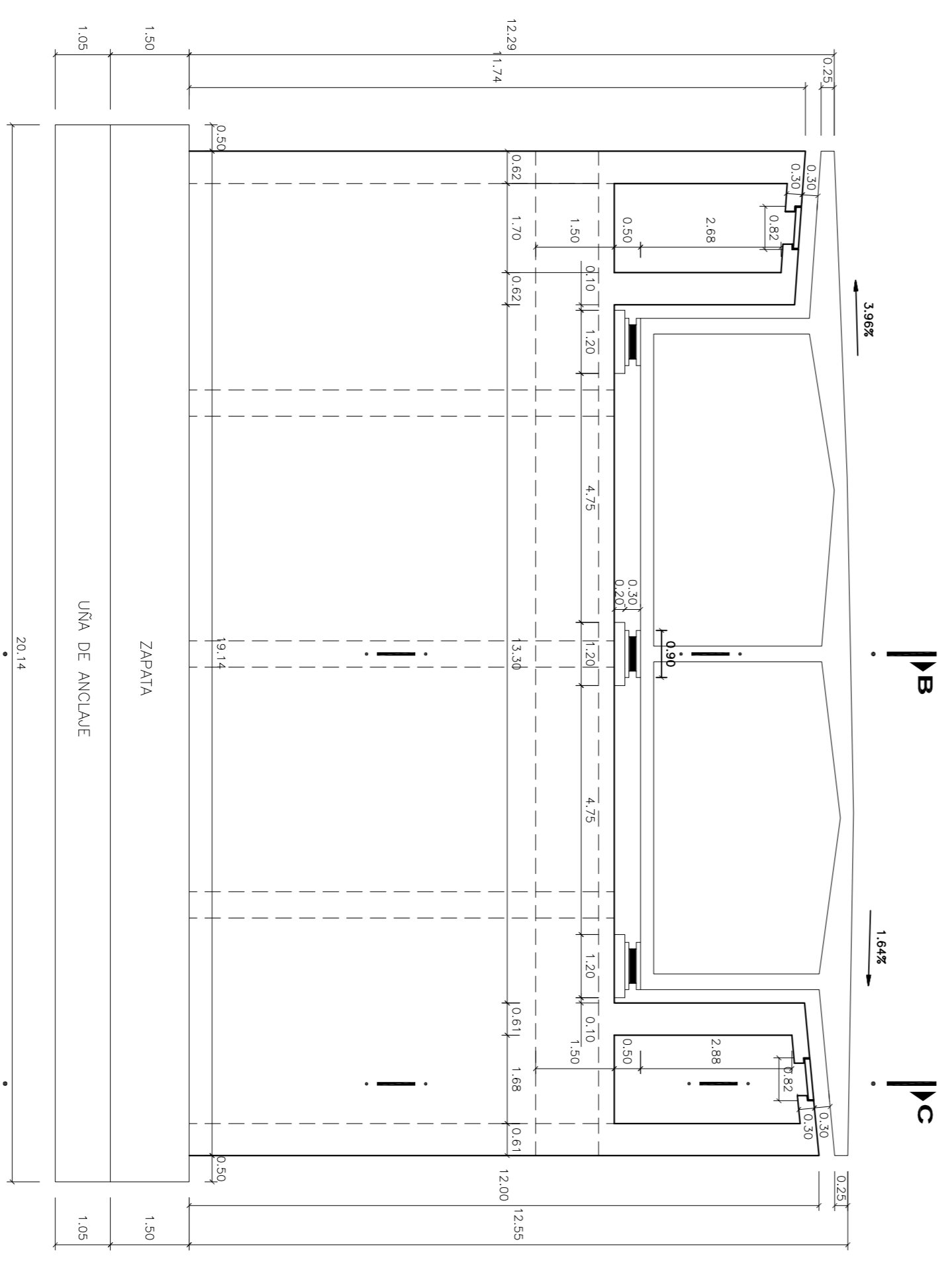
Los empujes de los aceros en los nudos tendrán una longitud de 0.35m y ganchos de 0.15m, según de forma alternativa.

