

**“Universidad Católica de Santa María”**  
**Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y  
del Ambiente**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



**“EVALUACIÓN Y REPARACIÓN ESTRUCTURAL CON FIBRA  
DE CARBONO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE LA  
CAPILLA - MOQUEGUA”**

**TOMO I**

**Tesis presentada por la bachiller:  
Calla Deza Leslie Noemí**

**Para optar Título Profesional de:  
Ingeniera Civil**

**Asesor:  
Ing. Rosas Espinoza Jorge**

**Arequipa – Perú  
2017**

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

*"Evaluación y Reparación Estructural con Fibra de Carbono  
de la Superestructura del Puente La Capilla - Hogueque"*

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

*Leslie Noemi Calla Deza*

Nuestro DICTAMEN es:

*Apta para Sustentación*

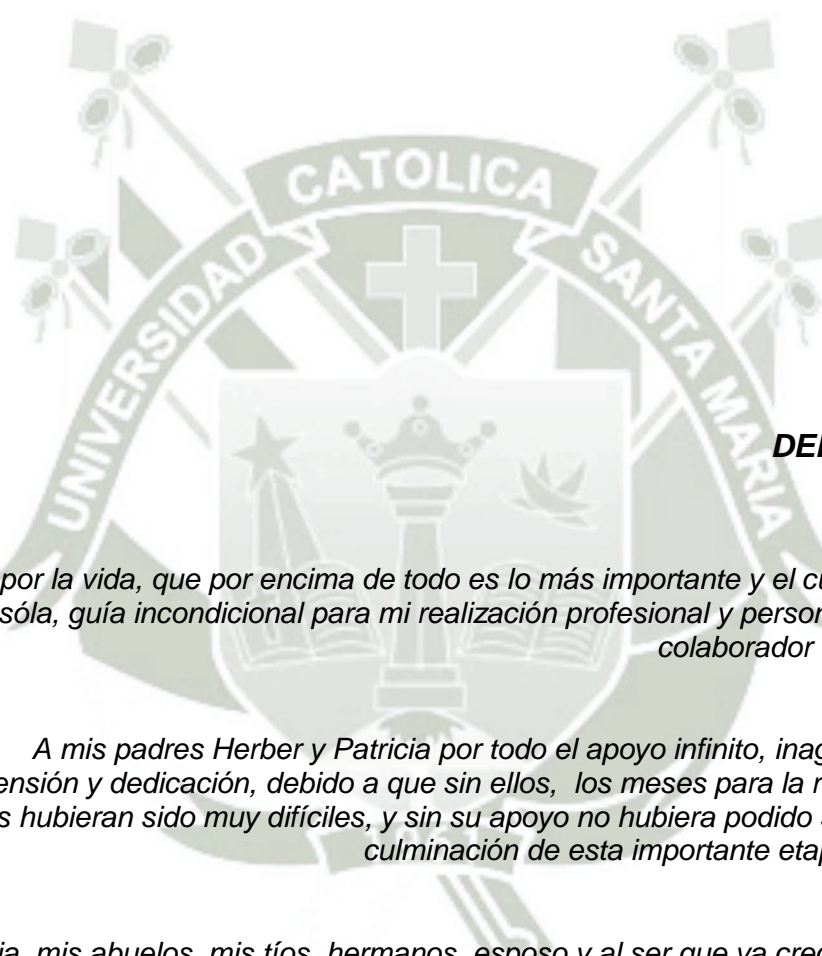
OBSERVACIONES:

Arequipa, 04 de Diciembre del 2017

*[Signature]*  
1938

*[Signature]*  
COD: 2766

*Chavez*  
COD 1732



## **DEDICATORIA**

*A Dios por la vida, que por encima de todo es lo más importante y el cual nunca me dejará sólo, guía incondicional para mi realización profesional y personal y principal colaborador de esta tesis.*

*A mis padres Herber y Patricia por todo el apoyo infinito, inagotable amor, comprensión y dedicación, debido a que sin ellos, los meses para la realización de esta tesis hubieran sido muy difíciles, y sin su apoyo no hubiera podido ser posible la culminación de esta importante etapa en mi vida*

*A mi familia, mis abuelos, mis tíos, hermanos, esposo y al ser que va creciendo dentro de mí, querido hijo, que con su apoyo moral y empuje constante brindaron un camino firme para concretar esta etapa.*

*A los docentes de la Universidad por su apoyo, buen ánimo y predisposición en cualquier momento ante cualquier duda o inquietud mía, estoy muy agradecida.*

## PROLOGO

Uno de los grandes problemas que se viene presentando en la ejecución de un proyecto de ingeniería en nuestro país, desde la etapa de la elaboración del expediente técnico hasta su ejecución, la falta de responsabilidad de los profesionales que participan, ocasionando que muchos proyectos antes de ser puesto en servicio y entregados a la comunidad, ya presentes fallas estructurales y tengan que ser reparados con sobre costo, o simplemente estas inversiones se pierdan sin cumplir sus objetivos.

El siguiente trabajo que se desarrolla esta referido a la reparación estructural del puente La Capilla, que presento fisuras antes de ponerlo en servicio, siendo el objetivo principal realizar un estudio patológico de la estructura y proponer un sistema de reparación estructural de alta tecnología utilizando fibra de carbono.

## RESUMEN

El presente proyecto “Evaluación y Reparación Estructural con Fibra de Carbono de la Superestructura del puente La Capilla – Moquegua” utilizando la normativa AASHTO-LRFD publicada en diciembre del 2016.

El puente La Capilla es de concreto armado la Superestructura es un puente tipo viga-losa que consta de 02 vigas principales, 01 losa, 07 vigas diafragma las cuales se apoya de la Subestructura que consta de 02 estribos tipo voladizo y 01 pilar tipo pared sólida, en las características del suelo tenemos capacidad portante y la altura de desplante.

Se realizó la patología del puente La Capilla teniendo como diagnostico final, fallas con repercusiones estructurales en la superestructura, se hizo el análisis con la norma vigente de manera analógica y se verificó los resultados con el programa de análisis y diseño de puente CsiBridge.

Luego de obtener los datos del análisis se hizo una comparación con los datos del proyecto original el cual se encontró deficiencias en este, el reforzamiento de la estructura se realizó de acuerdo a las consideraciones de la Norma ACI 440.2R-08, con la utilización de la fibra de carbono tecnología usada en otros países con gran éxito.

Finalmente, se pudo verificar que el reforzamiento a flexión y corte con fibra de carbono FRP, es una alternativa muy eficiente y fácil de instalar, resultando económica en comparación de otras alternativas de reforzamiento.

**Palabras claves:** Evaluación y Reparación Estructural, Fibra de Carbono, Puente La Capilla.

## ABSTRACT

The present project "Evaluation and Structural Repair with Carbon Fiber of the La Capilla - Moquegua bridge superstructure" using the AASHTO-LRFD regulation published in December 2016.

The bridge The Chapel is reinforced concrete the Superstructure is a beam-slab type bridge consisting of 02 main beams, 01 slab, 07 diaphragm beams which are supported by the substructure consisting of 02 cantilevered abutments and 01 pillar type solid wall , in the characteristics of the soil we have carrying capacity and the height of the rebar.

The pathology of the La Capilla bridge was carried out, having as a final diagnosis faults with structural repercussions in the superstructure, the analysis was made with the current standard in an analogical way and the results were verified with the CsiBridge bridge analysis and design program.

After obtaining the data of the analysis, a comparison was made with the data of the original project which found deficiencies in it, the reinforcement of the structure was made according to the considerations of the ACI Norm 440.2R-08, with the use of the carbon fiber technology used in other countries with great success.

Finally, it was verified that the reinforcement to flexion and cutting with FRP carbon fiber, is a very efficient alternative and easy to install, being economical compared to other reinforcement alternatives.

**Keywords:** Structural Evaluation and Repair, Carbon fiber, Bridge The La Capilla

## INDICE

### INTRODUCCIÓN.

#### 1. CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO.

1.1. Descripción del proyecto.	01
1.2. Ubicación y antecedentes.	02
1.3. Objetivos del proyecto.	03

#### 2. CAPITULO II: SOLUCION DE LAS PATOLOGIAS DEL PUENTE.

2.1. Introducción.	04
2.2. Patología y terapia en puentes.	05
2.2.1. Patología.	05
2.2.2. Terapia.	05
2.3. Causas generadoras de patologías	06
2.3.1. Acciones hidráulicas.	06
2.3.2. Acciones sísmicas.	10
2.3.3. Corrosión.	10
2.3.4. Fatiga.	10
2.4. Alternativas de reparación refuerzo y protección	11
2.5. Guía para el diagnóstico y la corrección de las patologías.	12
2.5.1. Corrosión del acero de refuerzo.	13
2.5.1.1 Manifestación Típica.	13
2.5.1.2 Diagnostico más probable.	13
2.5.1.3 Alternativas de corrección.	13
2.5.2. Oquedades Superficiales.	14
2.5.2.1 Manifestación típica.	14
2.5.2.2. Diagnóstico más probable.	14
2.5.2.3. Alternativas para la solución.	14
2.5.3. Fisuras retracción hidráulica o de desplazamiento térmico.	15
2.5.3.1 Manifestación típica.	15
2.5.3.2 Diagnostico más probable.	15
2.5.3.3 Alternativas de corrección.	15
2.5.4 Fisuras de flexión, vigas.	16
2.5.4.1 Manifestación típica	16
2.5.4.2 Alternativas de corrección.	16
2.5.5 Fisuras de corte, vigas.	16
2.5.5.1 Manifestación típica.	16
2.5.5.2 Alternativas de corrección.	16
2.5.6 Fisuras de flexión y corrimiento de las armaduras.	17
2.5.6.1 Manifestación típica.	17
2.5.6.2 Diagnostico más probable.	17

2.5.6.3	Alternativas de corrección.	17
2.5.7	Rotura de concreto por compresión	18
2.5.7.1	Manifestación típica.	18
2.5.7.2	Diagnóstico más probable.	18
2.5.7.3	Alternativas de corrección.	18
2.5.8	Fisuras debido a la torsión de vigas.	19
2.5.8.1	Manifestación típica.	19
2.5.8.2	Diagnóstico más probable.	19
2.5.8.3	Alternativas de corrección.	19
2.5.9	Punzonamiento en losas.	19
2.5.9.1	Manifestación típica.	19
2.5.9.2	Diagnóstico más probable.	20
2.5.9.3	Alternativas de corrección.	20
2.6	Proceso de rehabilitación en puentes.	20

### 3 CAPITULO III: PATOLOGIA DEL PUENTE LA CAPILLA.

3.1	Introducción.	24
3.2	Recopilación de información del proyecto original.	24
3.3	Manifestación de las fallas estructurales.	27
3.3.1	Patología de la superestructura.	27
3.3.1.1	Predimensionamiento de la estructura.	27
3.3.1.2	Aspectos generales del estudio patológico de la superestructura.	28
3.3.1.2.1	Calidad de concreto.	28
3.3.1.2.2	Diseño de proyecto.	28
3.3.2	Patología de la infraestructura.	35
3.3.2.1	Estribo.	35
3.3.2.2	Pilar central.	36
3.3.3	Datos respecto al diseño estructural.	37
3.4	Manifestación de las fallas estructurales.	37
3.5	Posibles orígenes de las fallas.	37
3.6	Causas de las fallas presentadas.	38
3.7	Consecuencia del problema.	38
3.8	Diagnostico final.	39

### 4 CAPITULO IV: NOCIONES Y CONCEPTOS GENERALES.

4.1	Introducción.	40
4.2	Definición de Puente.	40
4.3	Elementos estructurales de un puente.	40
4.3.1	La superestructura.	41
4.3.1.1	El tablero.	41
4.3.1.2	Estructura Principal	42

4.3.2	La infraestructura.	43
4.3.2.1	Subestructura de un puente.	43
4.3.2.2	Cimentación de un puente.	45
4.3.3	Elemento de conexión.	46
4.3.4	Accesorio del tablero.	46
4.3.4.1	Sección transversal.	46
4.3.4.2	Ancho de vía (calzada).	46
4.3.4.3	Bermas.	46
4.3.4.4	Veredas.	47
4.3.4.5	Cordon Barrera.	47
4.3.4.6	Baranda.	47
4.3.4.7	Barrera de concreto (baranda para tráfico vehicular)	48
4.3.4.8	Pavimento.	48
4.3.4.9	Losa de transición.	48
4.3.4.10	Drenaje.	48
4.3.4.11	Gálibos.	49
4.3.4.12	Juntas de dilatación.	49
4.4	Clasificación de Puente.	49
4.4.1	Según la finalidad.	49
4.4.2	Según el material principal.	49
4.4.3	Según tipo de sistema estructural principal.	50
4.4.3.1	Puente tipo viga.	50
4.4.3.2	Puente tipo pórtico.	52
4.4.3.3	Puente en arco.	52
4.4.3.4	Puentes reticulados.	52
4.4.3.5	Puentes colgantes.	53
4.4.4	Según la sección transversal de la superestructura.	53
4.4.5	Según el sistema constructivo.	54
4.4.6	Según su disposición en planta.	54
4.4.7	Según el tipo de vida previsto.	54
4.5	Consideraciones generales de diseño y estructuración.	54
4.5.1	Estados límites.	55
4.5.1.1	Estado límite de servicio.	56
4.5.1.2	Estado límite de fatiga.	56
4.5.1.3	Estado límite de resistencia.	56
4.5.1.4	Estado límite correspondiente a eventos extremos.	56
4.5.2	Factores de modificación de las cargas.	56
4.5.2.1	Ductilidad.	57
4.5.2.2	Redundancia.	57
4.5.2.3	Importancia operativa.	57
4.5.3	Cargas y estados de carga.	58
4.5.3.1	Cargas permanentes.	58
4.5.3.2	Cargas variables.	59
4.5.3.2.1	Cargas durante la construcción.	59