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

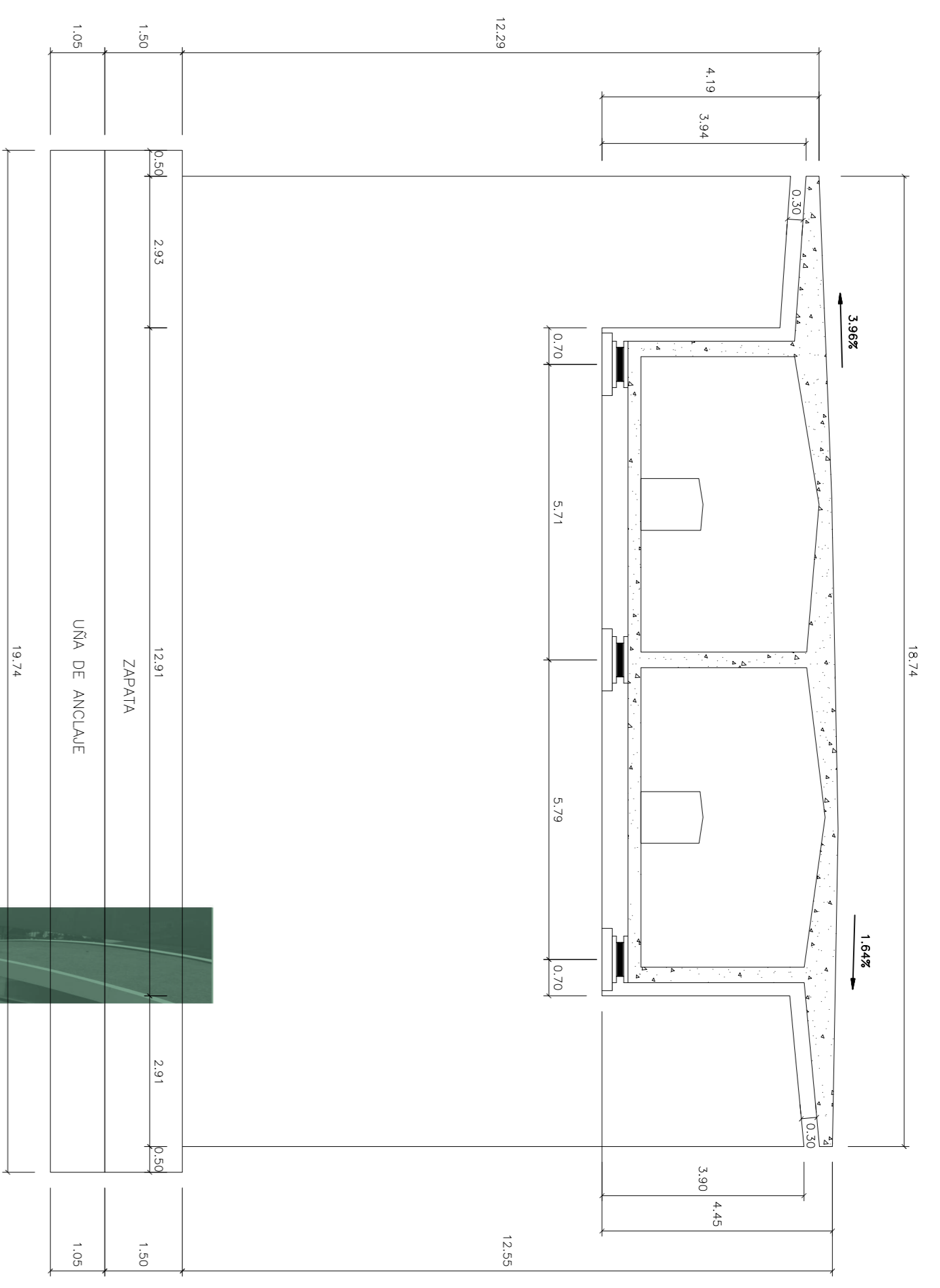




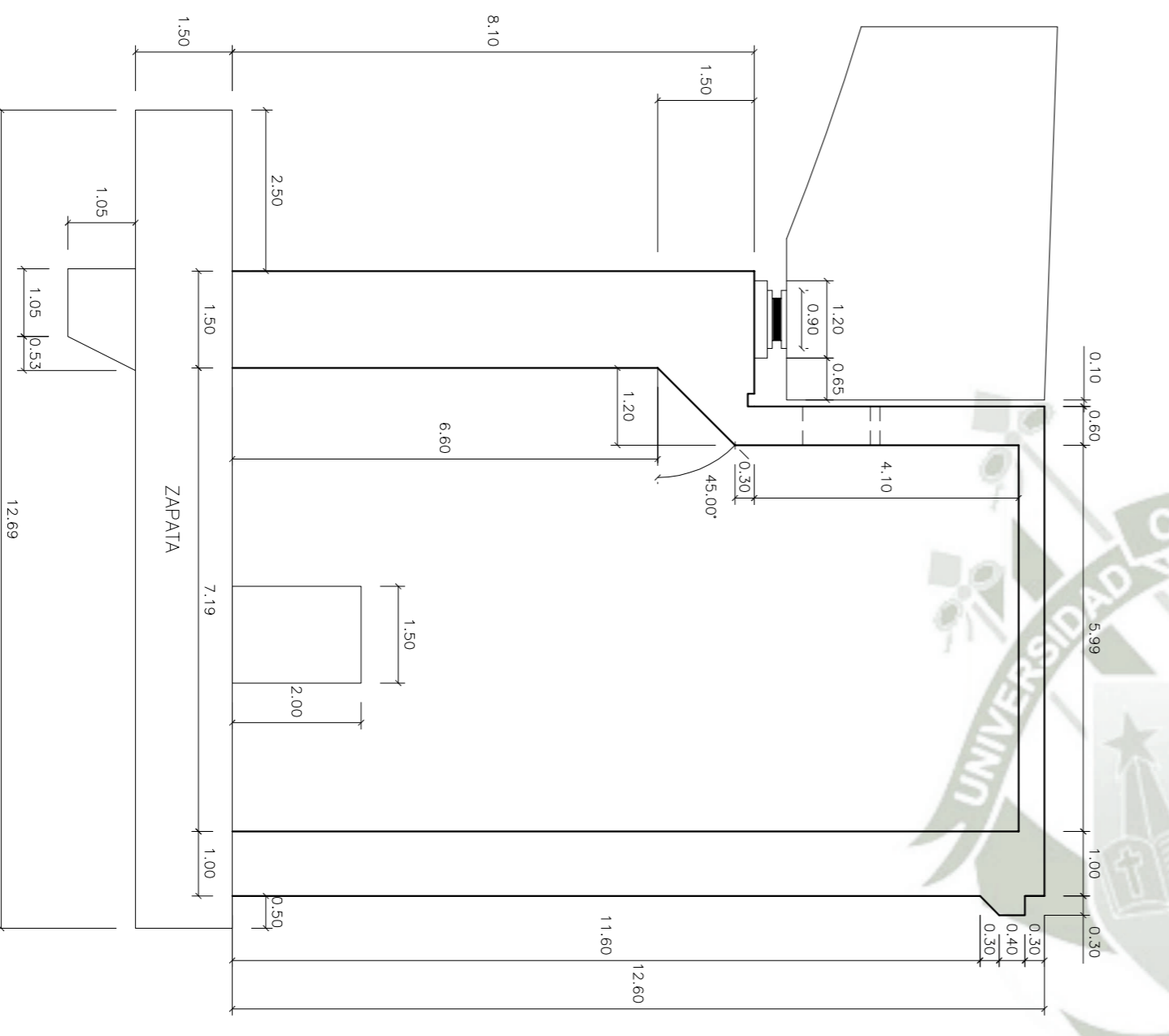
PLANTA
Escala: 1/100
Cotas en metros



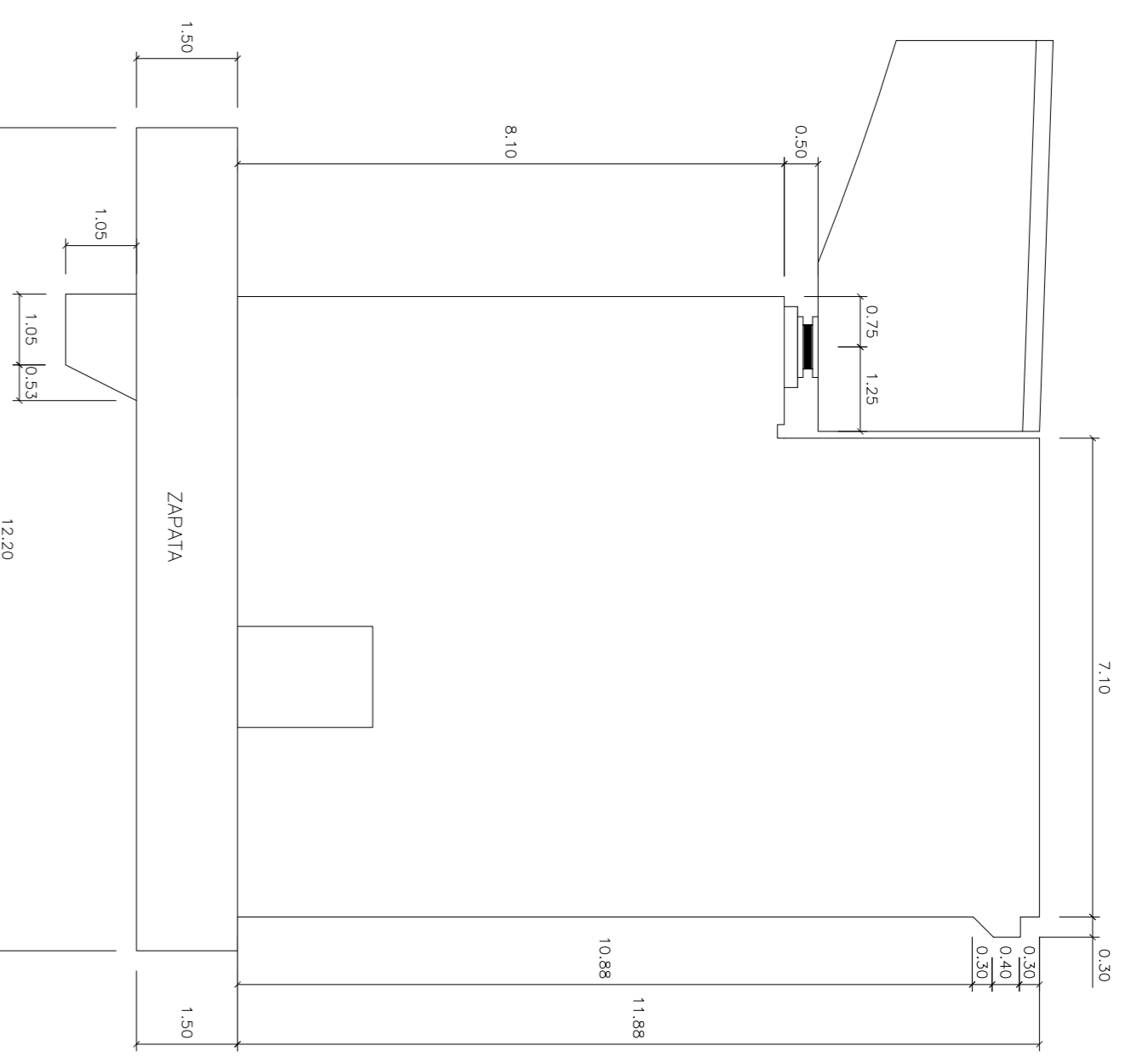
CORTE A - A
Escala: 1/100
Cotas en metros



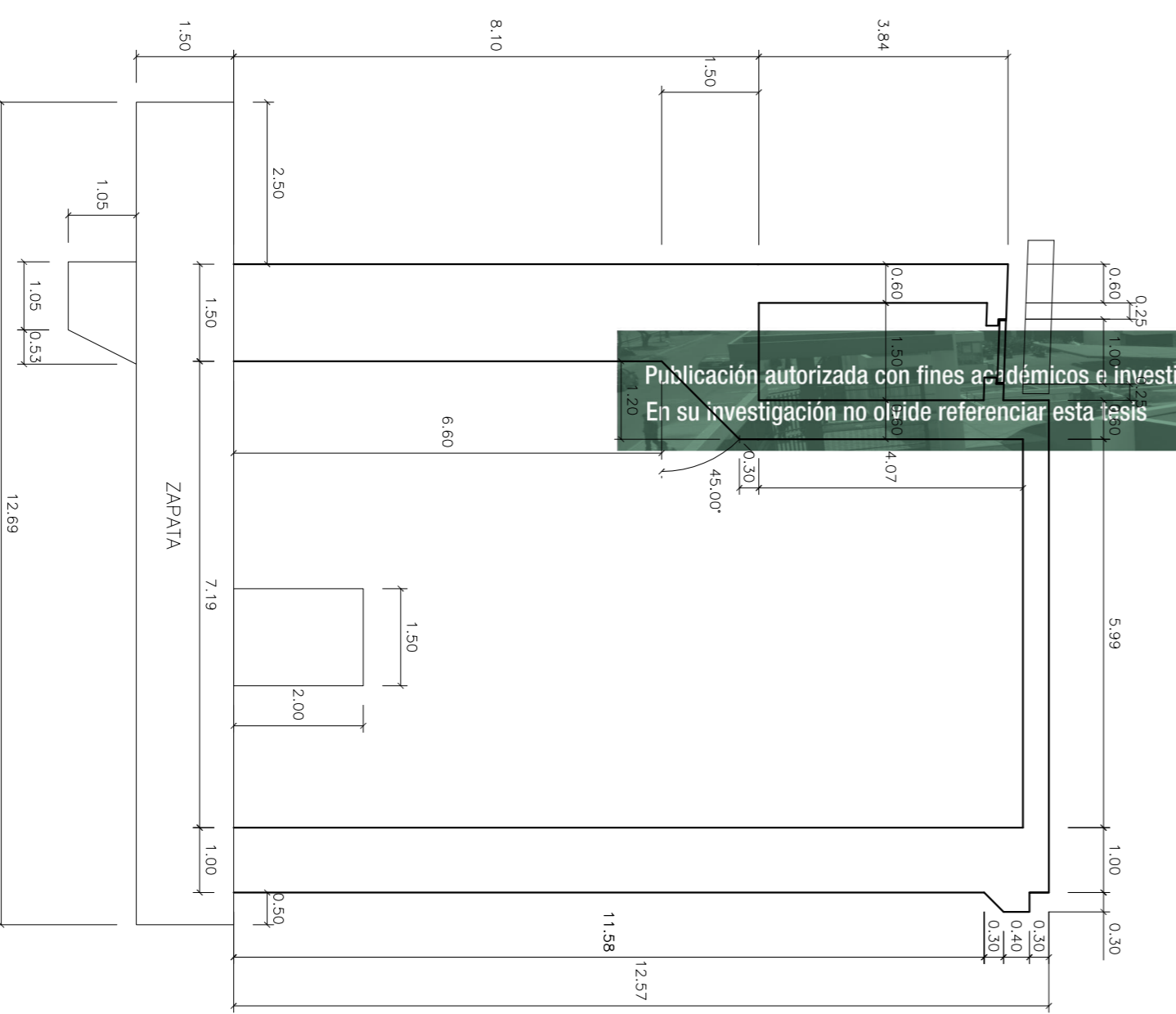
ELEVACION FRONTAL
Escala: 1/100
Cotas en metros



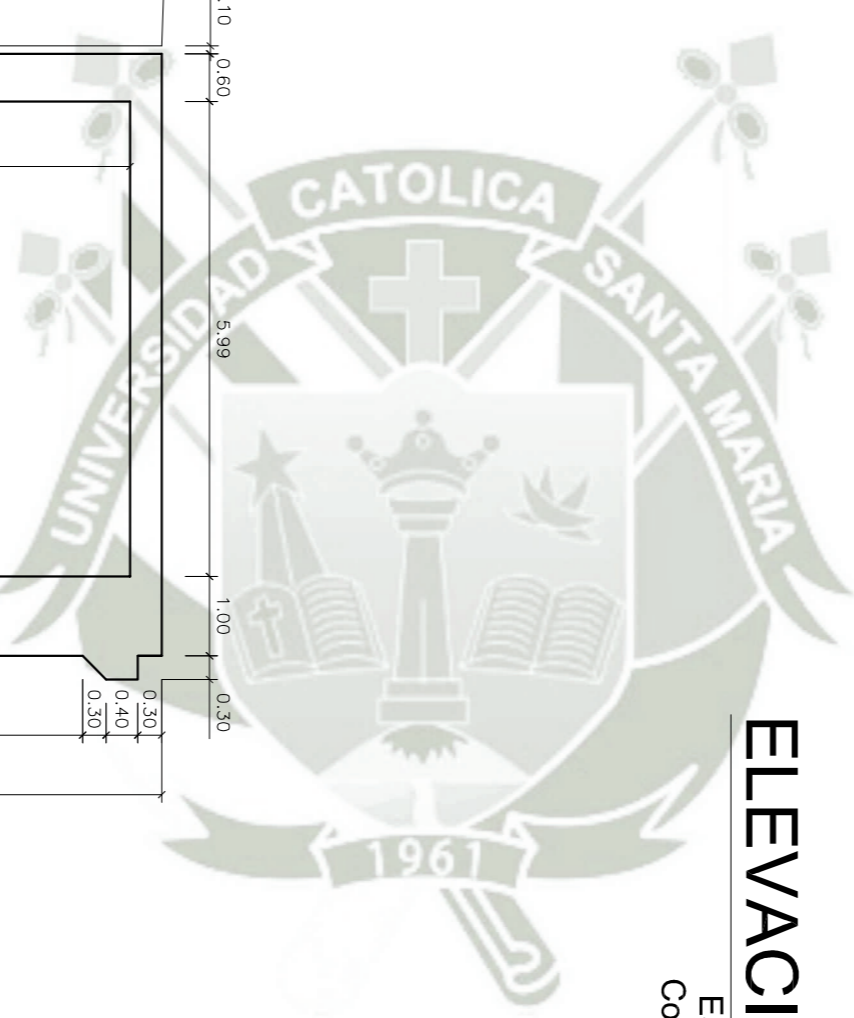
CORTE B - B
Escala: 1/100
Cotas en metros



ELEVACION LATERAL
Escala: 1/100
Cotas en metros



CORTE C - C
Escala: 1/100
Cotas en metros



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

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

- Diseño: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2012
- Construcción: AASHTO LRFD CONSTRUCTION SPECIFICATION 2012

CONCRETO

- Cementación
- Columnas
- Cuerpo de Estribos
- Vigas cajón
- Barrera New Jersey

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60

RECURSOS MINIMOS

Entrenamiento:

- Cara exterior 75 mm
- Columna 40 mm
- Cuerpo de estribos 40 mm
- Viga cajón 40 mm

APARATOS DE APOYO

- Noopreno

Dureza SHORE A60 +/- 5
G = 147 - 0.15 MPa

RESUMEN DE MATERIALES

CONCRETO

- f'c = 280 kg/cm²
- f'c = 280 kg/cm²
- f'c = 280 kg/cm²
- f'c = 280 kg/cm²

ACERO

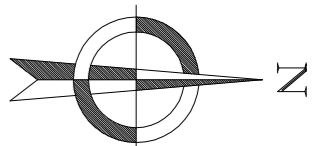
- f'y = 4200 kg/cm²

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROFESOR TITULAR	MARKO ANTONIO PAZLA RODRIGUEZ	PROFESOR TITULAR	ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ
PROFESOR AYUDANTE	ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ	PROFESOR AYUDANTE	ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ
PROFESOR AYUDANTE	ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ	PROFESOR AYUDANTE	ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ
PROFESOR AYUDANTE	ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ	PROFESOR AYUDANTE	ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ

PROFESOR AYUDANTE: ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ
PROFESOR AYUDANTE: ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ
PROFESOR AYUDANTE: ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ
PROFESOR AYUDANTE: ANDRÉS ESTEBAN RAMÍREZ

EE-2



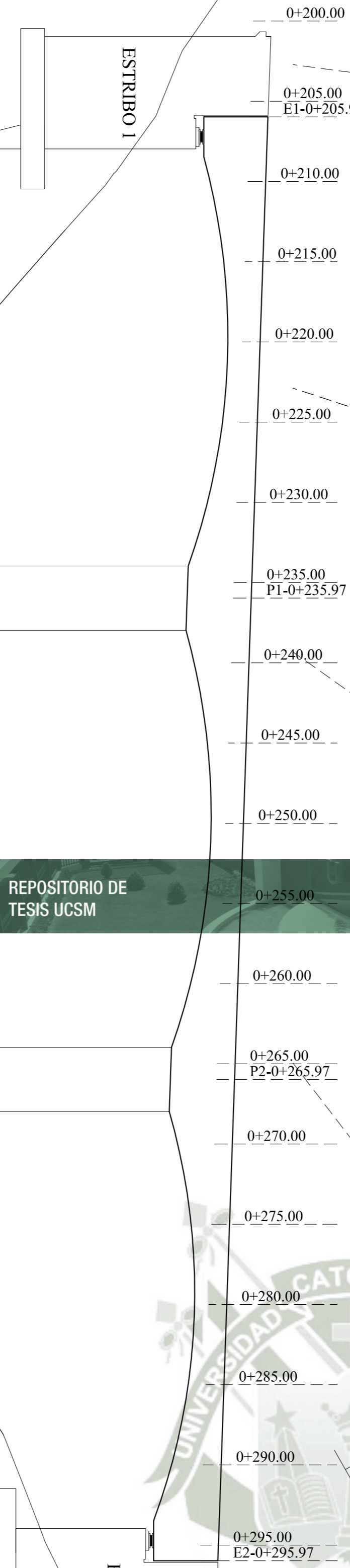
ESTRIBO - 2
Fin Punte

PILAR - 2

PILAR - 1

ESTRIBO - 1
Inicio Punte

PLANTA
Escala: 1/250
Cotas en metros



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

- Diseño: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2012
- Construcción: AASHTO LRFD CONSTRUCTION SPECIFICATION 2012

CONCRETO

- Cementación
- Columnas
- Vigas de Fachos
- Vigas cajón
- Barrera New Jersey

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60

RECURSOS MINIMOS

RECURSOS

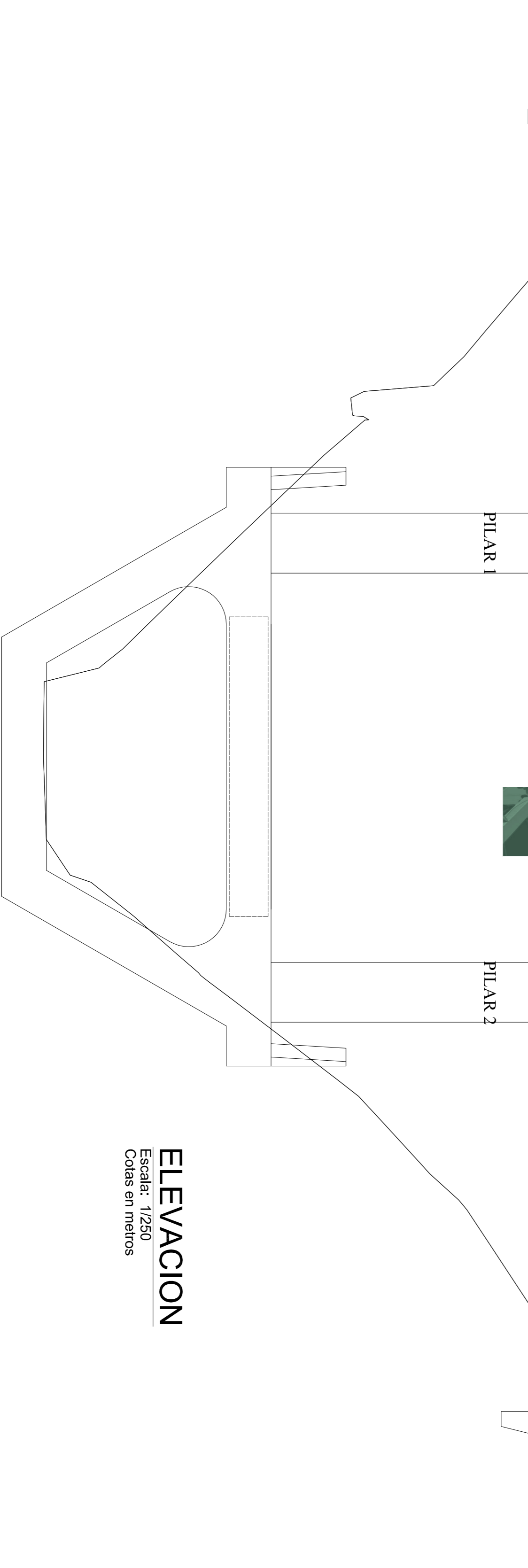
- Cementación: Cuna exterior / Cuna interior
- Columna: 40 mm
- Cuerpo de estribos: 40 mm
- Vigas cajón: 40 mm

APARATOS DE APOYO

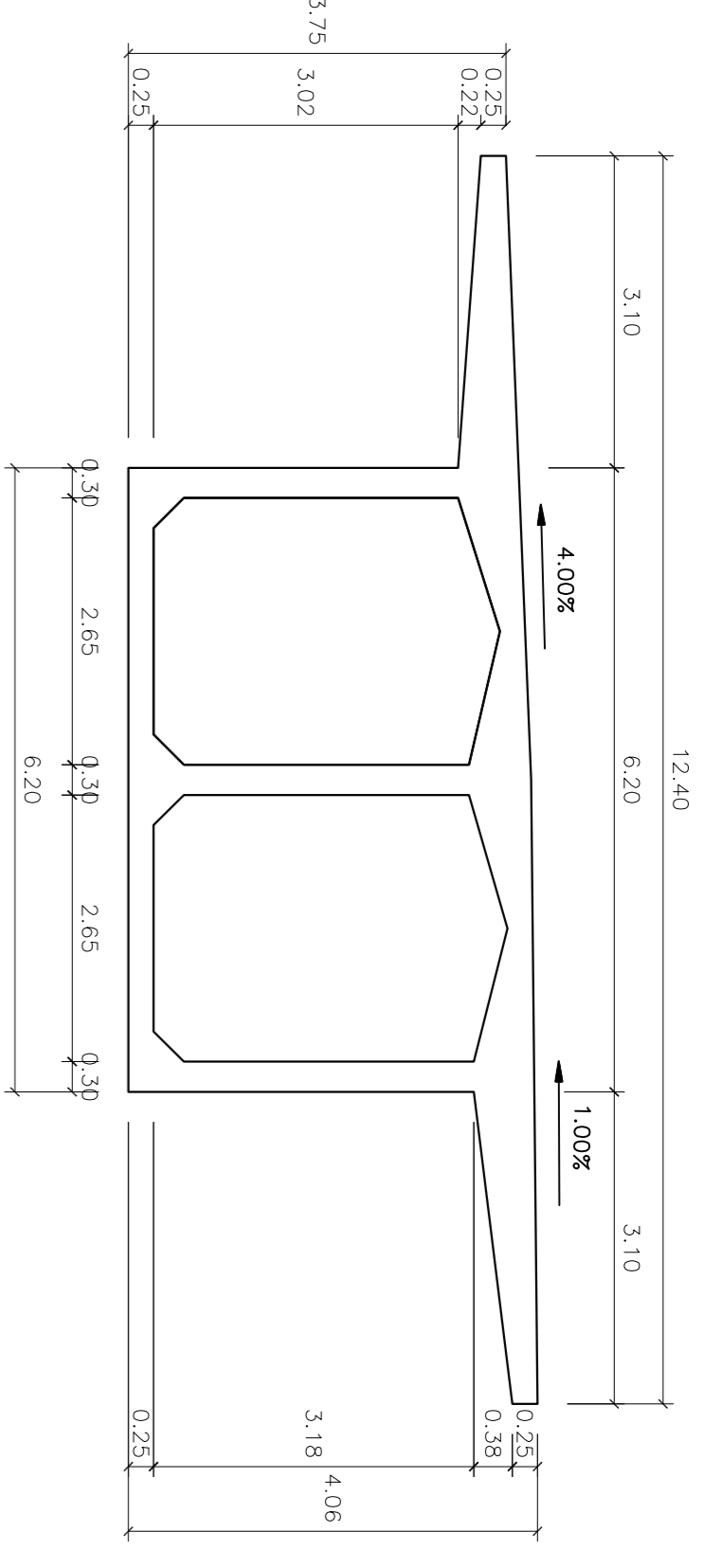
- Noempeno

Dureza SHORE A60 / 4-5
G = 114 - 015 MPa

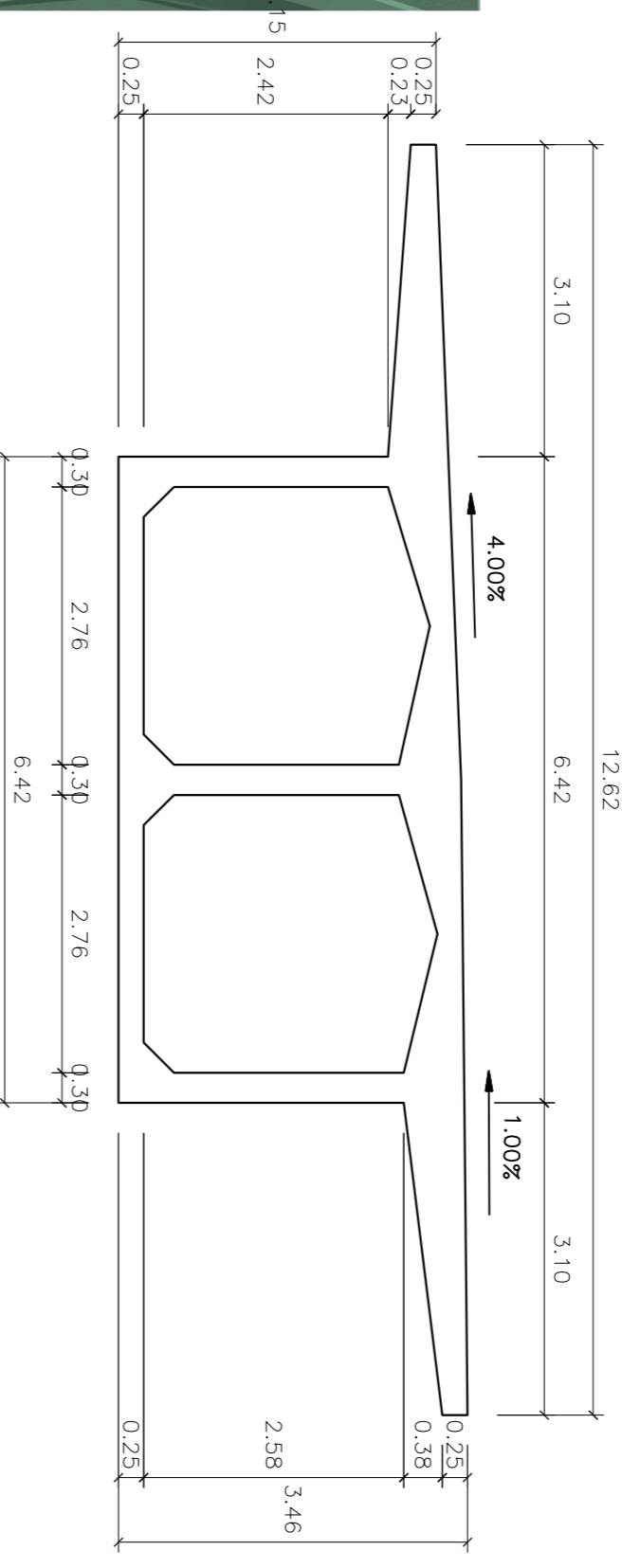
ELEVACION
Escala: 1/250
Cotas en metros



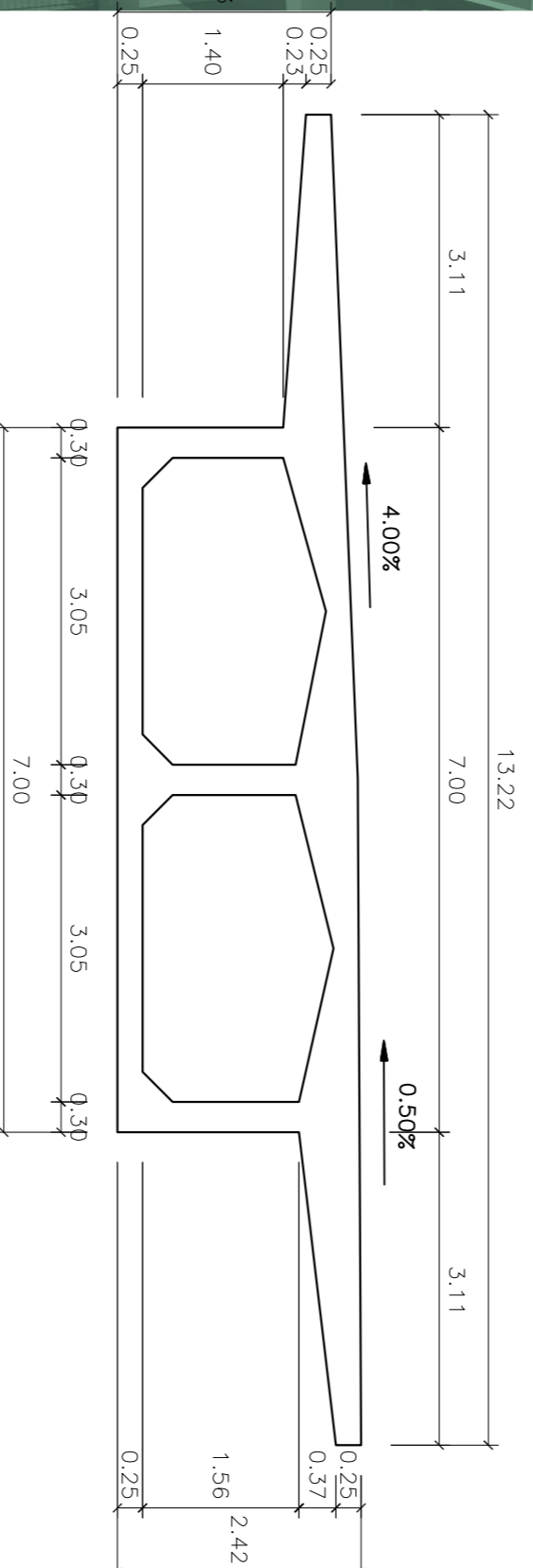
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