4.5.3.2.2 Cargas vivas de vehículos LL	59
4.5.3.2.2.1 Cargas debidas al peso de los vehículos	59
4.5.3.2.2.2 Aplicación de las cargas de camión.	61
4.5.3.2.2.3 Incremento por carga dinámica IM	63
4.5.3.2.2.4 Carga sobre vereda, barandas y sardinel.	63
4.5.3.2.2.5 Número de líneas de diseño.	64
4.5.3.2.2.6 Presencia múltiple.	64
4.5.3.2.2.7 Factores de carga y combinación de cargas (AASHTO-LRFD)	65
4.6 Líneas de influencia.	68
4.6.1 Consideraciones generales.	68
4.6.2 Líneas de influencia estructuras isostáticas.	68
4.6.3 Líneas de influencia para estructuras hiperestáticas.	70
<b>5 CAPITULO V: VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.</b>	
5.1 Introducción.	72
5.1.1 Características generales del puente.	72
5.1.2 Normativa utilizada para la verificación.	73
5.1.3 Descripción general del puente.	73
5.1.4 Materiales.	76
5.1.5 Cargas.	76
5.1.5.1 Peso propio (DC).	76
5.1.5.2 Cargas muertas (DW).	76
5.1.5.3 Cargas vivas vehivular (LL+IM).	77
5.1.5.4 Carga viva peatonal (PL).	77
5.1.6 Análisis estructural de la superestructura.	78
5.1.6.1 Desarrollo de la sección general.	78
5.1.6.2 Desarrollo de la sección transversal típica y dimensiones básicas.	78
5.1.6.3 Verificación de la losa superior.	78
5.2 Líneas de influencia.	80
5.3 Cargas de diseño según AASHTO.	85
5.3.1 Cargas de diseño DC, DW y PL	85
5.4 Calculo de factores de concentración de carga.	86
5.5 Diseño de viga principal en concreto armado.	87
5.6 Modelamiento con el software Csi Bridge.	99
5.7 Evaluación de resultados de análisis estructural.	103
<b>6 CAPITULO VI: REFORZAMIENTO CON LA UTILIZACION DE LA FIBRA DE CARBONO.</b>	
6.1 Introducción.	108
6.1.1 Propiedades y características del FRP.	108

6.1.1.1	Alta flexibilidad.	109
6.1.1.2	Alta resistencia.	109
6.1.1.3	Baja densidad.	109
6.1.1.4	Tolerancia a altas temperaturas.	110
6.1.1.5	Fácil aplicación.	110
6.1.1.6	Gran seguridad.	110
6.1.1.7	Periodo de vida	110
6.1.1.8	Costo	110
6.1.2	Tipos de fibras de carbono	110
6.2	Sistema de reforzamiento con FRP, según la norma ACI440.2R-08	111
6.2.1	Resistencia ultima.	111
6.2.2	Calculo deformación unitaria de FRPy acero.	112
6.2.3	Calculo del esfuerzo efectivo del FRP y acero.	112
6.2.4	Calculo del eje neutro.	113
6.2.5	Esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio.	114
6.2.6	Esfuerzo en el FRP bajo de servicio.	116
6.3	Análisis, diseño y reforzamiento en el puente la Capilla.	117
6.3.1	Reforzamiento por flexión.	117
6.3.2	Reforzamiento por cortante.	125
6.4	Procedimiento constructivo de reforzamiento.	131
6.4.1	Armado de andamio.	131
6.4.2	Pulido de la superficie.	132
6.4.3	Habilitación de la fibra de carbono.	132
6.4.4	Preparación y colocación del epoxico Sikadur 301.	134
6.4.5	Colocación de la fbra de carbono Sikawrap-600 C.	135
<b>7</b>	<b>CAPITULO VII: COSTOS Y PRESUPUESTO.</b>	
7.1	Introducción.	138
7.2	Metrado.	138
7.2.1	Reforzamiento por flexión para momentos positivos	138
7.2.2	Reforzamiento por flexión para momentos negativos.	140
7.2.3	Reforzamiento por corte.	142
7.2.4	Resumen metrado.	144
7.3	Presupuesto.	145
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>146</b>
	<b>RECOMENDACIONES.</b>	<b>147</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>150</b>
	<b>INFORMACION COMPLEMENTARIA.</b>	<b>151</b>
	Anexo 1: Recopilación información básica, memoria, planos originales del proyecto La Capilla	

Anexo 2: Ensayo destructivo de concreto endurecido.

Anexo 3: Tablas para líneas de influencia para tramos continuos.

Anexo 4: Modelamiento de la superestructura en CSiBridge

Anexo 5: Planos de reforzamiento.

Anexo 6: Fichas técnicas.



## INDICE DE FIGURAS.

Figura 1.1 Provincias del departamento de Moquegua

Figura 1.2 Plano de ubicación puente La Capilla

Figura 1.3 Sección transversal puente La Capilla.

Figura 1.4 Estado actual del puente La Capilla.

Figura 1.5 Vista de losa del puente La Capilla.

Figura 2.1 Estadística de las causas de colapso de algunos puentes en Colombia.

Figura 2.2 Tipos de socavación (Melville & Coleman 2000).

Figura 2.3 Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente.

Figura 2.4 Ejemplo de socavación en estribos y pilas.

Figura 2.5 Puente Argelino Durán Quintero (Santander).

Figura 2.6 Elongación de la pila.

Figura 2.7 Socavación en estribo.

Figura 2.8 Fibra de carbono.

Figura 2.9 Procedimiento para el análisis de rehabilitación de puentes.

Figura 2.10 Etapas de posibles orígenes de fallas.

Figura 3.1 Sección transversal puente La Capilla.

Figura 3.2 Elevación puente La Capilla.

Figura 3.3 Vista en planta puente La Capilla.

Figura 3.4 Mapeo de fisuras encontradas en la superestructura del puente La Capilla (información obtenida en campo).

Figura 3.5 Vista del puente tipo viga losa existente del puente La Capilla.

Figura 3.6 Puente La Capilla con un pilar central.

Figura 3.7 Fisura típica por flexión encontrada en varios tramos centrales de 0.10 mm a 0.30 mm (micro fisuras).

Figura 3.8 Fisura típica por flexión en vigas principales.

Figura 3.9 Se observa el resane de fisuras realizadas sin autorización de la supervisión.

Figura 3.10 Se observa el resane de fisuras en vigas, lo cual perjudica el estudio patológico.

Figura 3.11 Se observa el resane de fisuras en vigas.

Figura 3.12 Se puede observar micro fisuras de 0.2 mm.

Figura 3.13 Recomendaciones de Predimensionamiento. Ing Arturo Rodriguez Serquen.

Figura 4.1 Esquema de las partes de un puente convencional.

Figura 4.2 Puente tipo viga losa.

Figura 4.3 Puente en arco.

Figura 4.4 Puente reticulado.

Figura 4.5 Disposiciones de pilares.

Figura 4.6 Disposiciones de estribos.

Figura 4.7 Típica acera sobre elevada.

Figura 4.8 Materiales que se usan en puentes.

Figura 4.9 Tramos simplemente apoyados.

Figura 4.10 Puente tipo pórtico.

Figura 4.11 Secciones en puentes.

Figura 4.12 Características de camión de diseño HL-93K.

Figura 4.13 Características de camión tándem HL-93M.

Figura 4.14 Cargas por carril HL-93.

Figura 4.15 Cargas de diseño AASHTO-LRFD.

Figura 4.16 Factores de carga viva.

Figura 4.17 Incremento por carga dinámica.

Figura 4.18 Línea de diseño.

Figura 4.19 Incremento por carga dinámica.

Figura 4.20 Tabla de combinación y factores de carga.

Figura 4.21 Factores para cargas permanentes.

Figura 4.22 Vigas simplemente apoyada.

Figura 4.23 Líneas de influencia reacciones y cortante.

Figura 4.24 Líneas de influencia para momentos.

Figura 4.25 Momentos de empotramiento.

Figura 5.1 Sección del puente La Capilla actual.

Figura 5.2 Estribo de apoyo extremo y superestructura viga losa.

Figura 5.3 Pilar central de apoyo del tipo placa o muro de la subestructura.

Figura 5.4 Vista en elevación del puente.

Figura 5.5 Vista en planta del puente La Capilla.

Figura 5.6 Sección transversal del puente según el proyecto original.

Figura 5.7 Resumen cargas de diseño AASHTO-LRFD.

Figura 5.8 Factor de carga viva según HL-93K, HL-93M y HL-93S.

Figura 5.9 Método de la palanca.

Figura 5.10 Isometría del modelo estructural del puente en elementos finitos

Figura 5.11 Vista en 3D del modelo estructural del puente.

Figura 5.12 Diagrama de momento flector por carga permanente debido a peso (DC) – viga exterior.

Figura 5.13 Diagrama de momento flector por carga permanente debido a carga muerta (DW) – viga exterior.

Figura 5.14 Envoltente de momento flector por carga viva HL-93 (LL+IM) – viga exterior.

Figura 5.15 Diagrama de fuerza cortante por carga permanente debido al peso propio (DC) – viga exterior.

Figura 5.16 Diagrama de fuerza cortante por carga permanente debido a la carga muerta (DW) – viga exterior.

Figura 5.17 Envoltente de fuerza cortante por carga viva HL – 93 (LL+IM) – viga exterior.

Figura 5.18 Envoltente de momentos de diseño comparado con momento ultimo resistente según expediente técnico.

Figura 5.19 Envoltente de cortante de diseño comparado con cortante ultimo resistente según expediente técnico.

Figura 6.1 Fibra de carbono en platina y tejidos.

Figura 6.2 Distribución de esfuerzos para la sección rectangular.

Figura 6.3 Esfuerzos y deformaciones de la sección con FRP.

Figura 6.4 Diagrama tensión – deformación del concreto.

Figura 6.5 Diagrama tensión – deformación para el acero de refuerzo.

Figura 6.6 Reforzamiento por corte con FRP (sección completa, 3 lados y 2 lados) (ACI 440-2R-08).

Figura 6.7 Reforzamiento por corte en vigas (Cortesía empresa Virgen de Copacabana Constructora y servicios generales S.R.L.)

Figura 6.8 Según el ACI 440-2R-208. Muestra la disposición del reforzamiento.

Figura 6.9 Preparación de la superficie a reforzar con FRP

Figura 6.10 Preparación de anclajes con FRP.

Figura 6.11 Habilidad de fibra de carbono.

Figura 6.12 Corte de la fibra de carbono.

Figura 6.13 Preparación del aditivo epóxico.

Figura 6.14 Aditivo Sika 301.

Figura 6.15 Aditivo Sika 3001.

Figura 6.16 Colocación de anclajes con FRP.

Figura 6.17 Sellado de protección con la resina adhesiva.

Figura 7.1 Detalle de reforzamiento tipo A para vigas principales

Figura 7.2 Corte de detalle de reforzamiento tipo A.

Figura 7.3 Elevación de reforzamiento del puente La Capilla.

Figura 7.4 Detalle de reforzamiento tipo B para vigas principales.

Figura 7.5 Corte de detalle de reforzamiento tipo B.

Figura 7.6 Corte de detalle de reforzamiento tipo A.

Figura 7.7 Reforzamiento por corte en los apoyos de estribos.

Figura 7.8 Reforzamiento por corte en el pilar.

Figura 7.9 Detalle de reforzamiento por corte en el pilar.

### INDICE DE TABLAS.

Tabla 3.1 Clasificación de las fisuras

Fuente: Ing. Jua Pérez Valcárcel.

Tabla 5.1 Calculo de momento positivo último resistente según expediente técnico.

Tabla 5.2 Calculo de momento negativo último resistente según expediente técnico.


Tabla 5.3 Calculo de cortante último resistente según expediente técnico

Tabla 6.1 Ejemplo de Sika Warp 600C propiedades de la fibra de carbono FRP.  
133

Tabla 6.2 Factores reducción ACI – 440 -2R-28.

Tabla 6.3 De la norma ACI valores de corrección CE.





**“EVALUACIÓN Y REPARACIÓN ESTRUCTURAL CON FIBRA DE  
CARBONO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE LA CAPILLA  
MOQUEGUA”**

## INTRODUCCIÓN.

El puente La Capilla, motivo del desarrollo de la tesis se encuentra ubicado en el distrito la Capilla, siendo uno de los 11 distritos de la provincia General Sánchez Cerro, ubicada en el departamento de Moquegua.

Provincias del departamento de Moquegua						
Ubigeo	Provincia	Capital	Distritos	Superficie km <sup>2</sup>	Problacion 2016	Altitud msnm
1801	Mariscal Nieto	Moquegua	6	8 671.58	82 296	1 417
1802	General Sánchez Cerro	Omate	11	5 681.71	28 685	2 160
1803	Ilo	Ilo	3	1 380.68	71 352	13



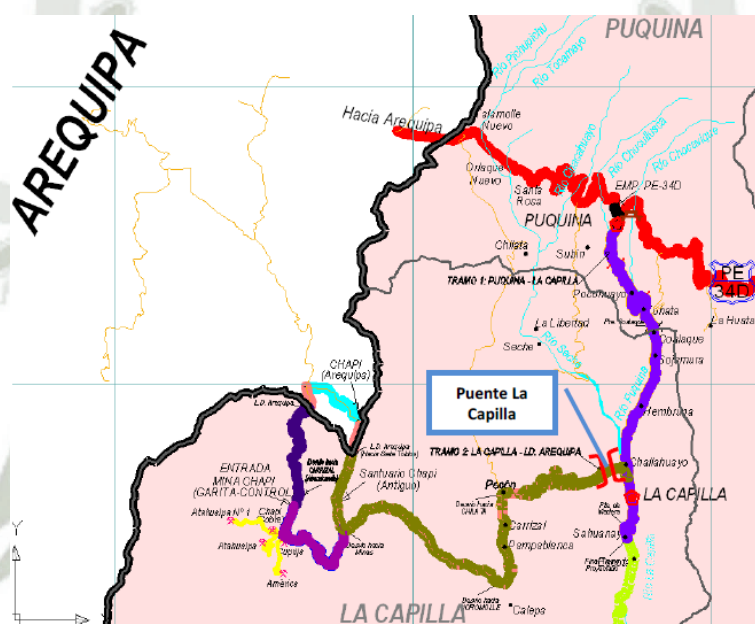
**Figura 1.1 Provincias del departamento de Moquegua**

Como podemos ver en la figura 1.1 la provincia General Sánchez Cerro cUYA capital Omate, se encuentra el distrito de La Capilla, donde se ejecutó la construcción del puente La Capilla, como obra importante de ingeniería que

corresponde al proyecto "Mejoramiento de Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD Arequipa ", (ver figura 1.2).

El desarrollo de la tesis, tiene como objetivo principal, realizar el estudio patológico del puente La Capilla, especialmente la superestructura donde sus vigas principales presentan fisuras importantes, preocupando a los responsables en la ejecución del proyecto (funcionarios del Gobierno Regional de Moquegua).

Después de realizar el estudio patológico se buscará la solución más adecuada, utilizando alta tecnología en el reforzamiento de estructuras de concreto armado.



**Figura 1.2 Plano de ubicación Puente la Capilla.**

**Fuente: Google Map.**

El puente La Capilla es parte del proyecto "Mejoramiento de Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD Arequipa ", de la Provincia General Sánchez Cerro, Región Moquegua". En el proyecto contempla la construcción del puente la Capilla, proyectado en una sola vía, en concreto armado de 50 m de luz hidráulica.

El camino vecinal La Capilla – LD. Arequipa queda interrumpido en épocas de lluvia debido al aumento de caudal del río La capilla, que deja aislado al centro poblado de Yalaque y sus anexos del distrito La Capilla y con la región de Moquegua, por eso la necesidad de una infraestructura que sirva como acceso a estos poblados.

## CAPITULO 1

### ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

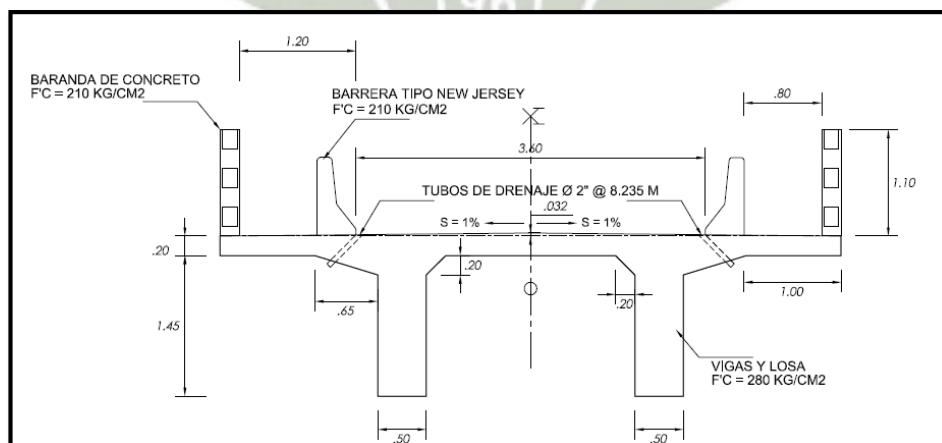
#### 1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO. -

El objetivo del proyecto, fue de mejorar la deficiente transitabilidad de los poblados hacia los mercados regionales, tanto de Arequipa y Moquegua, pero, debido a la presencia de las fisuras en la superestructura no se puede poner en servicio tan importante obra de ingeniería.

El mejoramiento de la carretera vecinal MO – 503, tramo Puquina – La Capilla – LD – Arequipa, provincia General Sánchez Cerro, Región Moquegua. Presenta un segundo tramo y un tercer componente, referido a la construcción del Puente La Capilla.

Como tramo 2 Puquina – LD. Arequipa, en el km 0+650 cruza el rio La Capilla con flujo constante de caudales considerables, que en épocas de lluvias es intransitable, aislando al centro poblado de Yalaque y sus anexos con la región Moquegua y Arequipa.

El puente proyectado es carrozable de 01 carril, de concreto armado, tiene los siguientes elementos estructurales, en la infraestructura se consideran 02 estribos con 01 pilar central y la superestructura comprende 02 vigas principales, 07 vigas diafragma y 01 losa, como obras complementarias considera 02 barandas de concreto y 02 barandas tipo New Jersey. ( ver figura 1.3).



**Figura 1.3 Sección transversal Puente la Capilla.**

Se considera como obras de encauzamiento y protección defensas ribereñas de enrocado, en el margen izquierdo se considera enrocado de 20 m y en el margen derecho enrocado en 50 m, debido a las características propias del cauce que requieren dichas obras y según el estudio hidrológico.

El presupuesto estimado fue de S/. 1, 918,057.00, la fecha de elaboración del costo y presupuesto es de Julio 2009, el plazo para la realización del puente fue de 07 meses.

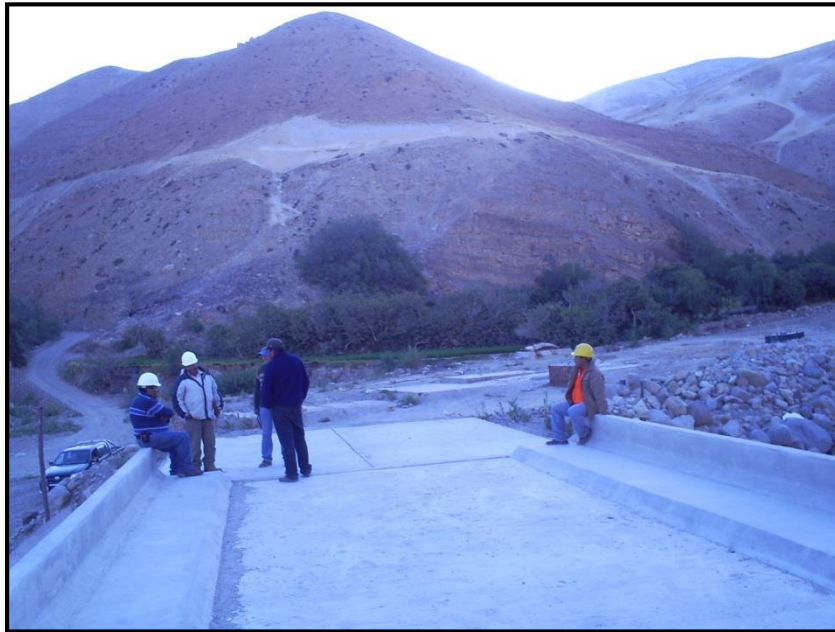
La modalidad de ejecución es por administración directa, parámetro definido en el estudio de pre inversión con la que fue otorgada la viabilidad para estudio definitivo. Es importante mencionar que la intervención del proyecto con mejoramiento vial en el tramo 2 Puquina – LD. Arequipa, no cumplirá sus metas sino se soluciona y habilita el puente La Capilla, debido a que la transitabilidad sería restringido en épocas de lluvia.



***Figura 1.4 Estado actual del puente La Capilla.***

## **1.2 UBICACIÓN Y ANTECEDENTES. -**

La provincia General Sánchez Cerro, es una de las tres que forman el Departamento de Moquegua, perteneciente a la Región Moquegua, limitando al norte y al oeste con el Departamento de Arequipa, al este con el Departamento de Puno y al sur con la Provincia de Mariscal Nieto.



***Figura 1.5 Vista de losa del Puente La Capilla.***

El proyecto tema de la investigación, se ha ejecutado en los primeros meses del año 2011, en agosto del mismo año no se puede entregar el puente La Capilla por los problemas estructurales que presenta. Poniendo en riesgo las metas del proyecto y la inversión realizada.

Se ha podido tener acceso a todo el expediente, donde se puede observar la ingeniería básica para el diseño de puentes, que posteriormente se analizará y comentara, en los siguientes capítulos.

### **1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO. -**

El desarrollo del siguiente proyecto de investigación, es poner en servicio lo más antes posible el puente La Capilla y poder cumplir las metas del proyecto. Para lo cual se seguirá el siguiente procedimiento, primeramente, se realizará el estudio patológico del puente lo más exacto posible, para luego proponer la solución más segura y rápida, además de económica.

## CAPITULO 2

### SOLUCION DE LAS PATOLOGIAS DEL PUENTE.

#### **2.1 INTRODUCCION. -**

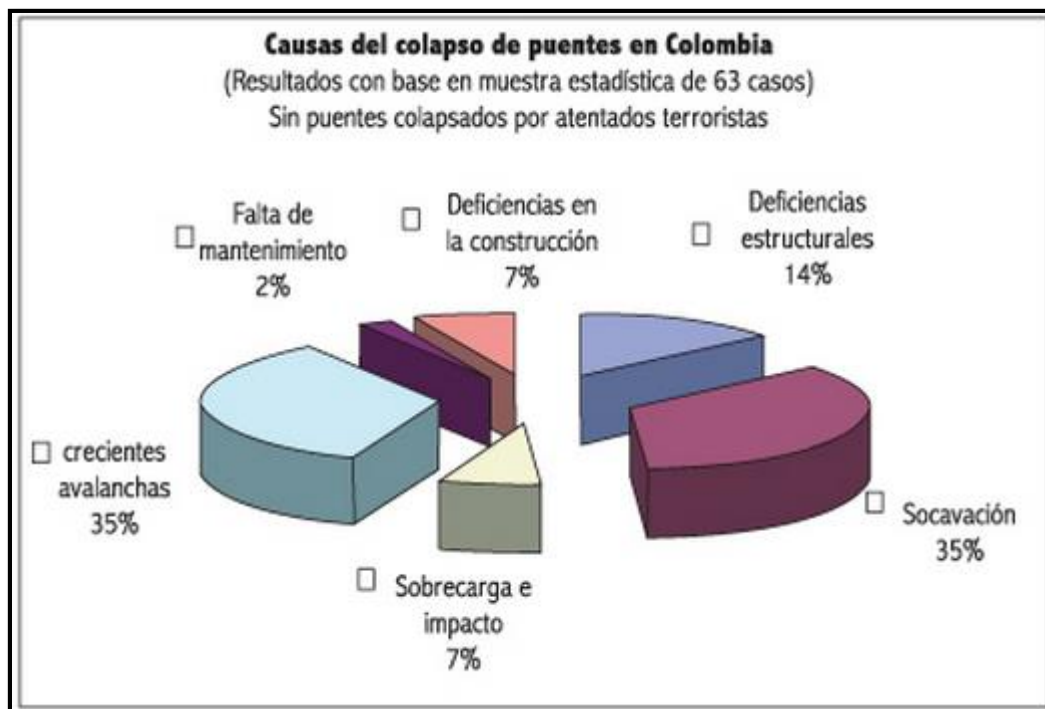
En el proceso de reparación y reforzamiento de las estructuras en general, en la actualidad se tienen diferentes concepciones de diversos autores, cada uno de ellos a su criterio dan una serie de pasos para lograr la solución más adecuada a este proceso, pero todos ellos en sus diferentes procedimientos tienen el objetivo primordial de encontrar primeramente la patología de la estructura y posteriormente proponer una reparación.

En el caso de puentes estos se encuentran totalmente expuestos, tienen más posibilidades de presentar patologías o daños a la estructura en sí. Existen una gran variedad de daños producidos como: grietas y fisuras, cimentaciones socavadas, pilas erosionadas, muros y estribos con deslizamientos o cabeceos, fallos en los apoyos, fallos en las juntas, estructuras metálicas oxidadas.

Una de las causas de daño, en gran porcentaje en los puentes es la carga viva acompañado de la falta de mantenimiento, los puentes se van fatigando y envejeciendo. Estos problemas que se presentan en los puentes pueden ser solucionados tomando en cuenta la gravedad del daño.

En una investigación reciente sobre la evaluación de las causas de colapso de algunos puentes en Colombia, basada en el estudio de 63 casos (de fallas totales y parciales) (Muñoz, Edgar, 2000), se encontró que el 70% se producen por fenómenos hidráulicos, tales como socavación y avalanchas (ver figura 2.1). Es importante resaltar que deficiencias estructurales o de cálculo es de 14%, deficiencias en la construcción 7% y por mantenimiento 2%. Esta información es muy importante para el estudio patológico que desarrollaremos del proyecto de la tesis a desarrollar.

En este capítulo presenta un resumen de las causas y orígenes de los defectos de las obras civiles, y está diseñado para brindar una información útil para la solución de los problemas patológicos.



**Figura 2.1. Estadística de las causas de colapso de algunos puentes en Colombia.**

## 2.2 PATOLOGÍA Y TERAPIA EN PUENTES. -

### 2.2.1. PATOLOGÍA. -

Puede ser definida como la parte de la Ingeniería que estudia los síntomas, los mecanismos, las causas y los orígenes de los defectos de las obras civiles, o sea, es el estudio de las partes que componen el diagnóstico del problema.

Esta etapa es una de las más importantes y difíciles de definir ya que se tiene que identificar el problema, desde el cálculo estructural, procedimiento constructivo, analizar los materiales empleados, ensayos en campo y laboratorio realizados, etc.

### 2.2.2. TERAPIA. -

A la terapia le corresponde el estudio de la corrección y la solución de estos problemas patológicos. Para obtener éxito en las medidas terapéuticas, es necesario, que el estudio precedente, es decir el diagnóstico del problema, haya sido bien definido. Esta etapa de intervención estructural tiene objeto de solucionar el problema, eligiendo la mejor alternativa.

## **2.3 CAUSAS GENERADORAS DE PATOLOGÍAS. -**

De acuerdo a la versión LRFD de las Especificaciones AASHTO, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente, las condiciones impuestas por los estados límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales, con la debida consideración en lo que se refiere a la inspección, economía y estética.

Los Estados Límites contemplados por las Especificaciones AASHTO LRFD son:

- Estado Límite de Servicio.
- Estado Límite de Fatiga y Fractura.
- Estado Límite de Resistencia.
- Estado Límite de Evento Extremo.

Pero siempre se presentan fallas en los diferentes proyectos de puentes, a continuación, citaremos las fallas más comunes en puentes que debemos tomar en cuenta.

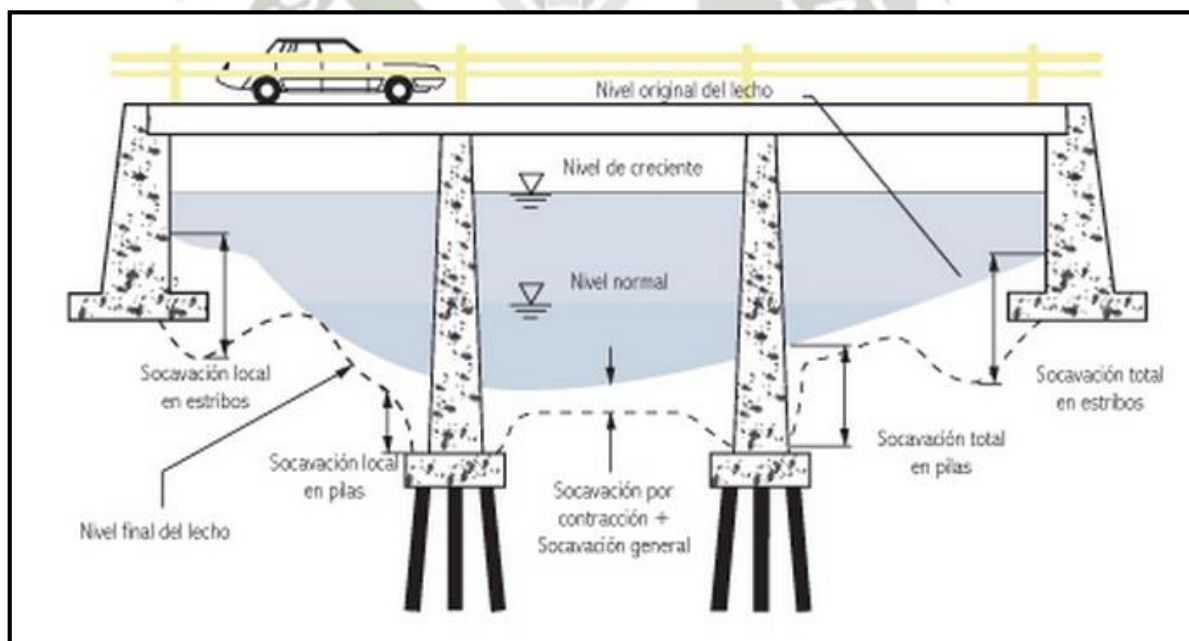
### **2.3.1 ACCIONES HIDRAÚLICAS. -**

Existen distintos tipos de socavación que se pueden resumir según las figuras 2.2 y 2.3, y desarrollaremos las más importantes:

La socavación general, se refiere a la tendencia a la degradación que el lecho presenta a lo largo del tiempo, debido a causas externas, ya sean naturales o inducidas por el hombre, pero sin tenerse en cuenta eventos extremos o crecientes.