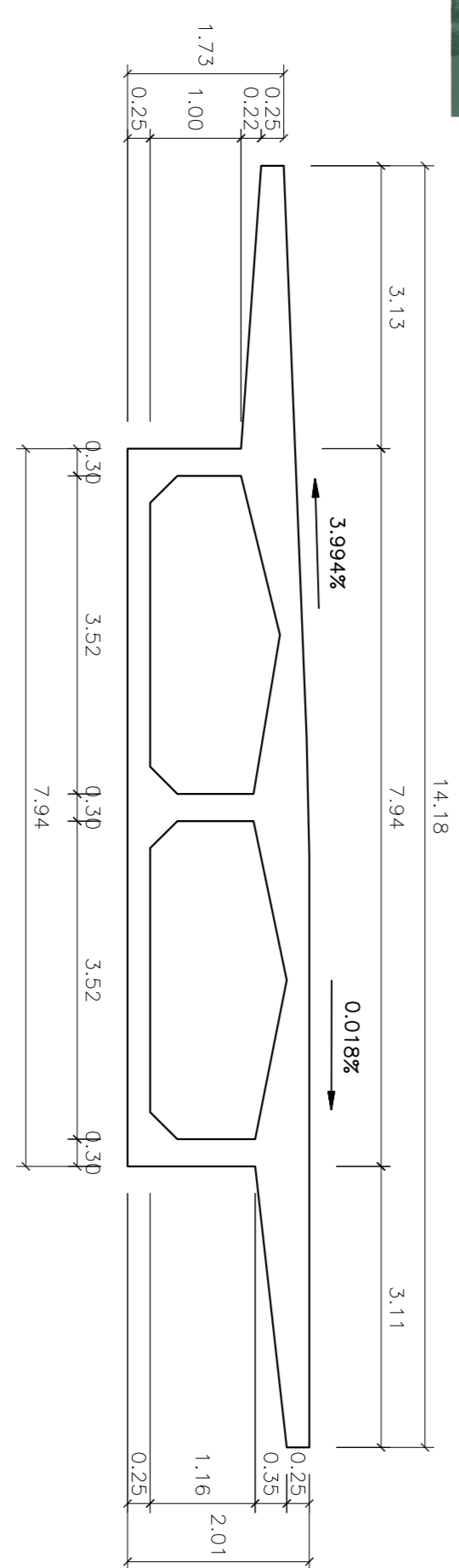
P2 - 0+265.97
Escala: 1/75
Cotas en metros



0+270.00
Escala: 1/75
Cotas en metros



0+275.00
Escala: 1/75
Cotas en metros



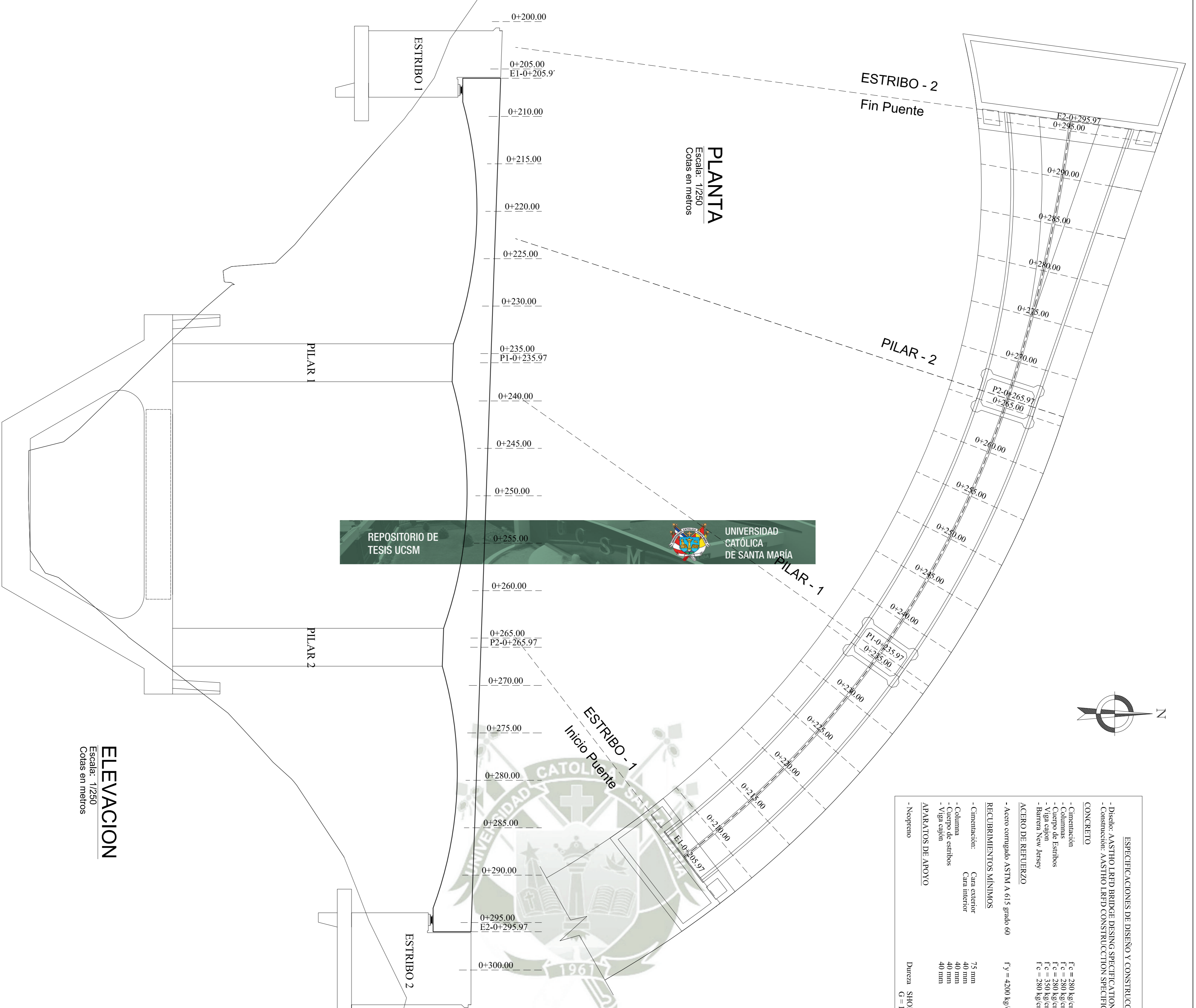
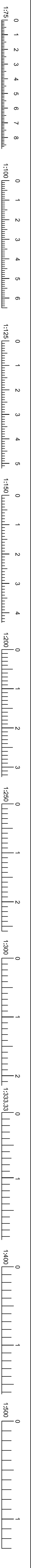
0+280.00
Escala: 1/75
Cotas en metros

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA EN INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROFESORADO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

MAURICIO ANTONIO AYVAZ RODRIGUEZ

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE
INGENIERÍA EN INGENIERÍA CIVIL
TÍTULO: TESIS

ET-4
C.A. 19.02



PLANTA
Escala: 1/250
Cotas en metros

ELEVACION
Escala: 1/250
Cotas en metros

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

- Diseño: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2012
- Construcción: AASHTO LRFD CONSTRUCTION SPECIFICATION 2012

CONCRETO

- Cimentación: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Columnas: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Cuerpo de Estribos: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Barrera New Jersey: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

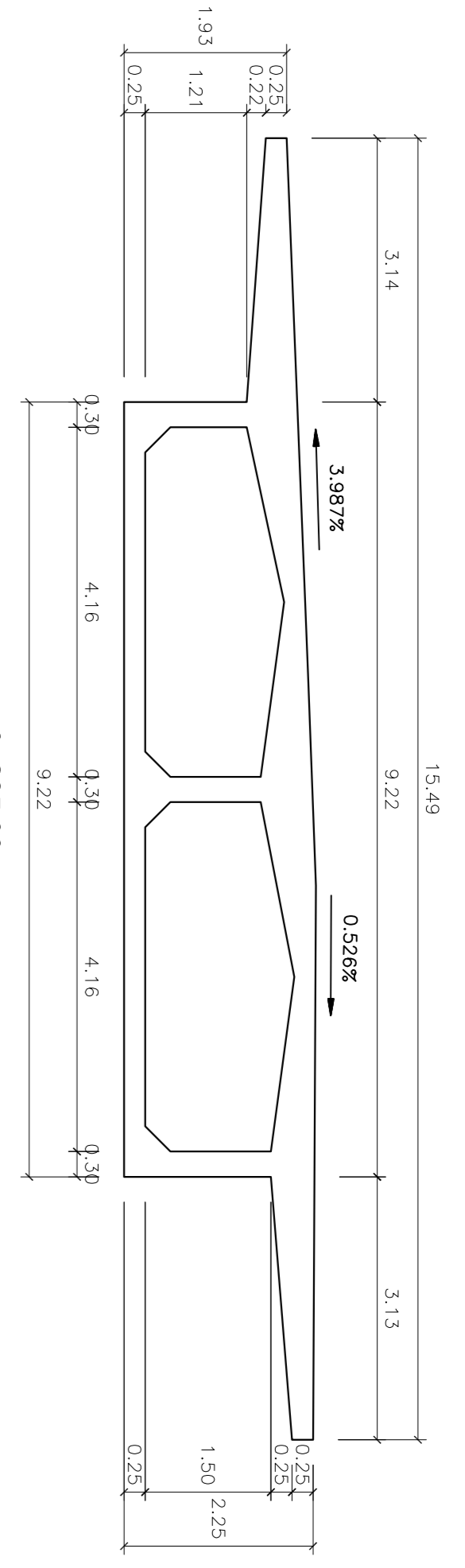
- Acero conformado ASTM A 615 grado 60: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RECURSIVAMENTE MINIMOS

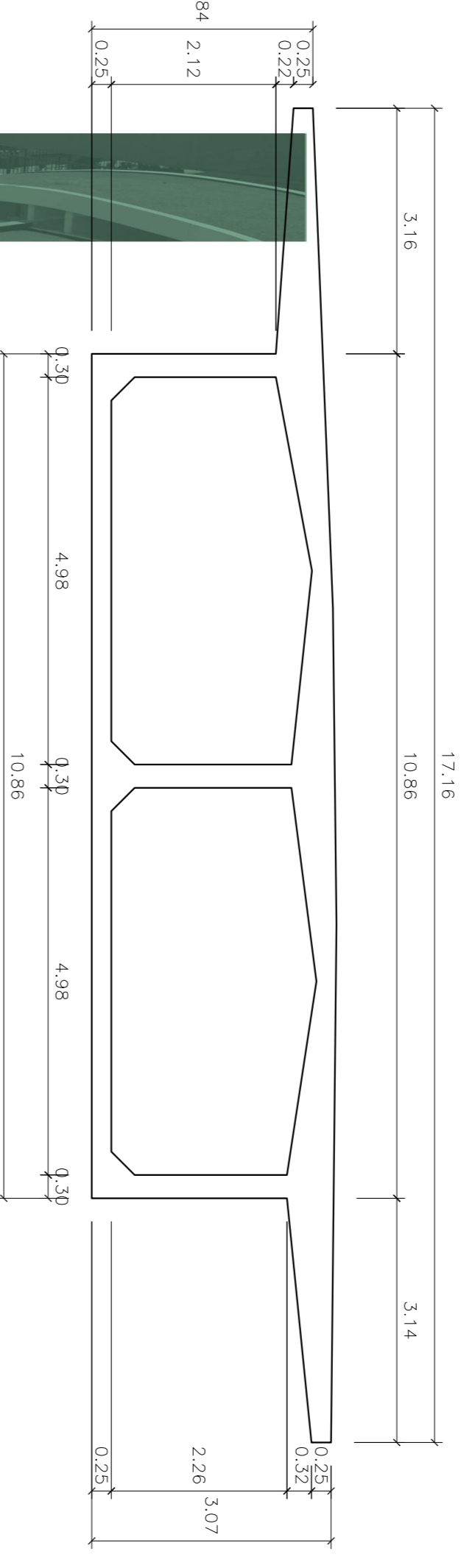
- Cimentación: 75 mm
- Columna exterior: 40 mm
- Columna interior: 40 mm
- Cuerpo de estribos: 40 mm
- Viga cajón: 40 mm