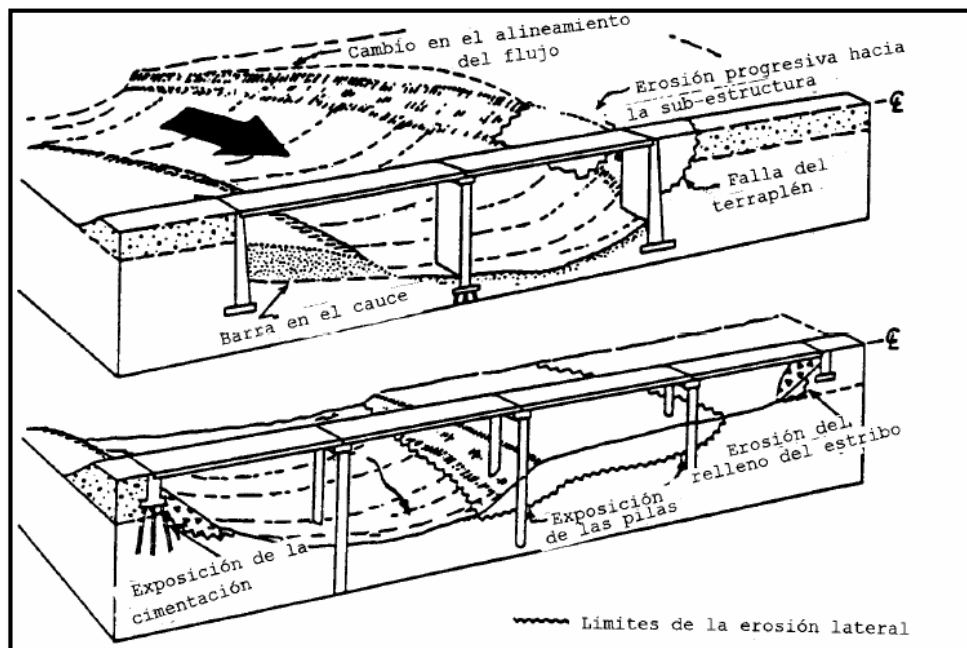
**Figura 2.2 Tipos de socavación ( Melville & Coleman 2000).**



**Figura 2.3 Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente.**

Degradación a largo plazo, se presenta por la tendencia de los ríos a moverse hacia la parte externa y hacia aguas debajo de las curvas. Es de tipo permanente, ocurre principalmente en las curvas del río en que la capacidad de

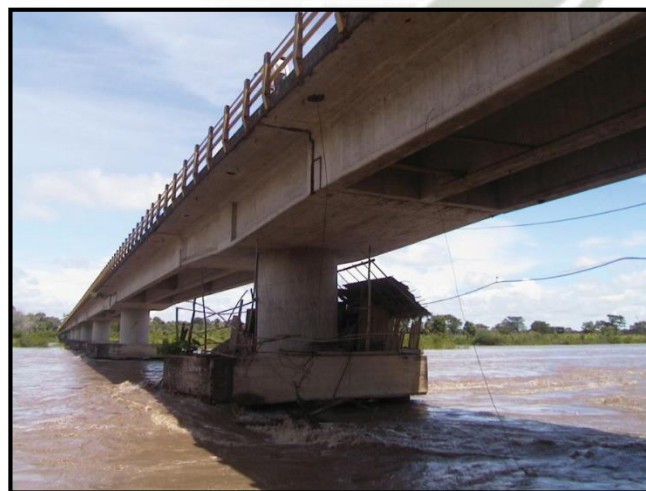
arrastre de los sólidos es mayor en la parte externa que en la parte interna.  
Produce problemas en pilas y estribos. Figura 2.4.



**Figura 2.4 Ejemplo de socavación en estribos y pilas**

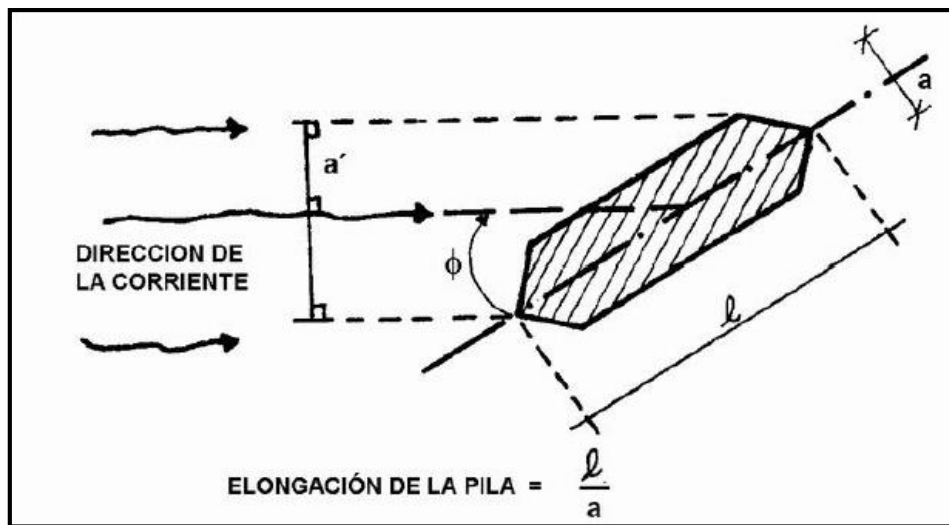
La socavación por contracción es la que ocurre debido al estrechamiento del flujo por la fundación del puente (incluyendo las aproximaciones). La socavación local, es la causa por la interferencia de la fundación del puente con el flujo, e incluye la socavación en estribos y en pilas.

La socavación en pilas es la causada por la interferencia de las pilas con el flujo, como se observa en la figura 2.5.



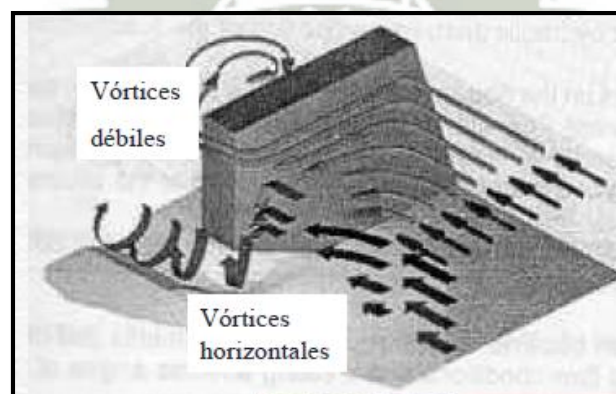
**Figura 2.5 Puente Argelino Durán Quintero (Santander).**

Los factores que afectan la socavación local en pilas son: el ancho y longitud de la pila, ángulo de ataque del flujo figura 2.6.



**Figura 2.6** Elongación de la pila

Los estribos son los apoyos extremos del puente. Desde un punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, sin embargo, se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación. Se refiere a la remoción del material que circunda en los estribos, diques o terraplenes de acceso a un puente. Esta obstrucción forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte aguas arriba y corre a lo largo de la estructura y un vórtice de eje vertical al final de la misma figura 2.7.



**Figura 2.7** Socavación en estribo.

### **2.3.2 ACCIÓN SÍSMICA. -**

Los daños producidos en puentes por la acción sísmica, están basadas en niveles de fuerzas laterales especificadas que fueron seriamente subestimadas.

Debido a que los niveles de fuerza sísmica fueron menores, la relación de cargas de gravedad a fuerza sísmica adoptada para el diseño fue incorrecta.

Acciones estructurales inelásticas y conceptos asociados de diseño por capacidad y ductilidad son cruciales para el desarrollo de sistemas inelásticos bajo respuestas sísmicas severas y que no fueron consideradas en los procesos de diseño elásticos.

Además, se observó muchas fallas se producen por sismo porque no se toma en cuenta en el diseño:

El anclaje y longitudes de desarrollo del reforzamiento de columnas.

Conexiones inadecuadas entre pilares de tensión y cimentación.

### **2.3.3 CORROSIÓN. -**

Generalmente, el deterioro en puentes de concreto armado es causado por iones de cloruros que se presentan en muchas sustancias químicas. Los iones se impregnan en el concreto y llegan hasta el acero, ingresando con mayor agresividad por las fisuras que presentan cuando estas no son subsanadas oportunamente por falta de mantenimiento.

### **2.3.4 FATIGA. -**

El estado límite de fatiga de una determinada estructura, tiene como objetivo garantizar, con una probabilidad suficientemente elevada, que dicha estructura se comportara satisfactoriamente durante la vida útil prevista, sin que se produzca el fallo de la propia estructura, ni de ninguno de sus elementos, y sin que sea previsible la aparición de grietas producidas por la fatiga.

Asegura limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida útil del diseño de puentes.

## 2.4 ALTERNATIVAS DE REPARACIÓN, REFUERZO Y PROTECCIÓN. -

Reparaciones dentro del mantenimiento se consideran las siguientes acciones: Sellado de fisuras, inyección de fisuras, saneo de concreto degradado, reposición de concreto, limpieza de armaduras, impermeabilización del tablero, pintura perimetral, recolocación o recalce de apoyos, reparación o reposición de barreras o parapetos, reparación de aceras y canalizaciones de servicios, actuaciones sobre el pavimento y otras actuaciones singulares como, por ejemplo, arreglo de socavación en la cimentación, etc. Estas acciones se llevan a cabo por equipos específicos una vez que se ha decidido su realización.

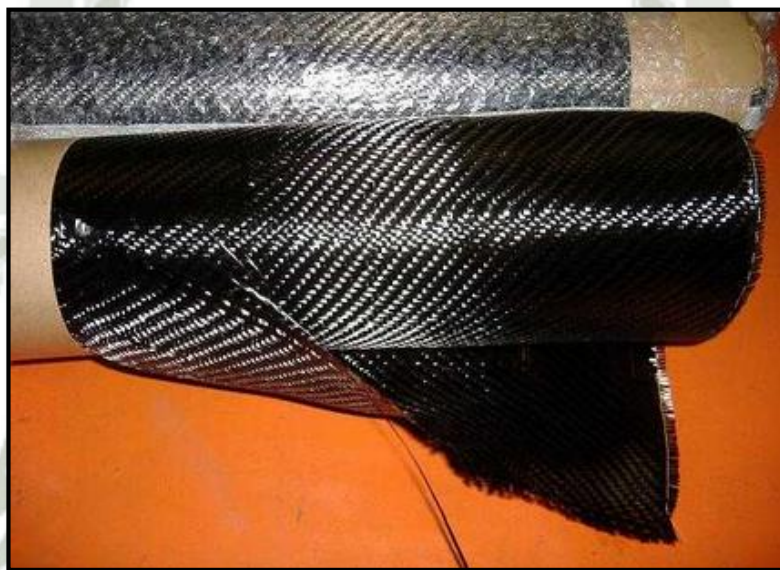
La reparación de los puentes, enmarca las siguientes actividades en los puentes que son realizadas por personal técnico especializado.

- Alineamiento vertical y horizontal de tablero de la superestructura.
- Cambio de apoyos.
- Cambio de juntas de dilatación.
- Rehabilitación de concreto degradado.
- Tratamiento de armados expuestos.
- Inyección de grietas en subestructuras y superestructura.
- Protección de acero expuestos en subestructuras y superestructura utilizando Sand-Blasting, picado o pegacreto para colocar concreto lanzado.

El mantenimiento de puentes es una de las actividades más importantes entre las que hay que realizar para llevar a cabo la conservación de una red de carreteras. Su objetivo final, como la de toda labor de conservación, es la del mantenimiento de todas las condiciones de servicio de la carretera en el mejor nivel posible.

Otro tipo de acciones, es la reparación de daños producidos por golpes. Con cierta frecuencia se producen colisiones del tráfico, especialmente de vehículos que circulan con altura excesiva de carga por pasos inferiores, aunque también dentro de la propia autopista por colisionar contra pilas, etc. Estos daños cuando se producen son reparados, aunque no constituyan un peligro inmediato para el buen funcionamiento de la estructura. La reparación consiste normalmente en la eliminación del concreto roto y sustituirlo por un mortero de reparación. Es importante seguir las recomendaciones de Directiva N° 01-2006-MTC/14 "GUÍA PARA INSPECCIÓN DE PUENTES".

Es importante resaltar la nueva tecnología utilizada en otros países en la reparación y mantenimiento de puentes, es utilizando la fibra de carbono que presenta una resistencia a tracción de  $38000 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad de  $2270000 \text{ Kg/cm}^2$  en la dirección longitudinal de la fibra (a lo largo del rollo), mientras que en la dirección transversal (ancho del rollo) la resistencia es nula. Se utiliza resina de impregnación para su colocación figura 2.13.



*Figura 2.8 Fibra de carbono.*

## 2.5 GUÍA PARA EL DIAGNÓSTICOS Y LA CORRECCIÓN DE LAS PATOLOGÍAS. -

En los últimos años ha crecido el número de estructuras de concreto armado con manifestaciones patológicas, estas constataciones tanto en el ámbito internacional como a nivel local, han demostrado que las exigencias y recomendaciones existentes en los textos de las principales normas de proyecto y ejecución de estructuras de concreto vigentes hasta la década del 80 eran insuficientes. La década del 90 se caracterizó, por un fuerte movimiento nacional e internacional de introducción del concepto de vida útil, en el proyecto de las estructuras de concreto.

El ACI 318, el ACI 365 y el Model Code Ceb-FIP 90 y más recientemente el código brasileño NBR 6118 Proyecto de Estructuras de Concreto de 2003, introdujeron nuevos capítulos específicos que permiten una previsión de la evolución del deterioro de las estructuras de concreto armado a través de modelos de comportamiento que viabilizan proyectar para la durabilidad y no apenas para la resistencia mecánica y seguridad estructural.

## **2.5.1 CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO. -**

### **2.5.1.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA. -**

- Manchas verdosas o marrones (color de herrumbre), fisuras, desprendimiento de concreto superficial.

### **2.5.1.2 DIAGNÓSTICO, MÁS PROBABLE. -**

- Concreto con elevada porosidad, inadecuado.
- Espesor de recubrimiento insuficiente sobre el acero de refuerzo.
- Mala ejecución, mala compactación.

### **2.5.1.3 ALTERNATIVAS DE CORRECCIÓN.-**

Después de analizar adecuadamente el elemento estructural y establecer el diagnóstico y las consecuencias del problema, se debe:

- Eliminar cuidadosamente el concreto y el acero afectados y contaminados y los productos de la corrosión, limpiando bien las superficies de acero y del concreto.
- Reconstruir la sección original de acero de refuerzo.
- Reconstruir o aumentar la sección original del elemento estructural.

En caso de corrosión del acero de refuerzo es posible utilizar las siguientes alternativas de corrección.

- Limpieza y escarificación de la superficie existente.
- Reponer sección original de acero acrecentar acero en caso de refuerzo.
- Reparar con mortero de base cemento modificado con polímeros (en caso de carbonatación o cloruros).

- Reparar con mortero de base epoxi o de base poliéster (cuando hay mucha prisa en el resultado).
- Reparar con mortero de base cemento modificado con polímeros y mezclado con inhibidores de corrosión (en caso de muchos cloruros).
- Reforzar por aumento de sección con grout base cemento.
- Reforzar con concreto proyectado vía húmeda.
- Realizar extracción electroquímica de cloruros (en caso de cloruros).
- Realizar re alcalinización electroquímica (en caso de carbonatación).
- Aplicar protección catódica por ánodos de sacrificio (zinc) o por corriente impresa.
- Aplicar revestimiento (pintura) de protección superficial contra cloruros o contra gas carbónico (tipo barrera renovable cada 4 años).
- Eventualmente demoler y reconstruir.

## **2.5.2 OQUEDADES SUPERFICIALES.-**

### **2.5.2.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA.-**

- Vacíos tipo nidos de abeja, o nidos por defectuoso vaciado con o sin acero expuesto y en general con muchas gravas expuestas.

### **2.5.2.2 DIAGNÓSTICO, MÁS PROBABLE.-**

- Dosificación inadecuada del concreto con pequeña proporción de mortero.
- Tamaño máximo característico de árido grueso muy grande.
- Vertido y compactación inadecuada.
- Excesiva cantidad de acero de refuerzo.

### **2.5.2.3 ALTERNATIVAS PARA LA SOLUCIÓN.-**

Después de analizar adecuadamente el elemento estructural puede ser necesario. Eliminar el concreto segregado hasta llegar al hormigón sano y limpiar bien las superficies del sustrato y del acero.

- Reparar con mortero de base cemento modificado con polímeros.
- Reparar con mortero de base epoxi o poliéster (si hay prisa).
- Reparar con grout de base cemento (reparaciones profundas).

- Reparar con concreto (reparaciones profundas)
- Reparar con mortero seco tipo dry-pack (reparaciones profundas y de pequeña abertura superficial).
- Aplicar revestimiento de protección contra agresividad ambiental y renovar (mantenimiento).

### **2.5.3 FISURAS DE RETRACCIÓN HIDRÁULICA O DE DESPLAZAMIENTO TÉRMICO.-**

#### **2.5.3.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA.-**

- Fisuras en losas y vigas, en generales paralelos y geométricamente distanciados, que no aparecen en las partes muy armadas.

#### **2.5.3.2 DIAGNÓSTICO MÁS PROBABLE.-**

- Secado prematuro del concreto (curado inadecuado).
- Contracción térmica debido a gradientes de temperatura diarios o estacionales
- Falta de acero de refuerzo.

#### **2.5.3.3 ALTERNATIVAS DE CORRECCIÓN.-**

Analizar la dimensión de la fisura y clasificarla como activa (también conocidas como fisuras vivas o que trabajan), o pasivas (también llamadas fisuras muertas).

- a. En ambiente interior seco y no agresivo cuando:
  - Abertura  $\leq 0.3$  mm, no necesita ningún tratamiento.
  - Abertura  $> 0.3$  mm, pasiva, inyectar resina epóxica o micro cemento.
  - Abertura  $> 0.3$  mm, activa, rellenar con sellante.
- b. En ambientes agresivos y húmedos cuando:
  - Abertura  $\leq 0.1$  mm, no necesita ningún tratamiento.
  - Abertura  $> 0.1$  mm, pasiva, inyectar resina epóxi o micro cemento.
  - Abertura  $> 0.1$  mm, activa, rellenar con sellante.

- c. Aplicar revestimiento (pintura) de protección superficial contra cloruros o contra gas carbónico (tipo barrera renovable cada 4 años).

#### **2.5.4 FISURAS DE FLEXIÓN, VIGAS.**

##### **2.5.4.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA.-**

Fisuras y flechas en las superficies fraccionadas de vigas y losas.

##### **2.5.4.2 ALTERNATIVAS DE CORRECCIÓN.-**

- Después de analizar adecuadamente el elemento estructural, los diseños y las cargas puede ser necesario:
- Apuntar y descargar.
- Limpieza y escarificación de la superficie existente.
- Reponer sección original de acero o acrecentar acero en caso de refuerzo.
- Sellar fisuras con inyección de micro cementos o epoxi.
- Reparar o reforzar con mortero base cemento modificado con polímeros (casos localizados).
- Reparar o reforzar con mortero o concreto lanzado (proyectado) vía seca o vía húmeda (para grandes superficies).
- Reparar o reforzar con uso de láminas metálicas o de carbono.
- Reforzar con pos tensado externo
- Eventualmente demoler y reconstruir.
- En los casos de reparaciones o refuerzos con láminas metálicas o de fibras de carbono, efectuar protección térmica con morteros de vermiculita expandida, yeso, poliespuma y otro procedimiento adecuado.

#### **2.5.5 FISURAS DE CORTE, VIGAS.-**

##### **2.5.5.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA.-**

Fisuras inclinadas próximas de los apoyos.

##### **2.5.5.2 ALTERNATIVAS DE CORRECCIÓN.-**

- Después de analizar adecuadamente el elemento estructural, el proyecto y las cargas puede ser necesario:

- Apuntalar la viga.
- Limpieza y escarificación de la superficie existente
- Reponer sección original de acero o acrecentar acero en caso de refuerzo.
- Sellar fisuras con inyección de micro cementos o epoxi.
- Reparar o reforzar con mortero base cemento modificado con polímeros (casos localizados).
- Aplicar sobre capas de mortero de base cemento, epoxi, o poliéster.
- Reparar o reforzar con uso de láminas metálicas o de carbono.
- Reforzar con postensado externo.
- Eventualmente demoler y reconstruir.
- En los casos de reparaciones o refuerzos con láminas metálicas o de fibras de carbono, efectuar protección térmica con morteros de vermiculita expandida, yeso, poliespuma u otro procedimiento adecuado.

#### **2.5.6 FISURAS DE FLEXIÓN Y CORRIMIENTO DE LAS ARMADURAS.-**

##### **2.5.6.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA.-**

- Fisuras alineadas con armadura principal y estribos.

##### **2.5.6.2 DIAGNÓSTICO MÁS PROBABLE.-**

- Sobrecargas no previstas.
- Mala adherencia de la armadura con el concreto.
- Concreto de resistencia inadecuada.
- Anclaje insuficiente del acero.

##### **2.5.6.3 ALTERNATIVAS DE CORRECCIÓN.-**

Después de analizar adecuadamente el elemento estructural, puede ser necesario:

- Apuntalar la viga.
- Limpieza y escarificación de la superficie existente.
- Reponer sección original de acero o acrecentar acero en caso de refuerzo.
- Sellar fisuras con inyección de micro cementos o epoxi.

- Reparar o reforzar con mortero base cemento modificado con polímeros (casos localizados).
- Reparar o reforzar con uso de láminas metálicas o de carbono.
- Reforzar con postensado externo.
- Eventualmente demoler y reconstruir.
- En los casos de reparaciones o refuerzos con láminas metálicas o de fibras de carbono, efectuar protección térmica con morteros de vermiculita expandida, yeso, poliespuma u otro procedimiento adecuado.

### **2.5.7. ROTURA DEL CONCRETO POR COMPRESIÓN.-**

#### **2.5.7.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA.-**

- Aplastamiento del concreto en la superficie.

#### **2.5.7.2 DIAGNÓSTICO MÁS PROBABLE.-**

- Concreto de resistencia inadecuada.
- Sobrecargas no previstas.
- Exceso de acero o tracción.

#### **2.5.7.3 ALTERNATIVAS DE CORRECCIÓN.-**

Después de analizar adecuadamente el elemento estructural, el diseño y las cargas, puede ser necesario:

- Apuntalar la estructura.
- Limpieza y escarificación de la superficie existente.
- Reponer sección original de acero o acrecentar acero en caso de refuerzo.
- Sellar fisuras con inyección de micro cementos o epoxi.
- Reparar o reforzar con mortero base cemento modificado con polímeros (casos localizados).
- Aplicar sobre capas de mortero de base cemento, epoxi, o poliéster.
- Reparar o reforzar con uso de láminas metálicas o de carbono.
- Eventualmente demoler y reconstruir.

- En los casos de reparaciones o refuerzos con láminas metálicas o de fibras de carbono, efectuar protección termina con morteros de vermiculita expandida, yeso, poli espuma u otro procedimiento adecuado.

## **2.5.8 FISURAS DEBIDO A LA TORSIÓN DE VIGAS.-**

### **2.5.8.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA.-**

- Fisuras inclinadas y con inclinación diferente en cada una de caras opuestas de vigas.

### **2.5.8.2 DIAGNÓSTICO MÁS PROBABLE.-**

- Sobrecargas no previstas.
- Armadura (acero de refuerzo) insuficiente.
- Armadura mal posicionada en el diseño o en la ejecución.
- No se tuvo en cuenta refuerzos de torsión.

### **2.5.8.3 ALTERNATIVAS DE CORRECCIÓN.-**

Después de analizar adecuadamente el elemento estructural, el diseño y las cargas, puede ser conveniente:

- Apuntalar la estructura.
- Limpieza y escarificación de la superficie existente.
- Reponer sección original de acero o acrecentar acero en caso de refuerzo.
- Sellar fisuras con inyección de micro cementos o epoxi.
- Reparar o reforzar con mortero base cemento modificado con polímeros (casos localizados).
- Reparar o reforzar con uso de láminas metálicas o de carbono.
- Eventualmente demoler y reconstruir.
- En los casos de reparaciones o refuerzos con láminas metálicas o de fibras de carbono, efectuar protección termina con morteros de vermiculita expandida, yeso, poli espuma u otro procedimiento adecuado.

## **2.5.9 PUNZONAMIENTO EN LOSAS.-**

### **2.5.9.1 MANIFESTACIÓN TÍPICA.-**

Fisuras típicas alrededor de columnas.

### 2.5.9.2 DIAGNÓSTICO MÁS PROBABLE.-

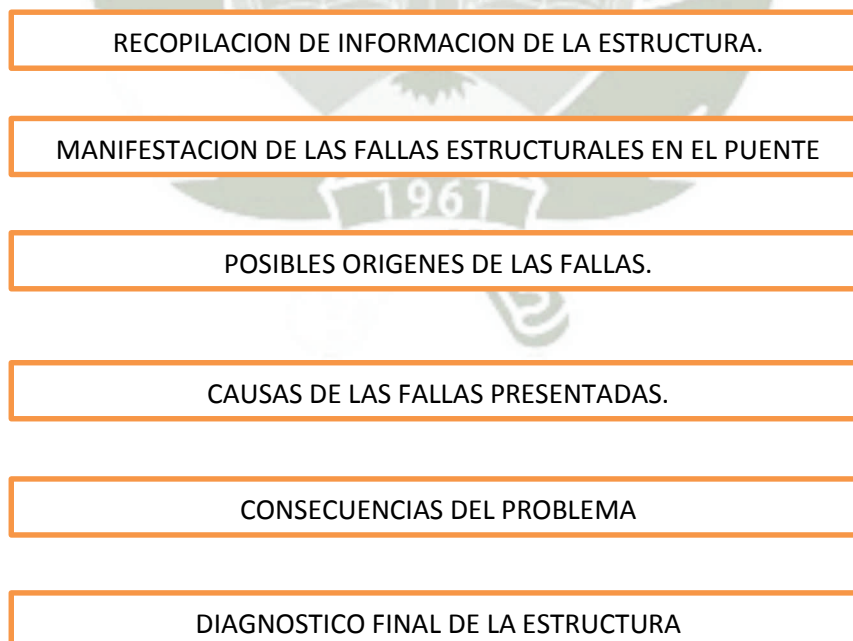
- Exceso de carga concentrada.
- Losa muy fina.
- Concreto de resistencia inadecuada.

### 2.5.9.3 ALTERNATIVAS DE CORRECCIÓN.-

- Después de analizar cuidadosamente el elemento estructural puede ser conveniente reforzarlo junto al apoyo, con láminas metálicas o de carbono o reforzar el apoyo de la losa con la creación de un capitel en la cabeza de la columna.

## 2.6 PROCESO DE REHABILITACIÓN EN PUENTES. -

Primeramente, se busca información para lo cual, por medio de entrevistas, búsquedas de datos, sobre el puente en estudio, que servirán para analizar en forma detallada el proyecto. Dentro de esta recopilación también se tomará en cuenta la naturaleza activa del el puente, como movimientos sísmicos, inundaciones entre otros.

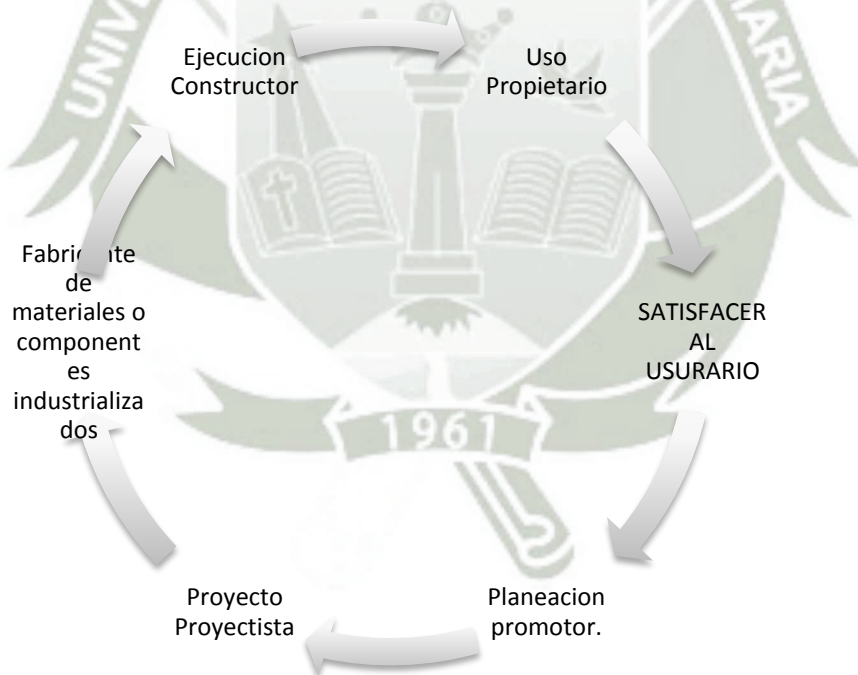


**Figura 2.9 Procedimiento para el análisis de rehabilitación de puentes**

El segundo paso, se mostrará manifestaciones externas de las fallas estructurales del puente, por medio de fotografías, a partir de las cuales se puede deducir en el siguiente proceso cual es la naturaleza u origen de las fallas. Estos síntomas también denominados lesiones o daños, defectos o manifestaciones patológicas que puede ser descrito para un primer diagnóstico. En este paso no nos atrevemos a describir el ¿Por qué? ni a sacar deducciones, simplemente inspeccionamos la zona de estudio.