APARATOS DE APOYO

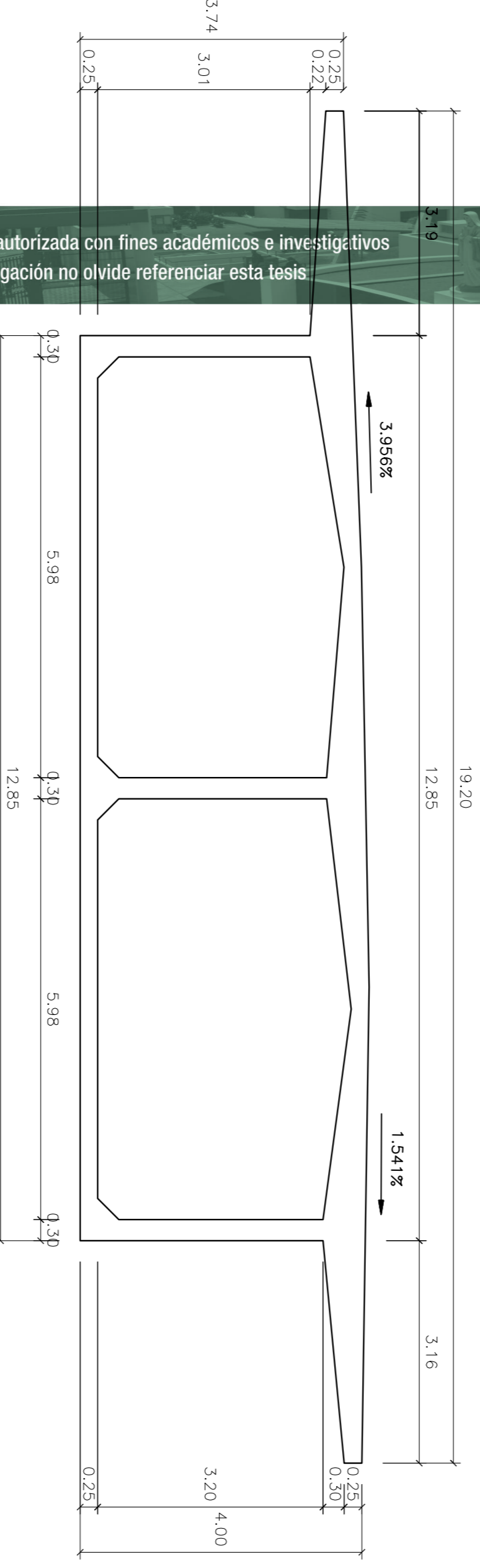
- Neopreno: Dureza SHORE A60 +/- 5
- G = 17-0.15 WMA.



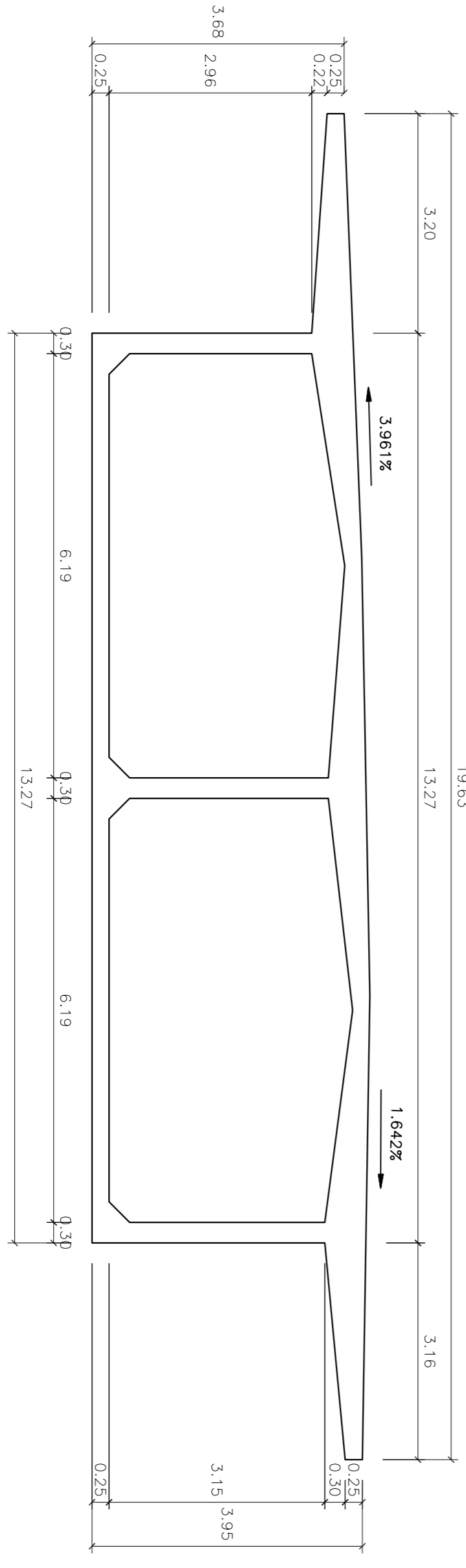
0+285.00
Escala: 1/75
Cotas en metros



0+290.00
Escala: 1/75
Cotas en metros



0+295.00
Escala: 1/75
Cotas en metros



E2 - 0+295.97
Escala: 1/75
Cotas en metros

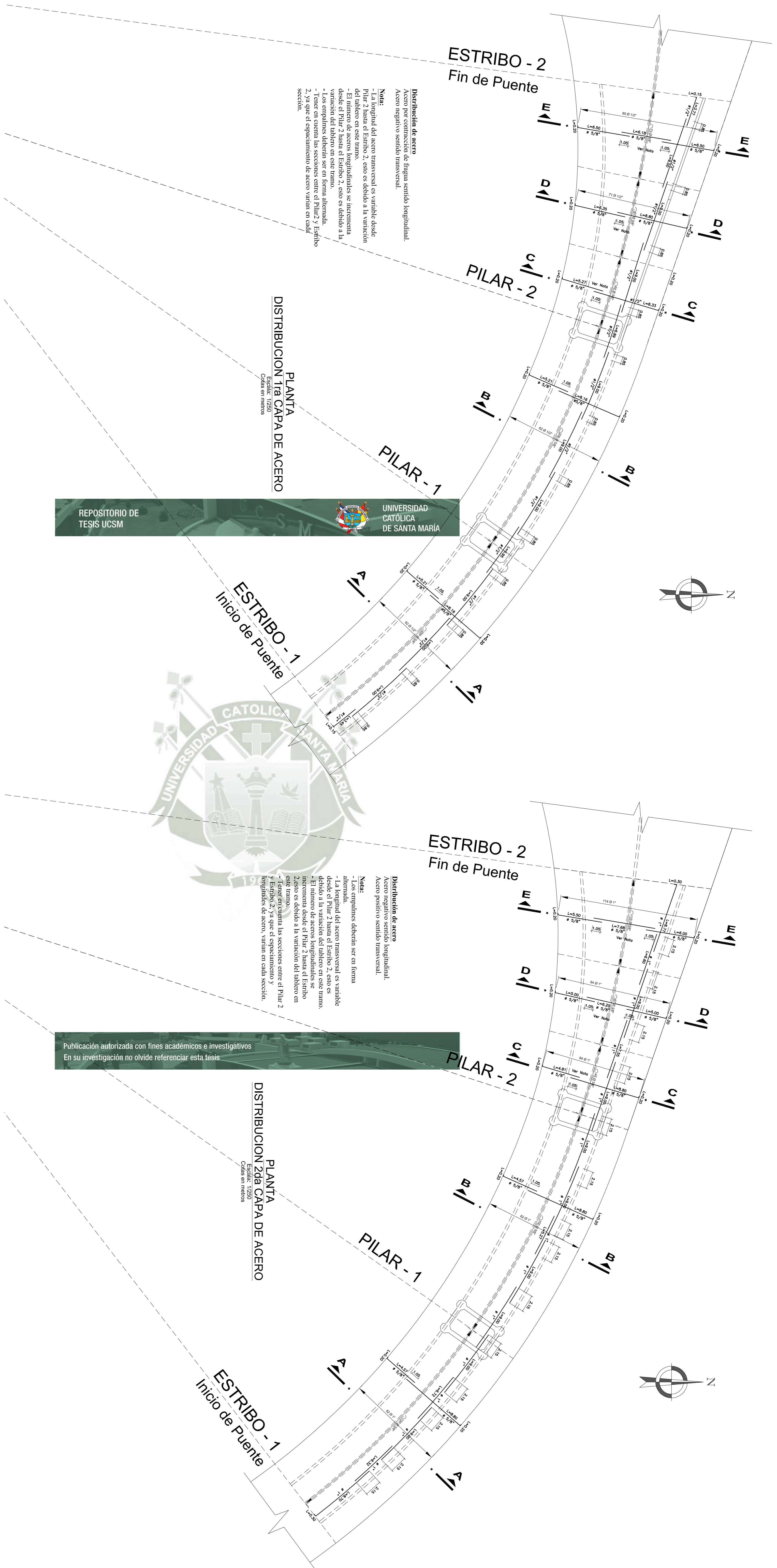
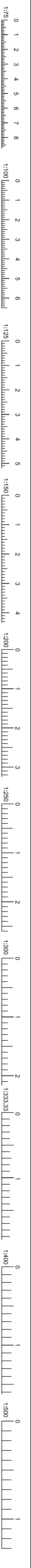
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Docente: **MARKO ANTONIO PAZA RODRIGUEZ**
Asesor: **ANDREA ALFARO**
Asesor: **INDEPENDENCIA VILMA A.**

Alumno: **ANDREA ALFARO**
Título: **Plan, Elevation y Cotas**

ET-5



Distribución de acero
Acero por combinación de fraga sentido longitudinal.
Acero negativo sentido transversal.

Nota:

- La longitud del acero transversal es variable desde Pilar 2 hasta el Estribo 2, esto es debido a la variación del tablero en este tramo.
- El número de aceros longitudinales se incrementa desde el Pilar 2 hasta el Estribo 2, esto es debido a la variación del tablero en este tramo.
- Los empalmes deberán ser en forma alternada.
- Tener en cuenta las secciones entre el Pilar 2 y Estribo 2, ya que el espaciamiento de acero varían en cada sección.

PLANTA DISTRIBUCION 1ra CAPA DE ACERO
Escala: 1/250
Cotas en metros

PLANTA DISTRIBUCION 2da CAPA DE ACERO
Escala: 1/250
Cotas en metros



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

Distribución de acero
Acero negativo sentido longitudinal.
Acero positivo sentido transversal.

Nota:

- Los empalmes deberán ser en forma alternada.
- La longitud del acero transversal es variable desde el Pilar 2 hasta el Estribo 2, esto es debido a la variación del tablero en este tramo.
- El número de aceros longitudinales se incrementa desde el Pilar 2 hasta el Estribo 2, esto es debido a la variación del tablero en este tramo.
- Tener en cuenta las secciones entre el Pilar 2 y Estribo 2, ya que el espaciamiento y longitudes de acero, varían en cada sección.

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

- Diseño: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION 2012
- Construcción: AASHTO LRFD CONSTRUCTION SPECIFICATION 2012

CONCRETO

- Cimentación
- Columnas
- Viga cajón
- Viga de estribos
- Barrera New Jersey

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60

RECURSOS MÍNIMOS

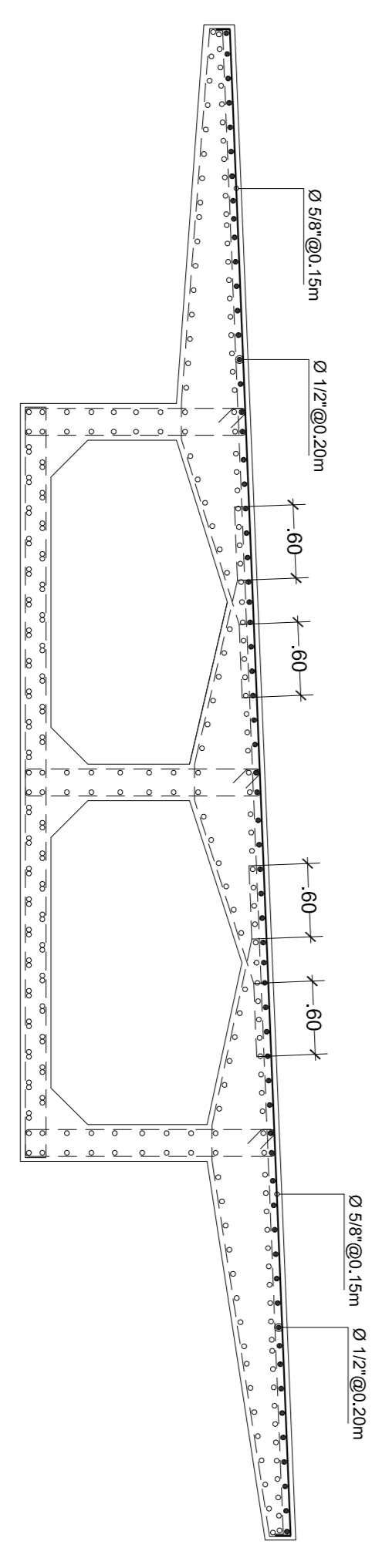
Cimentación	75 mm
Columna	40 mm
Caja exterior	40 mm
Caja interior	40 mm
Cuerpo de estribos	40 mm
Viga cajón	40 mm

APARATOS DE APOYO

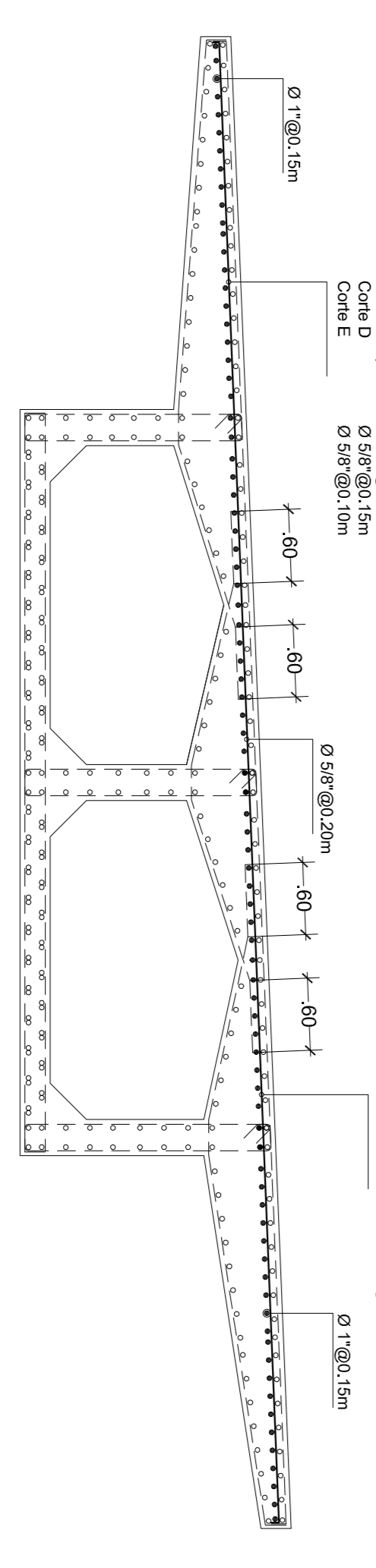
- Neopreno

Dureza SHORE A60 +/- 5
G = 1+- 0.15 MPa.

NOTA:
La altura de la viga cajón es variable, siendo de 4.00m en los apoyos y se va reduciendo a 2.00m en el centro de cada vano.

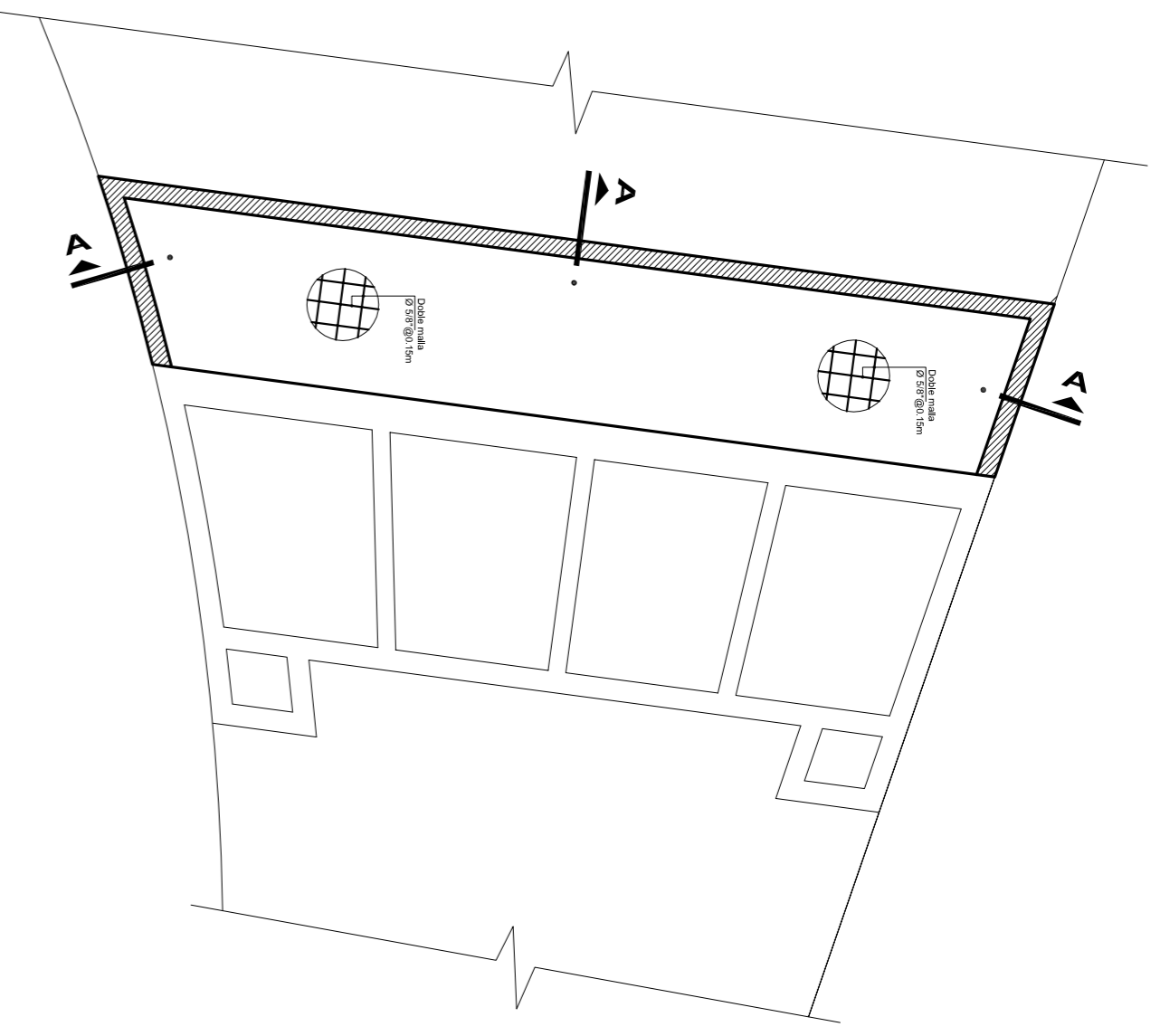
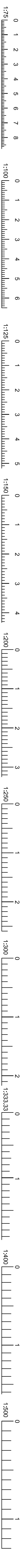