Esta etapa está muy relacionada con la siguiente que son las causas de las fallas presentadas, debido a que si se sabe acertadamente cuales son estas, se llegará a saber cuál es el origen en el proceso de la construcción.

Para conocer el origen de las fallas figura 2.1, podemos dividir en cinco grandes etapas: planeación, proyecto, fabricación de los materiales y elementos fuera de obra, ejecución propiamente dicha, y uso; esta última etapa más larga en el tiempo, involucra la operación y mantenimiento de las obras civiles.



**Figura 2.10 Etapas de posibles orígenes de fallas.**

Si por un lado las cuatro primeras etapas representan un periodo de tiempo relativamente corto, en general menos de dos años, por otro lado las

construcciones deben ser utilizadas durante periodos largos en general más de cincuenta años para edificaciones y más de doscientos para presas y obras de importancia social.

Los problemas patológicos solo se manifiestan después de la ejecución propiamente dicha, última etapa de la fase de producción. Normalmente ocurren con mayor incidencia en la etapa de uso.

Recordar un diagnóstico adecuado del problema debe indicar en qué etapa del proceso constructivo tuvo origen el fenómeno.

Cabe resaltar que la identificación del origen del problema permite identificar, para fines judiciales, quien cometió la falla. Así, si el problema tuvo origen en la fase del proyecto, el proyectista falló; cuando el origen está en la calidad del material, fue el fabricante que falló; si en la etapa de ejecución, se trata de falla de la mano de obra, omisión de la supervisión o de la constructora; si en la etapa de uso, la falla es de operación y mantenimiento.

Un elevado porcentaje de las manifestaciones patológicas tienen origen en las etapas de planeación y proyecto. Las fallas de la planeación y proyecto son en general más graves que las fallas por calidad de los materiales o de mala ejecución. Es de suma importancia invertir más tiempo en el detallado de la estructura, por falta de previsión, tomar decisiones apresuradas y adaptadas durante la ejecución.

En esta etapa es importante identificar las causales de falla, para poder corregirlas y evitar el colapso de la estructura, ocasionado mayores gastos antes de una reparación con su debida evaluación.

Última etapa en el proceso de rehabilitación ya que nos apuntará exactamente al objetivo que deseamos encontrar después de realizar y analizar las causas tenemos finalmente ¿el porqué del problema?, teniendo este resultado y consecuencias se podrá determinar la solución o terapia, más óptima.

En las diferentes soluciones que también las hay, se analizan los costos beneficios, para lograr la factibilidad de reparación más económica como se dijo en anteriores líneas, existen métodos de reforzamiento unos más costosos que otros.



## CAPÍTULO 3

### PATOLOGÍA DEL PUENTE LA CAPILLA

#### **3.1 INTRODUCCIÓN. -**

En el presente capítulo se realiza el estudio patológico de la estructura existente, para lo cual se ha seguido un procedimiento de análisis, revisando las recomendaciones de una amplia bibliografía especializada en rehabilitación y mantenimiento de estructuras de concreto armado, además de la Norma ACI 224.1R-93 (Causas, Evaluación y Reparación de Fisuras en Estructuras de Hormigón) informado por el Comité ACI 224.

El objetivo principal de la tesis como primera etapa es realizar el estudio patológico del puente viga-losa continuo de dos tramos cada uno de 25 m, llamado La Capilla. El estudio se realiza para poder determinar las causas de la presencia de una serie de fisuras en las vigas principales, motivo por lo cual no se ha puesto en servicio dicha estructura y es preocupación de la población como de la entidad ejecutora.

El estudio se basa en la observación en campo, ensayos para determinar la resistencia del concreto, búsqueda de información respecto al procedimiento constructivo, revisión del expediente técnico, verificación de los cálculos estructurales realizados etc. (En el anexo 1. Se resume la información recopilada del proyecto).

En base a este estudio patológico la segunda etapa es buscar una solución estructural de reforzamiento para poder salvar la inversión del proyecto.

#### **3.2 RECOPIACION DE INFORMACIÓN DEL PROYECTO ORIGINAL.-**

El proyecto en estudio se denomina “Mejoramiento de la Carretera Vecinal MO-503, tramo Puquina – La Capilla – LD Arequipa, provincia general Sánchez Cerro, región Moquegua”. Del cual analizaremos el puente carrozable ubicado en el distrito La Capilla.

Analizaremos la construcción ejecutada a la fecha del puente La Capilla, que es el componente 3 de todo el proyecto con las siguientes características generales.

**-Superestructura:**

Número de vías: una sola vía.

Dos tramos continuos hiperestático de 25 m cada tramo.

Puente tipo viga-losa en concreto armado (2 vigas estructurales principal)

Veredas y baranda.

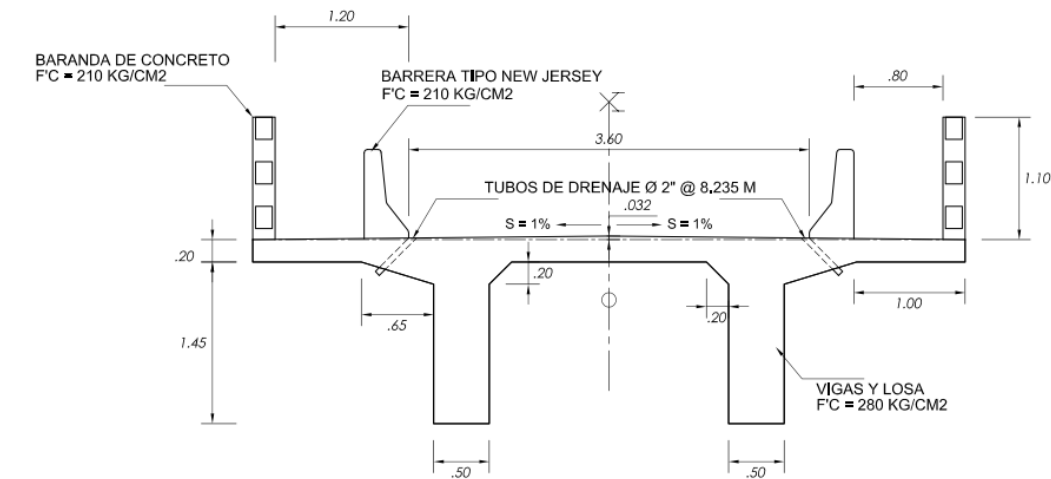
**- Infraestructura. –**

Estribos de apoyo al ingreso y salida del puente.

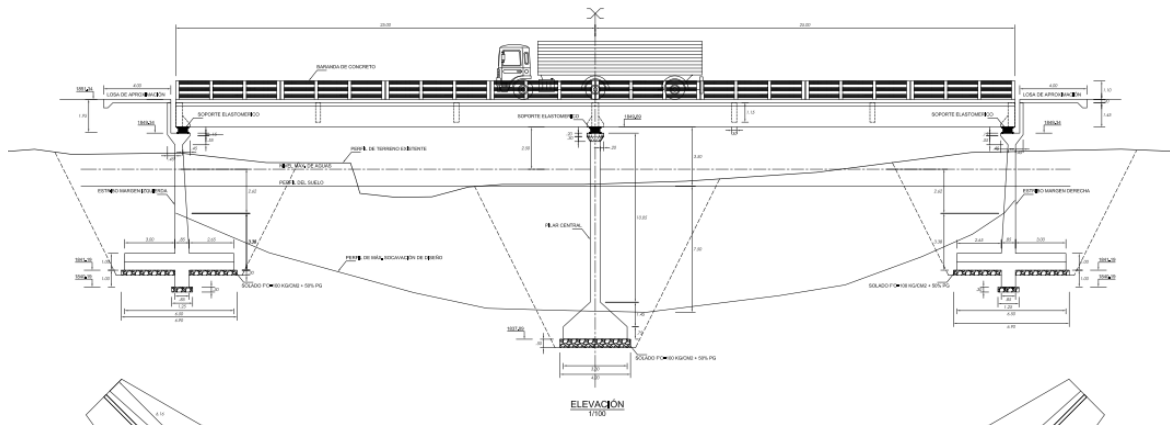
Pilar central de apoyo.



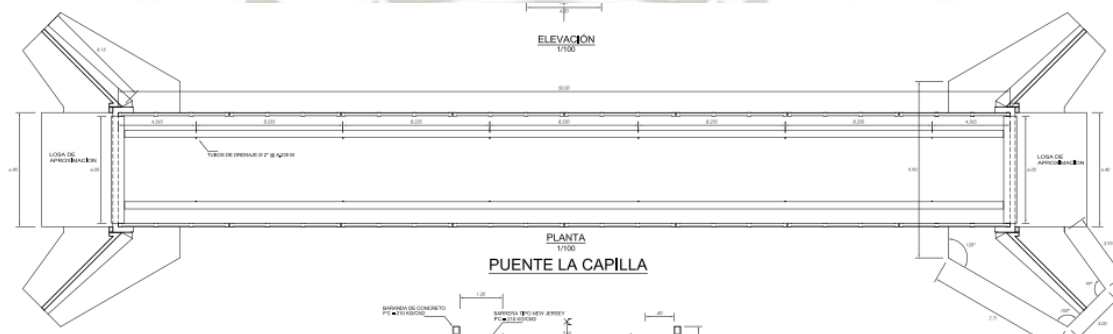
**PUENTE LA CAPILLA**



**Figura 3.1 Sección transversal puente La Capilla.**



**Figura 3.2 Elevación puente La Capilla.**



**Figura 3.3 Vista en planta puente La Capilla.**

Antes de revisar en detalle los elementos estructurales del puente es importante la verificación de la geometría de detalle recomendado por la Norma de Puentes.

El desarrollo del puente en planta, cruza el obstáculo del río a 90° aproximadamente lo que es lo más recomendado, así mismo los estribos y el pilar son proyectados paralelamente a la dirección de la corriente.

Las alturas de los gálibos en cruce de puentes deberán ser de 1.50 m a 2.50 m como mínimo sobre el nivel máximo de aguas en el proyecto se verifica 2.50 m lo cual es conforme.

Se verifica el nivel de desplante de la cimentación con respecto al nivel de socavación se encuentra muy por debajo, lo que nos asegura que problemas de socavación no se presentaran.

Los elementos básicos de protección, presenta una baranda en concreto armado con una altura de 1.10 m cumpliendo lo estipulado en la norma.

A continuación, enfocaremos el estudio patológico en la superestructura y la infraestructura.

### **3.3 MANIFESTACION DE LAS FALLAS ESTRUCTURALES.-**

#### **3.3.1 PATOLOGÍA DE LA SUPERESTRUCTURA.-**

##### **3.3.1.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA. -**

-Puente tipo viga-losa de una vía con dos tramos de 25 m de luz continuo con un apoyo intermedio fijo y dos estribos laterales móviles en concreto armado.

Al elegir este tipo de puente es aceptable según nuestro reglamento, ya que las luces están comprendidas en 25 m. Según su análisis estructural estas pueden variar con sección variable e incluso pretensadas.

Con respecto al ancho de vía cumple con ser mayores a 3.60 m, además los anchos de vereda son aceptables mayores a 0.70 m. Esta presenta un ancho de vía de 4.00 m y vereda de 0.75 m. Es importante resaltar que comparando con el proyecto original se ha eliminado la barrera tipo New Jersey ampliando el ancho de vía de 3.60 m a 4.00 m (el cual fue aprobado por la supervisión).

Con respecto al predimensionamiento de las vigas principales analizamos:

- $b_w = 0.40$  m (ancho de la viga) se recomienda no menor a 0.40 m es aceptable.
- $h = 1.65$  m (peralte de la viga) se recomienda  $0.065L = 0.065 * 25$  m = 1.625 m es aceptable.
- $S = 2.65$  m separación entre vigas, se recomienda de 1.80 m a 3.00 m es aceptable.
- La losa transversal es de  $t_s = 0.20$  m según su predimensionamiento recomendado es  $t_s = (s+3000)/30$  (siendo  $s = 2650$ mm)  $t_s$  no menor a

17.5 cm tenemos  $t_s = 18.8$  cm por lo tanto los  $t_s = 0.20$  m es aceptable, es importante resaltar que la losa presenta volados lo que es favorable.

- Con respecto a la ubicación de las vigas diafragma estas están en distancia promedio 8.00 m menores a 10 m (recomendado por diferentes autores) lo que es correcto.

### **3.3.1.2 ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO PATOLÓGICO DE LA SUPERESTRUCTURA.-**

Las causas de las fisuras pueden ser por problemas intrínsecos del propio concreto por la mala ejecución en obra o problemas de diseño en el proyecto.

#### **3.3.1.2.1 CALIDAD DEL CONCRETO.-**

Con respecto a la resistencia última del concreto  $f'_c = 280$  kg/cm<sup>2</sup> especificado en los planos es correcto valor mínimo especificado en la Norma Puentes 2016. Este valor fue verificado con ensayos de testigos de concreto según la norma MTC E-707 – 2000 el cual está basado en las Normas ASTM C-42 y AASHTO T-24 alcanzando valores promedio superiores a 300 kg/cm<sup>2</sup>, este es un indicativo que nos muestra en el estudio patológico que problemas de resistencia última del concreto no existe (ver anexo 2 ensayos de testigos de concreto).

El estudio patológico a realizar determinará la causa de la presencia de las fisuras descartando otras posibles que a continuación se detallan:

- Curado deficiente según la inspección no hay fisuras en la losa que se encuentra expuesta, además según la información se había seguido los procedimientos de curado con aditivos.
- Variaciones térmicas en la zona, según los reportes del SENAMHI esta presenta cambios de temperatura no muy diferenciadas un mínimo de 10°C en agosto y un máximo de 25°C a 30°C en febrero, ya que se trata de un clima de valle tropical. Además, las fisuras que se presenta se encuentran en las vigas y no en la losa la cual se encuentra expuesta al medio ambiente.