1ra Capa de acero
Escala: 1/50
Cotas en metros

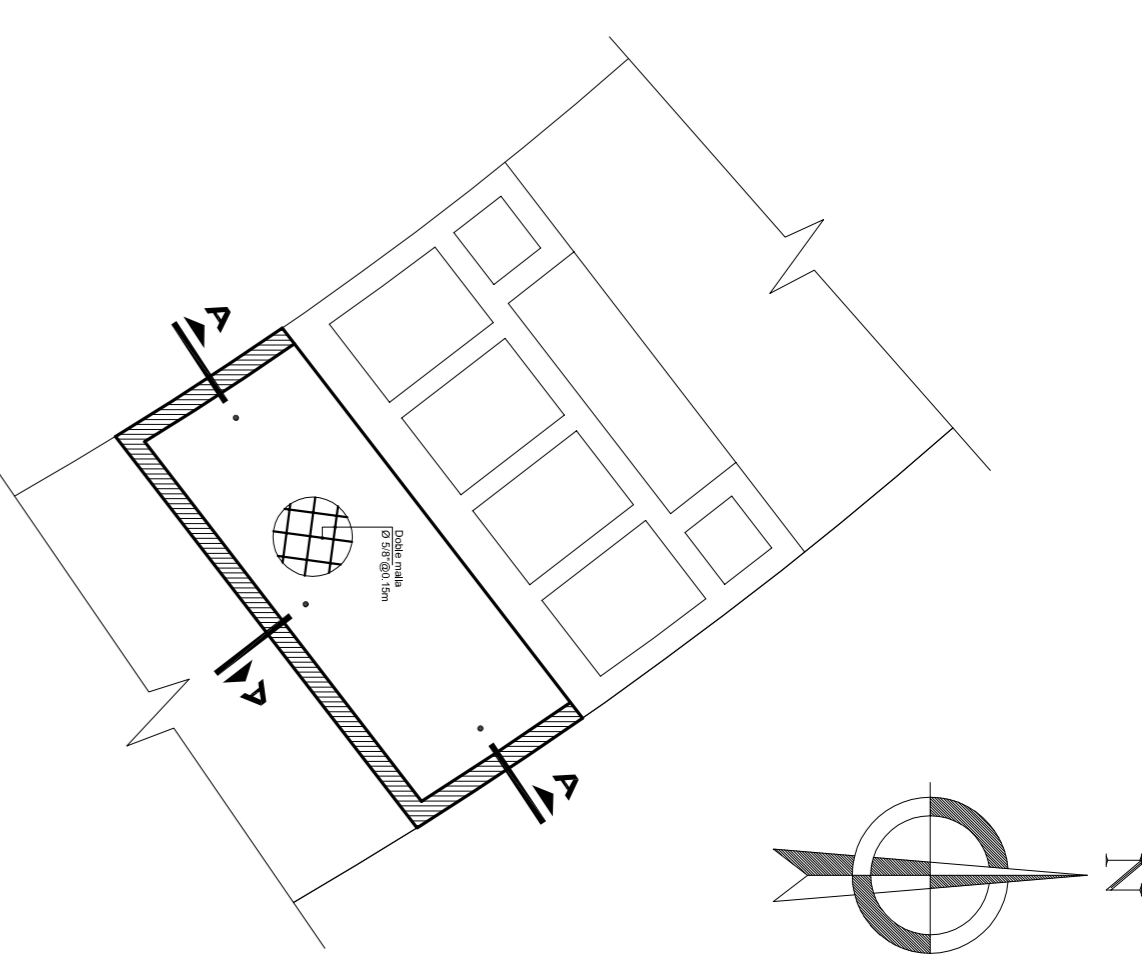


2da Capa de acero
Escala: 1/50
Cotas en metros

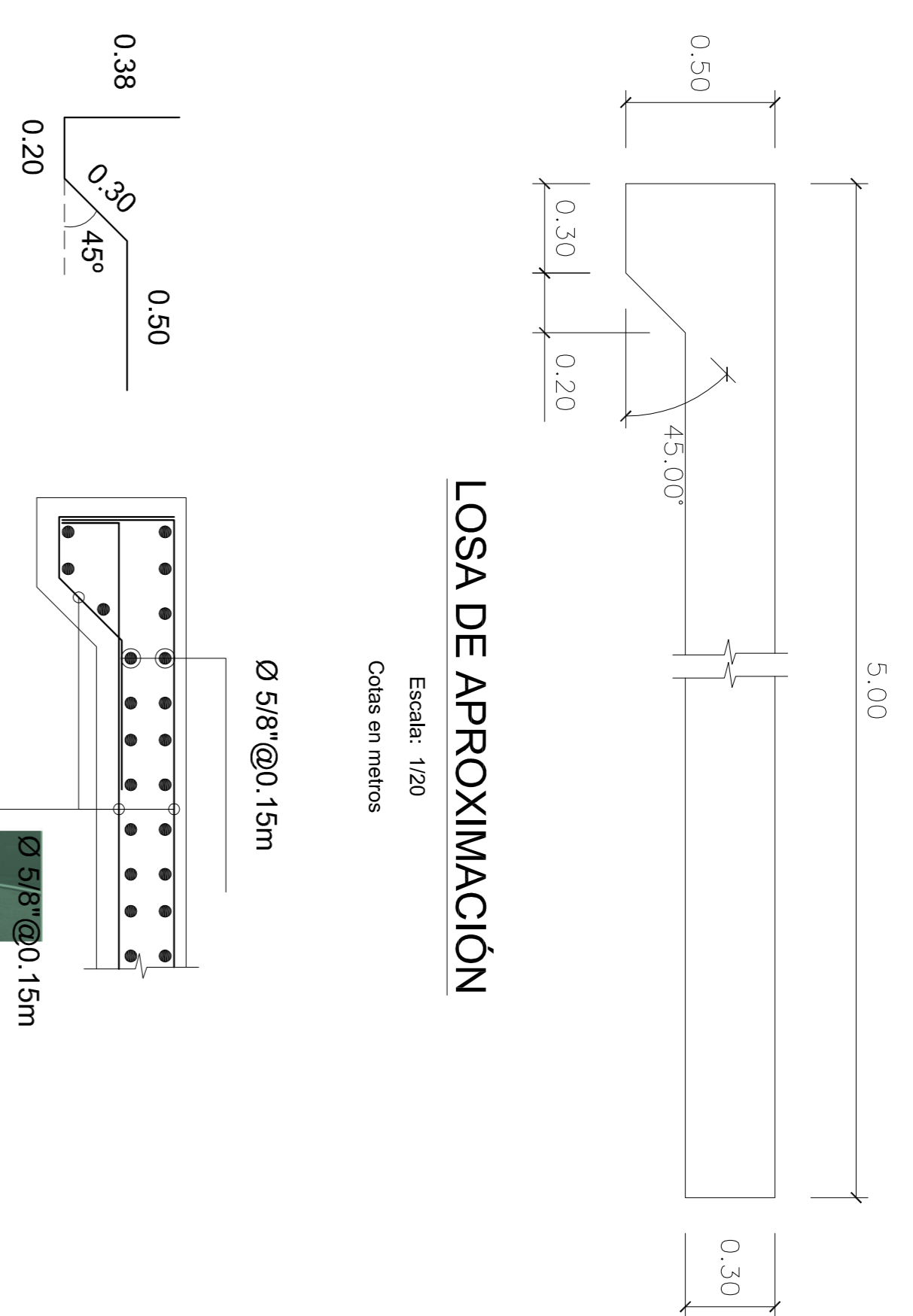
<p>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE INGENIERÍA EN INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</p>		<p>PROFESOR:</p> <p>MARCO ANTONIO APAYZA RODRIGUEZ</p>	
		<p>ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE HABERSE EN LA ZONA ALTA DEL VALLE ALTA</p> <p>TÍTULO: TABLA E10 Doble de Anuncios (2)</p>	
<p>PROFESOR:</p> <p>DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA EN INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE</p>	<p>PROFESOR:</p> <p>ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE</p>	<p>PROFESOR:</p> <p>ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE</p>	<p>PROFESOR:</p> <p>ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE</p>



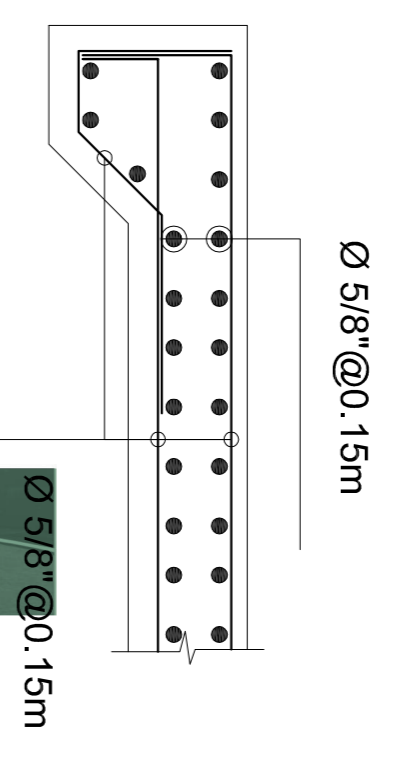
**LOSA DE APROXIMACION
ESTRIBO 2**
Escala: 1/200
Cotas en metros



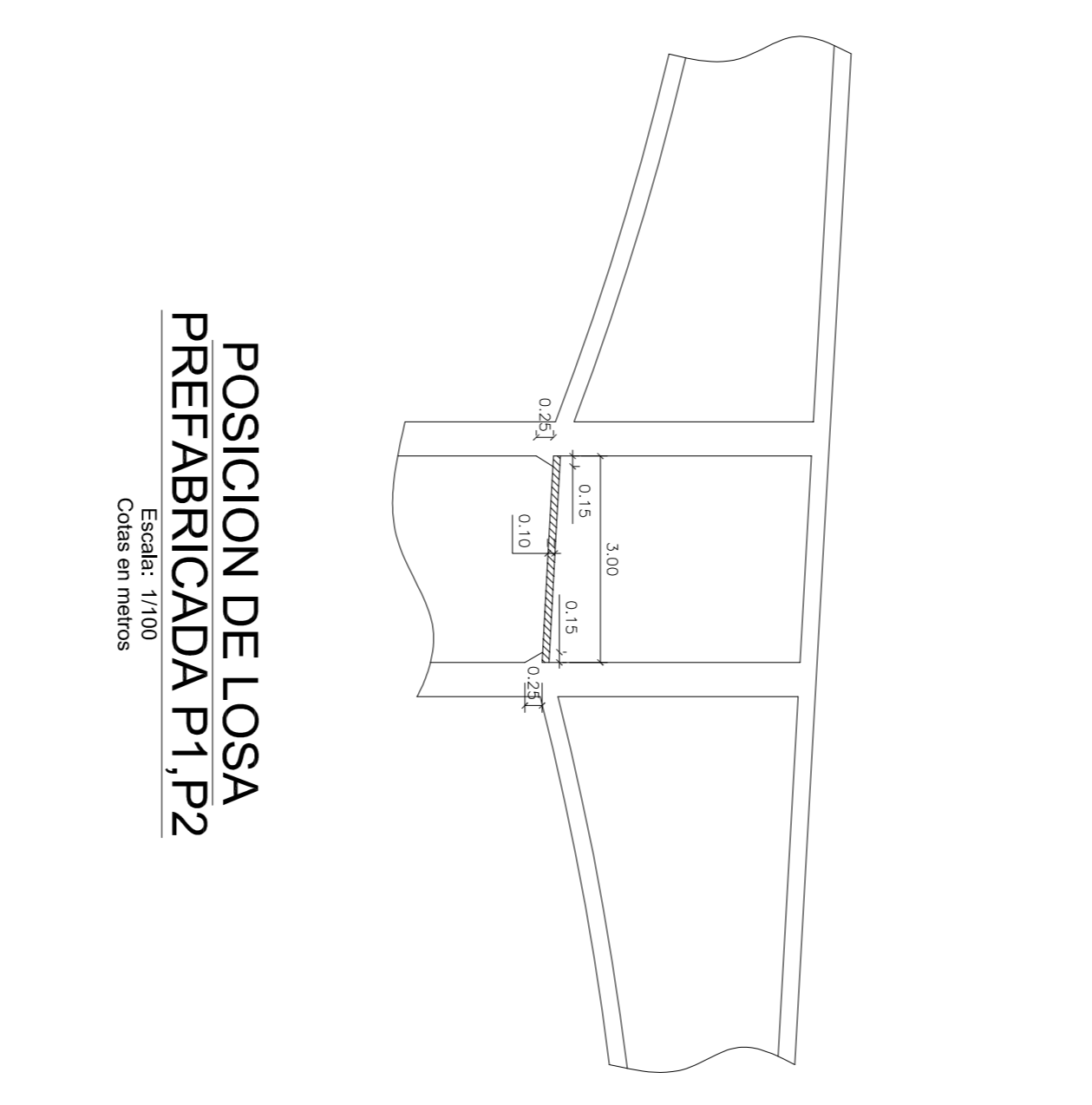
**LOSA DE APROXIMACION
ESTRIBO 1**
Escala: 1/200
Cotas en metros



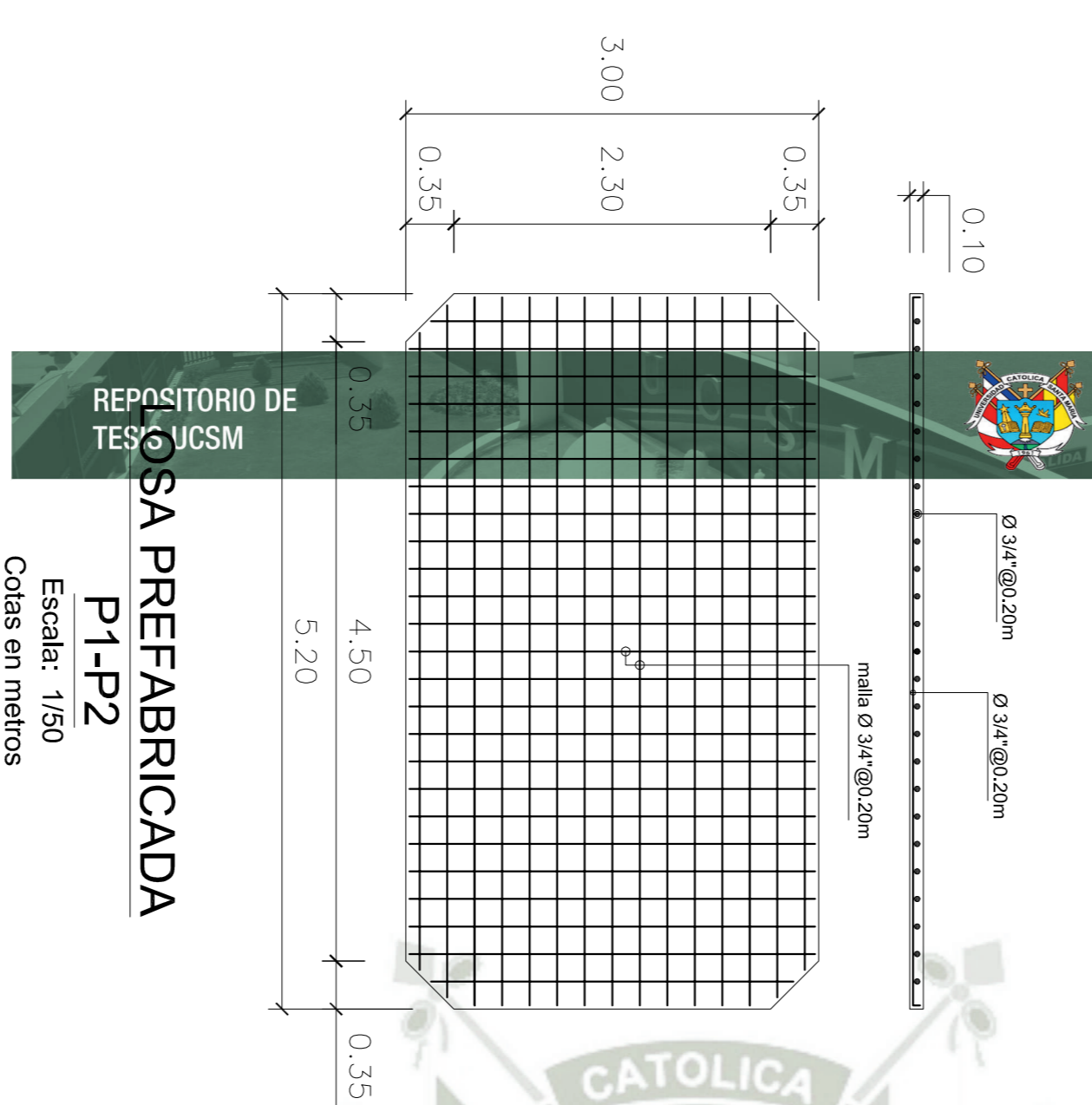
LOSA DE APROXIMACION
Escala: 1/20
Cotas en metros



CORTE A
Escala: 1/20
Cotas en metros



**POSICION DE LOSA
PREFABRICADA P1,P2**
Escala: 1/100
Cotas en metros



**LOSA PREFABRICADA
P1,P2**
Escala: 1/50
Cotas en metros

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

- Diseño: ANASTHO LERTI BRINDGE DESIGN SPECIFICATION 2012
- Construcción: ANASTHO LERTI CONSTRUCTION SPECIFICATION 2012

CONCRETO

- Generación
- Cemento
- Cuadro de Escribos
- Viga cajón
- Barrera New Jersey

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60

RECUBRIMIENTOS MINIMOS

- Cimentación: 75 mm
- Cara exterior: 40 mm
- Cara interior: 40 mm
- Vigas: 40 mm
- Vigas: 40 mm