#### **3.3.1.2.2 DISEÑO DEL PROYECTO. -**

Se ha realizado un levantamiento de las fisuras encontradas en la superestructura, para poder identificarlas en dos aspectos importantes tipo de

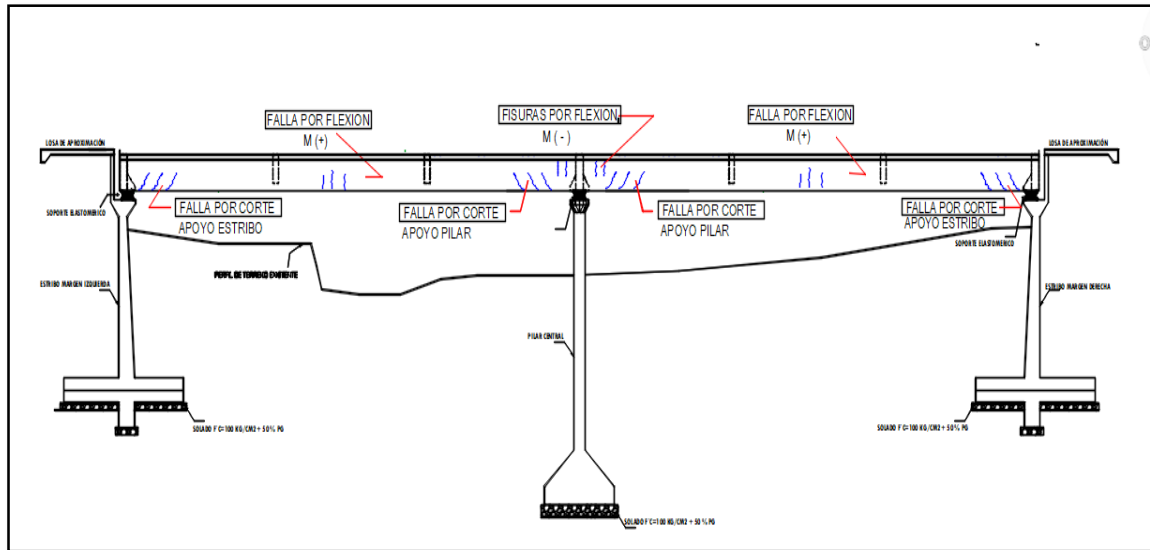
fisura, y su ancho de fisura. Para lo cual es importante tener en cuenta la siguiente recomendación del Ing. Juan Pérez Valcárcel, que presenta una bibliografía amplia respecto a la sintomatología de estructuras en concreto armado.

Se muestra a continuación una clasificación de las fisuras según el espesor y sus probables causas (Ver tabla 3.1).

Item	<i>Clasificación</i>	<i>Descripción</i>
1	Microfisuras: $e < 0,05$ mm	En general carecen de importancia
2	Fisuras: $0,1 < e < 0,2$ mm	En general son poco peligrosas, salvo en ambientes agresivos, en los que pueden favorecer la corrosión
3	Macrofisuras $0,2 < e > 0,4$ mm	Estas son las fisuraciones que pueden, tener repercusiones estructurales de importancia
4	Grietas: $0.4 < \text{ancho} < 1.0$ mm	Existe reducción en la capacidad sismorresistente. Debe desocuparse el edificio, proceder a una rehabilitación temporal
5	Fractura: $1.0 < \text{ancho} < 5.0$ mm	Existe una reducción importante en la capacidad sismo resistente. Deberá procederse a una evaluación definitiva urgente, para determinar si se procede a la demolición
6	Dislocación: ancho $> 5.0$ mm	

**Tabla 3.1 Clasificación de las fisuras.**  
**Fuente: Ing Juan Pérez Valcárcel**

Según la ubicación de las fisuras se puede observar que estas se presentan en el tercio central de momentos máximos positivos, así mismo se presenta fisuras de corte en el apoyo central, y en los apoyos de los estribos, se ha realizado un mapeo de fisuras en la siguiente figura 3.4.



**Figura 3.4 Mapeo de fisuras encontradas en la superestructura del puente La Capilla (información obtenida en campo).**

Según el ancho de las fisuras encontradas estas varían de 0.1mm a 0.3mm, según la tabla 3.1 es posible que se puedan presentar repercusiones estructurales de importancia, por lo tanto, es importante realizar la verificación estructural, más aún se debe tener en cuenta que a la fecha no se encuentra en uso el puente.

Para mayor detalle se presenta las fotos de las fisuras encontradas en la superestructura específicamente en las vigas principales.



***Figura 3.5 Vista del puente tipo viga losa existente del puente La Capilla***



***Figura 3.6 Puente La Capilla con un pilar central.***



**Figura 3.7 Fisura típica por flexión encontrada en varios tramos centrales de 0.10 mm a 0.30 mm (micro fisuras)**



**Figura 3.8 Fisura típica por flexión en vigas principales.**



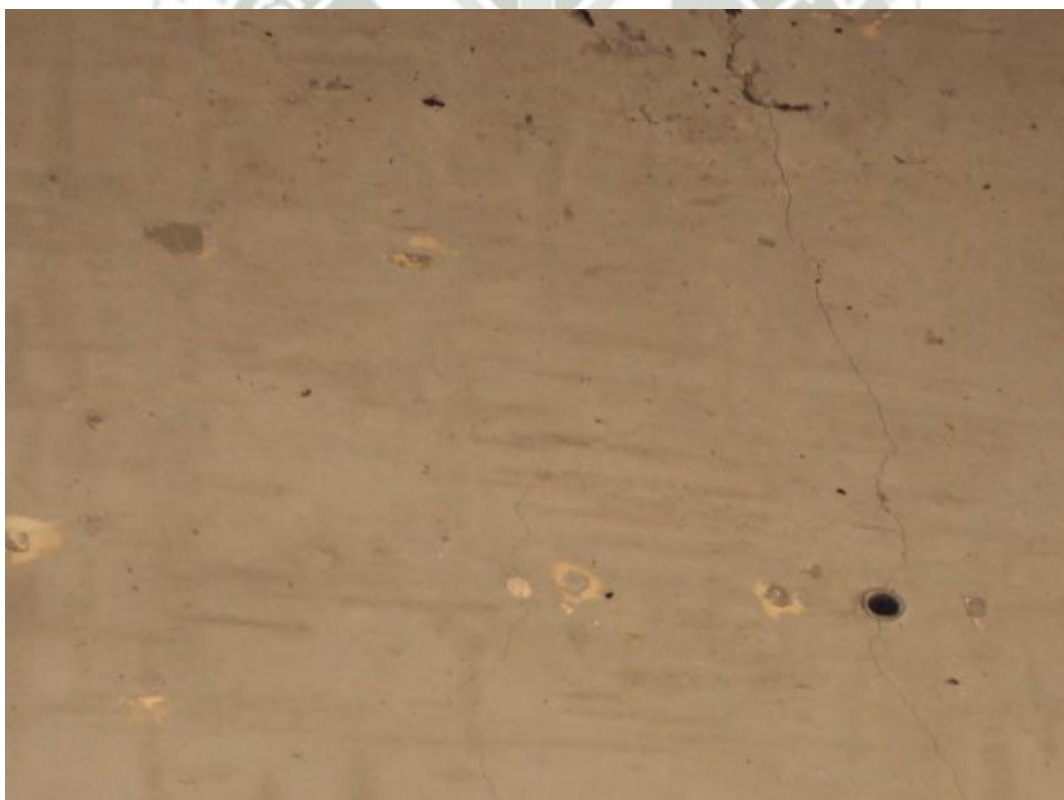
**Figura 3.9** Se observa el resane de fisuras realizadas sin autorización de la supervisión.



**Figura 3.10** Se observa el resane de fisuras en vigas, lo cual perjudica el estudio patológico.



**Figura 3.11** Se observa el resane de fisuras en vigas.



**Figura 3.12** Se puede observar micro fisuras de 0.2 mm.

Como se puede observar según la ubicación de las fisuras y su tamaño es evidente que exista problemas en el análisis y diseño de la superestructura, en el capítulo N° 5 se realizara el análisis y diseño en base a la última Norma de diseño de Puentes 2015.

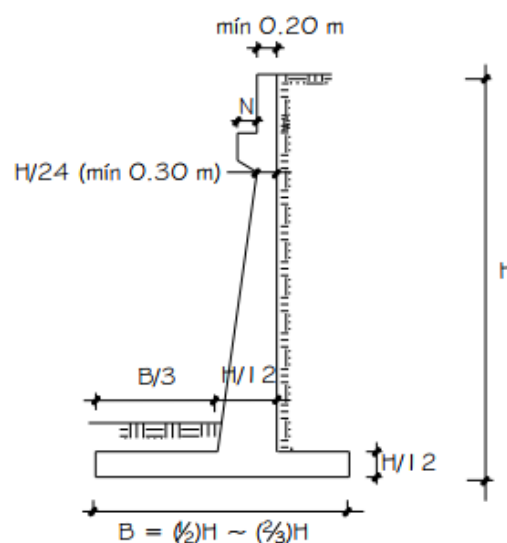
Al realizar la verificación del análisis y diseño de la superestructura, podremos comparar los resultados con la memoria de cálculo y detalles en planos del expediente técnico, así culminaremos el estudio patológico conociendo las causas de la manifestación de las fisuras en las vigas principales.

- La fluencia del acero corresponde  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (conforme).
- Los otros elementos veredas barandas etc, son complementarios.

### 3.3.2 PATOLOGÍA DE LA INFRAESTRUCTURA.-

#### 3.3.2.1 ESTRIBOS.-

Con respecto a los estribos que son estructuras de apoyo extremos del puente que además de soportar la carga de la superestructura, sirve de contención de los terraplenes de acceso. Estos son muros de contención según el expediente técnico es del tipo voladizo en concreto armado, que de acuerdo a las recomendaciones técnicas estos son adecuados estructuralmente y económicamente para alturas de 4 m a 10 m.



**Figura 3.13 Recomendaciones de predimensionamiento (Ing. Arturo Rodríguez Serquen)**

Verificamos el predimensionamiento:

- La altura promedio para ambos estribos de  $H = 8.15$  m es conforme.
- Pantalla en la parte superior  $H/24 = 0.33$  m, tenemos 0.45 m es conforme.
- Pantalla a nivel de la zapata  $H/12 = 0.67$  m tenemos 0.85 m es conforme.
- Peralte de la zapata  $H/12 = 0.67$  m según detalle 1.00 m es conforme.
- Ancho de la zapata corrida del estribo  $B = H/2 = 4.075$  m en planos 6.90 m

Según el estudio de mecánica de suelos a nivel de desplante de la cimentación, el suelo está conformado por una botonería de piedra grande con grava pobremente graduada (GP), que constituyen materiales de excelente calidad con una capacidad portante admisible  $3.45 \text{ kg/cm}^2$ . Así mismo la cimentación está por debajo del nivel de socavación 1.50 m según lo observado no ha existido problemas de socavación.

Con respecto a la posibilidad de existir problemas de asentamiento de alguno de los estribos queda descartado por las dimensiones de la zapata del estribo de  $6.40 \text{ m} \times 6.90 \text{ m}$  con capacidad portante  $3.45 \text{ kg/cm}^2$ , tendremos una carga máxima de servicio 1523.52 toneladas que según los cálculos previos son muy inferiores a los encontrados en el capítulo 5.8 (carga en el estribo 150 t).

### **3.3.2.2 PILAR CENTRAL. –**

Los pilares proporcionan soporte vertical a los tableros de los puentes para luego transferir la carga a la cimentación, así mismo son los que reciben las cargas horizontales de sismo transferidas por la superestructura.

Según el pilar elegido en el proyecto se trata del tipo pared sólida, es el más recomendable para puentes sobre ríos y que brinda mayor seguridad, ya que se diseñan pensando en su esbeltez y su funcionamiento hidráulico.

Con respecto a las dimensiones del pilar central tenemos  $0.60 \text{ m} \times 6.00 \text{ m}$  con una altura de 10 m aproximadamente es decir no es muy esbelto, el cual se encuentra sobredimensionado. Así mismo la zapata de es de  $3.80 \text{ m} \times 6.40 \text{ m}$  con el valor de capacidad portante  $3.45 \text{ kg/cm}^2$ , tenemos una carga máxima de

servicio de 839.04 toneladas, verificando este valor con las cargas de servicio se descarta cualquier posible asentamiento (carga en el pilar central 224 t).

Además, es importante mencionar que el estudio hidrológico indica la altura de socavación en la parte central 6.5 m y en los estribos de 5 m, verificando que los niveles de desplante de la cimentación tanto del pilar como de los estribos cumplen esta recomendación. El caudal de diseño es de 230 m<sup>3</sup>/s.

### **3.3.3 DATOS RESPECTO AL DISEÑO ESTRUCTURAL.-**

Según la memoria del expediente técnico, el análisis y diseño del Puente la Capilla se realizó con el Manual de Diseño de Puentes que fue realizada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, aprobada el 31 de Julio del 2003. Así mismo esta norma ha sido complementada con la Norma AASHTO LRFD Bridge Design and Specifications – 2004. Es importante resaltar que en la memoria de cálculo se encuentra valores de acciones en vigas y también los planos presentan detalles de estructuras los que serán verificados ampliamente en el capítulo 5.

### **3.4 MANIFESTACION DE LAS FALLAS ESTRUCTURALES.-**

Estas fisuras que se presentan obligan definitivamente a verificar el análisis estructural del proyecto, ya que su presencia no es usual en este tipo de proyectos, cuando se diseñan y construyen según lo establecido en las Normas.

Según el estudio patológico se ha descartado problemas de calidad del concreto, mal procedimiento constructivo, posibles asentamientos, mala configuración estructural, todos estos aspectos están dentro lo estipulado y recomendado en las normas y bibliografía relacionada al diseño de puentes, lo único que nos falta verificar es el análisis y diseño de la superestructura.

### **3.5. POSIBLES ORIGENES DE LAS FALLAS.-**

Los posibles orígenes de las fallas estructurales, que vamos concluyendo durante el estudio patológico es que existan posibles errores en el análisis y diseño de la superestructura, revisaremos primeramente la idealización estructural, las cargas impuestas, resultados de las acciones en los diferentes

elementos estructurales, sus deformaciones, el diseño en concreto armado, verificaciones de diseño y finalmente detalles en planos de estructuras.

### 3.6 CAUSAS DE LAS FALLAS PRESENTADAS. –

Después de realizar el análisis y diseño estructural podemos determinar la causa que ha ocasionado las fisuras en las vigas de la superestructura y en base a este estudio patológico que se ha realizado, descartando las posibles causas se llegó a la conclusión que está sustentada en el capítulo 5. en detalle y se debe a un mal análisis y diseño de parte del proyectista.