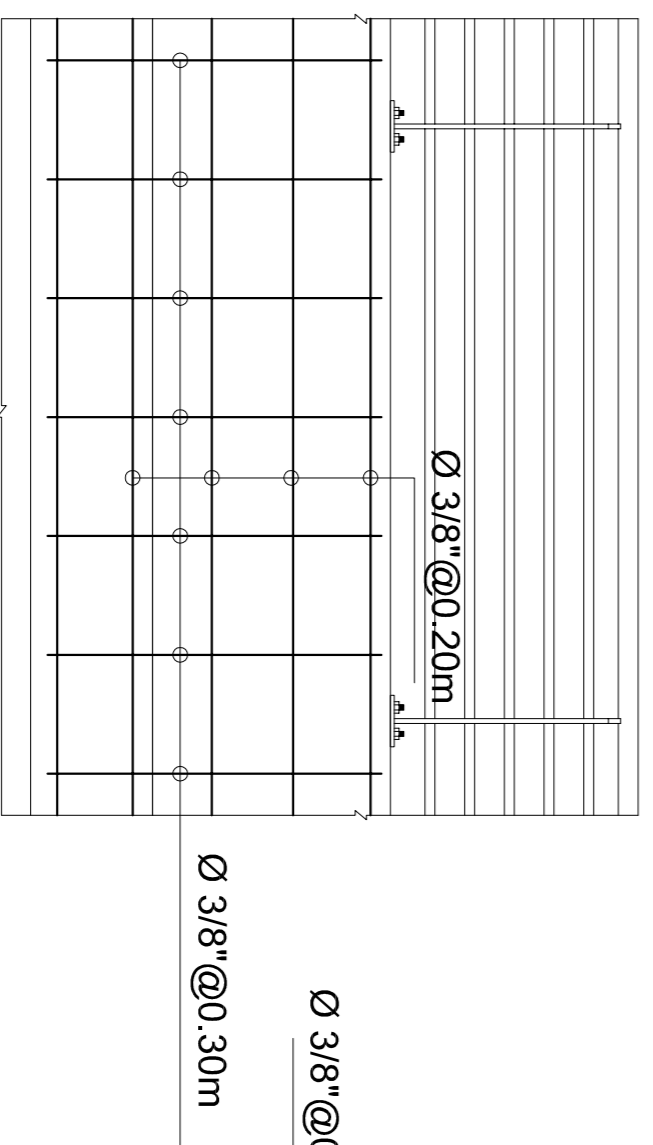
APARATOS DE ARDOYO

- Neopreno

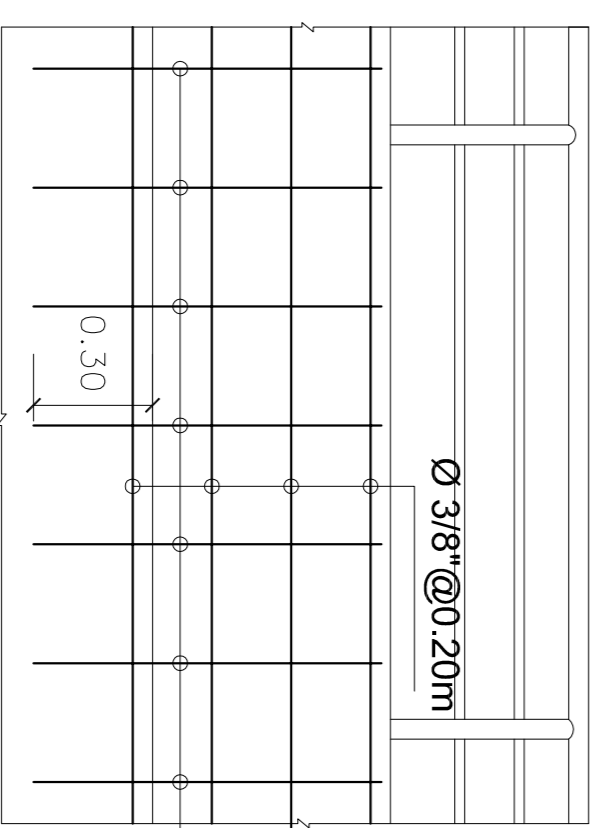
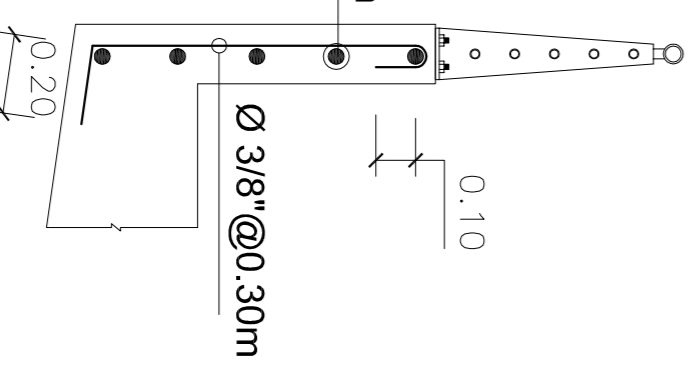
DATOS

- SLOPE: A60-4.5
- G=1/4-0.15 MPA.

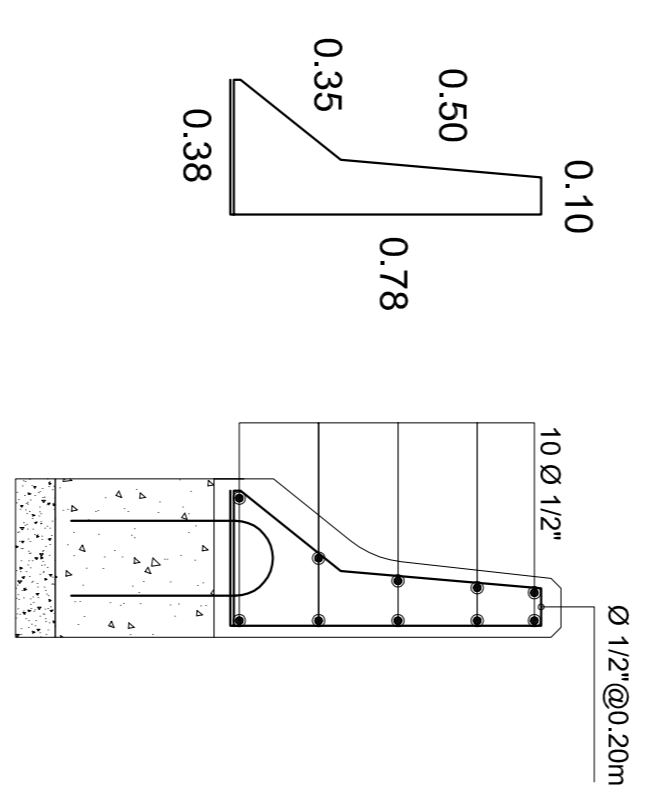
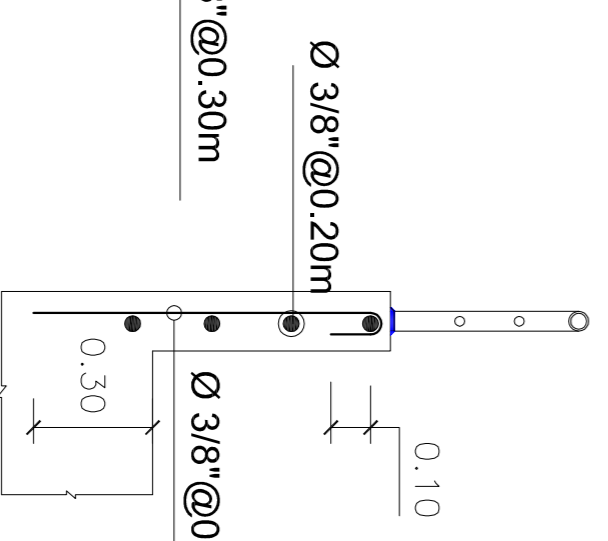
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



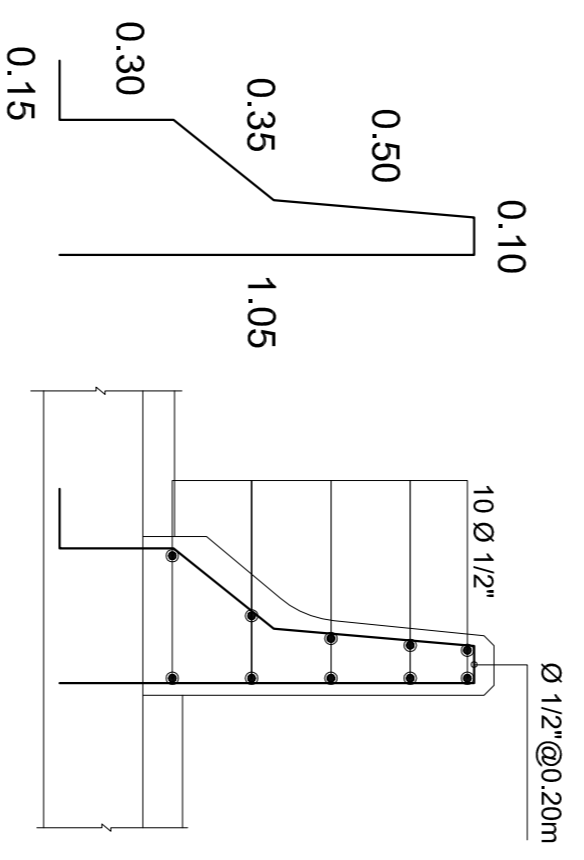
BARANDA TIPO 1
Escala: 1/20
Cotas en metros



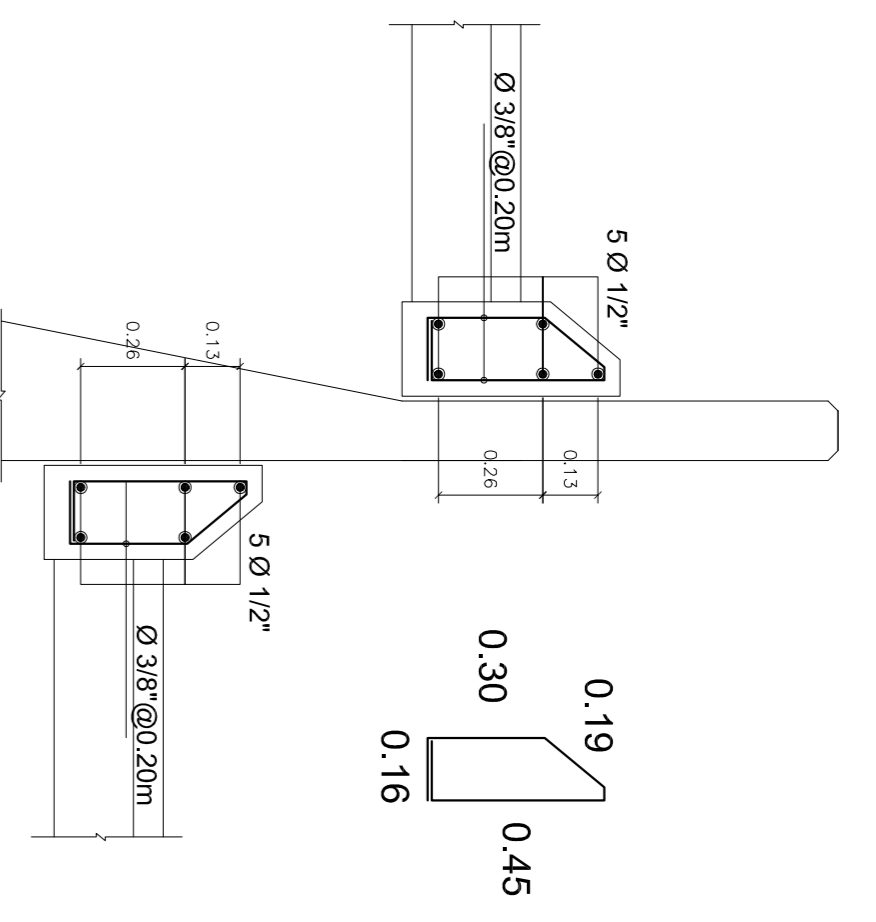
BARANDA TIPO 2
Escala: 1/20
Cotas en metros



BARRERA VIAL (BV-2,4)
Escala: 1/20
Cotas en metros



BARRERA VIAL (BV-1,3)
Escala: 1/20
Cotas en metros



BARRERA VIAL (BV-5)
Escala: 1/20
Cotas en metros