### 3.7 CONSECUENCIA DEL PROBLEMA. –

Al realizar el estudio patológico, el cual se complementa con el desarrollo de los próximos capítulos en detalle, es importante resaltar que se está poniendo en riesgo toda la inversión del proyecto a continuación detallamos:

DESCRIPCION	PRESUPUESTO (S/.)
Construccion de Puente la Capilla	1,611,812.60
<b>COSTO DIRECTO</b>	<b>1,611,812.60</b>
<b>GASTOS ADMINISTRATIVOS</b>	<b>306,244.40</b>
<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>	<b>1,918,057.00</b>

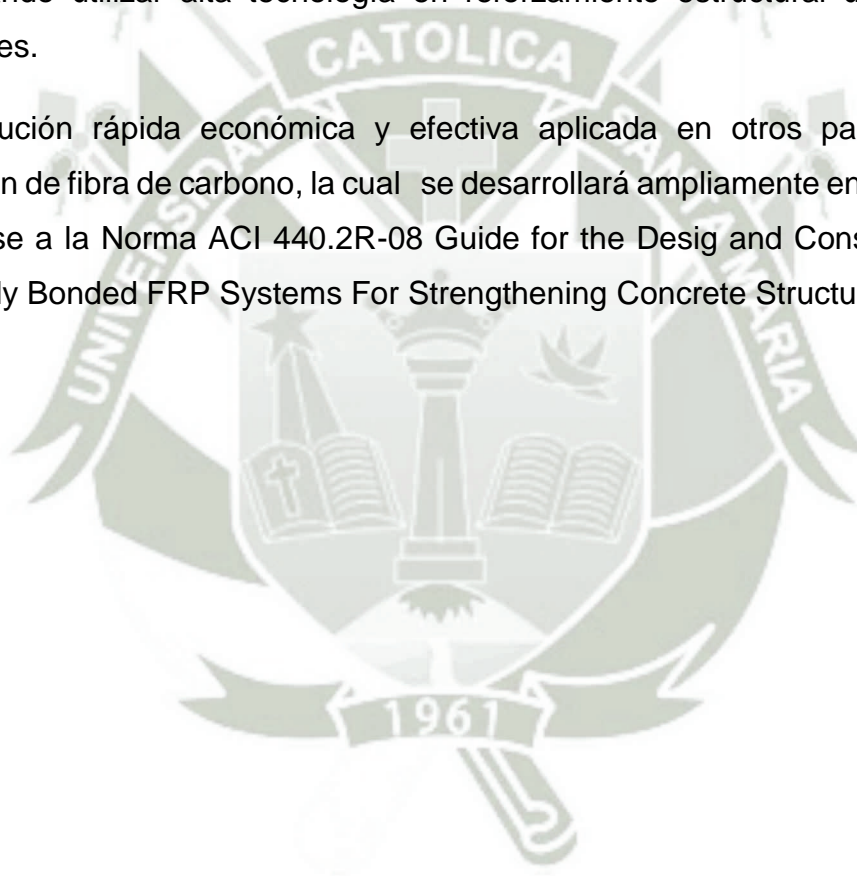
Respecto al monto de la inversión se puede observar que los costos, se encuentran dentro los parámetros considerados en puentes, observándose que los costos unitarios son aceptables por lo tanto no existió inconvenientes con respecto al suministro adecuado de materiales. Este es buen indicativo con respecto a que se confirma la calidad del concreto como del suministro del acero. Es importante resaltar, que de acuerdo al estudio patológico se podrá determinar las causas de la aparición inmediata de las fisuras, para poder plantear una alternativa de reforzamiento y poder salvar la inversión. Con respecto al plazo de ejecución fue de 7 meses el cual se realizó con normalidad respetando el tiempo de desencofrado de 21 días. Es importante resaltar que la modalidad de ejecución de obra fue por administración directa (AD).

### 3.8 DIAGNOSTICO FINAL. -

El diagnóstico final que concluimos:

- Las fisuras presentadas en las vigas principales son del tipo micro fisuras que presentan repercusiones estructurales de importancia además de exponer el acero a la intemperie.
- Las fallas son estructurales y se tendrá que revisar el análisis y diseño del puente.
- Después de realizar el estudio patológico del puente La Capilla se evaluará y buscaremos plantear la solución más conveniente para salvar la inversión buscando utilizar alta tecnología en reforzamiento estructural utilizado en puentes.

Una solución rápida económica y efectiva aplicada en otros países es la utilización de fibra de carbono, la cual se desarrollará ampliamente en el capítulo 6 en base a la Norma ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems For Strengthening Concrete Structures.



## **CAPITULO 4.**

### **NOCINES Y CONCEPTOS GENERALES.**

#### **4.1 INTRODUCCIÓN.-**

En la actualidad en nuestro país, se aprobó en diciembre 2016 el Manual de Puentes, que sirve para el cálculo y diseño de los puentes, por lo que generalmente se utilizaban otras normas internacionales, tal es el caso del código ACI para el diseño del hormigón y la normativa AASHTO-LRFD para adoptar el diseño del puente.

La primera norma de diseño reconocida en Estados Unidos fue publicada en 1931 por la AASHTO, desde esa fecha ha ido evolucionando. Los conocimientos acerca de puentes vehiculares se han ido aumentando, tanto como la evolución de los nuevos materiales de construcción, como el uso eficiente de la tecnología informática.

Seguidamente se desarrollará uno de las herramientas más importantes para el diseño de puentes, como son las Líneas de Influencia, para determinar las máximas solicitaciones de refuerzo, producto de la carga viva vehicular.

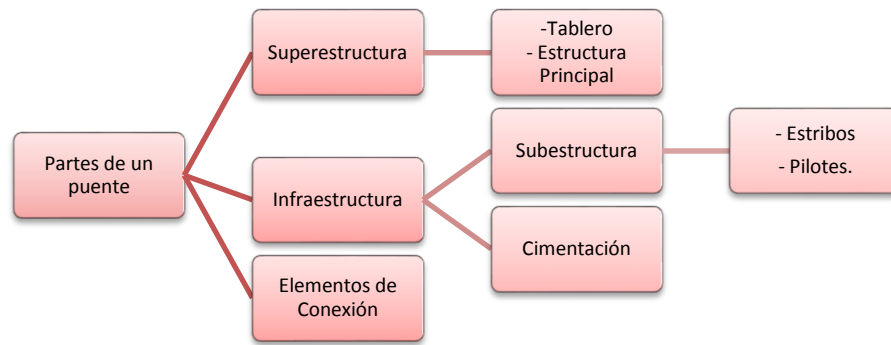
#### **4.2 DEFINICIÓN DE PUENTE.-**

Un puente puede ser definido como una obra, que permite pasar tráfico sobre un obstáculo natural o artificial, entre los obstáculos naturales e puede tratarse de un río, un valle o una bahía, entre los artificiales puede ser otra vía de circulación como una carretera o una avenida dentro de una ciudad.

Si la obra está reservada para el paso vehicular se denomina viaducto, cuando la obra está reservada al tránsito peatonal, se denomina pasarela o puente peatonal.

#### **4.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE.**

La estructura de un puente consta fundamentalmente de las siguientes partes.



**Figura 4.1 Esquema de las partes de un puente convencional.**

#### **4.3.1. LA SUPERESTRUCTURA.-**

Se denomina Superestructura al sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal.

##### **4.3.1.1 EL TABLERO.-**

Está constituido por los elementos estructurales que soportan, en primera instancia, las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal.

En la mayoría de los casos, en los puentes definitivos se utiliza una losa de concreto como el primer elemento portante del tablero. En los puentes modernos de grandes luces, en lugar de la losa de concreto se está utilizando el denominado tablero ortotrópico que consiste en planchas de acero reforzado con rigidizadores sobre el que se coloca un material de 2" como superficie de rodadura.

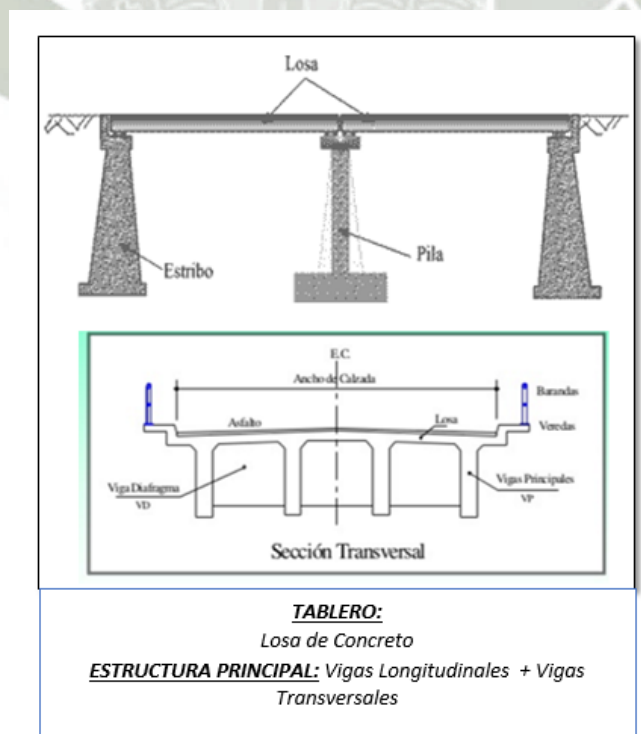
#### 4.3.1.2 ESTRUCTURA PRINCIPAL.-

Se denomina estructura principal, al sistema estructural que soporta al tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

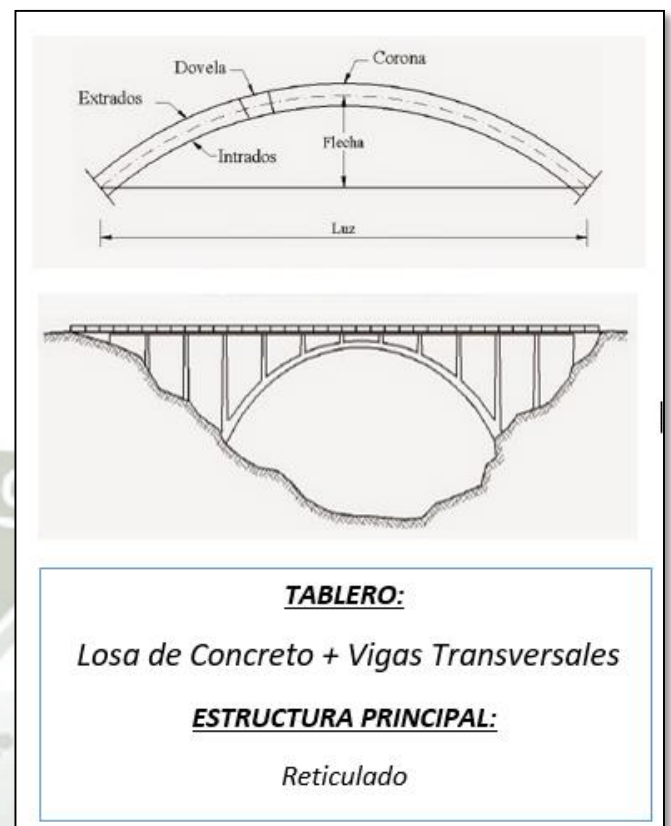
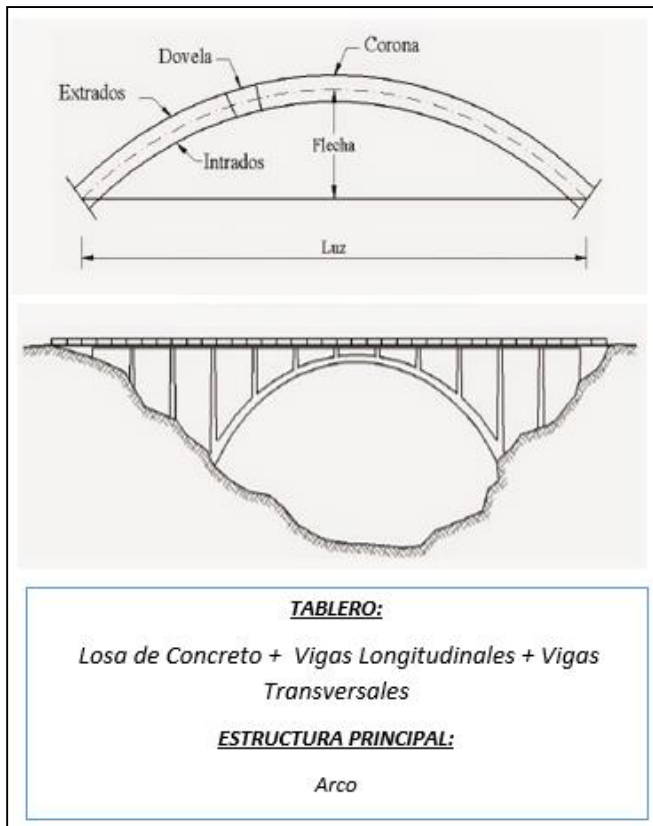
Con la finalidad de aplicar adecuadamente los criterios y filosofía del diseño estructural, es importante identificar a que parte del puente pertenece un determinado elemento estructural, lo cual conforme vamos ver más adelante, depende del tipo de puente. Por ejemplo en el puente tipo viga losa de la figura 4.2, se observa que las vigas constituyen la estructura principal.

En el puente arco de la figura 4.3 la losa, las vigas y diafragmas de la parte superior del puente constituyen el tablero, mientras que los anillos del arco forman la estructura principal.

En el puente reticulado de la figura 4.4, el tablero está formado por la losa y por las vigas que se encuentran debajo de la losa, mientras que la estructura principal la constituyen los dos reticulados longitudinales.



**Figura 4.2 Puente tipo viga losa.**



**Figura 4.3 Puente en arco.**

**Figura 4.4 Puente reticulado.**

#### 4.3.2 LA INFRAESTRUCTURA.-

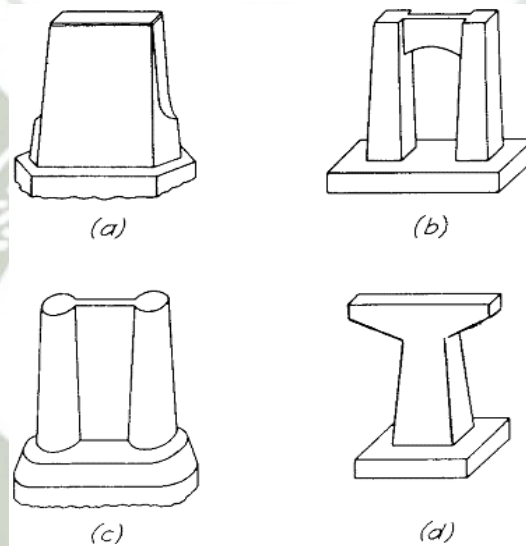
Básicamente está conformado por la Subestructura (pilares y estribos) y la cimentación, encargada de transmitir al terreno los esfuerzos.

##### 4.3.2.1 SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE.-

Está formada por los elementos estructurales que soportan la superestructura y que transmiten las cargas a la cimentación. Dependiendo de su ubicación, se denominan estribos (poyos extremos) o pilares (apoyos centrales).

Lo anterior corresponde a los puentes convencionales; sin embargo, en ciertos tipos de puentes la superestructura y subestructura se unen monolíticamente y en consecuencia, la separación entre superestructura y subestructura deja de tener sentido, en este caso el estudio del comportamiento estructural del puente para todos los estados de carga debe ser realizado considerando el puente como un todo, por ejemplo en los puentes tipo pórtico y puentes en arco.

Los pilares generalmente son de concreto armado, pueden ser de varios tipos: de una sola placa o una sola columna, o dos o más columnas unidas por una viga transversal



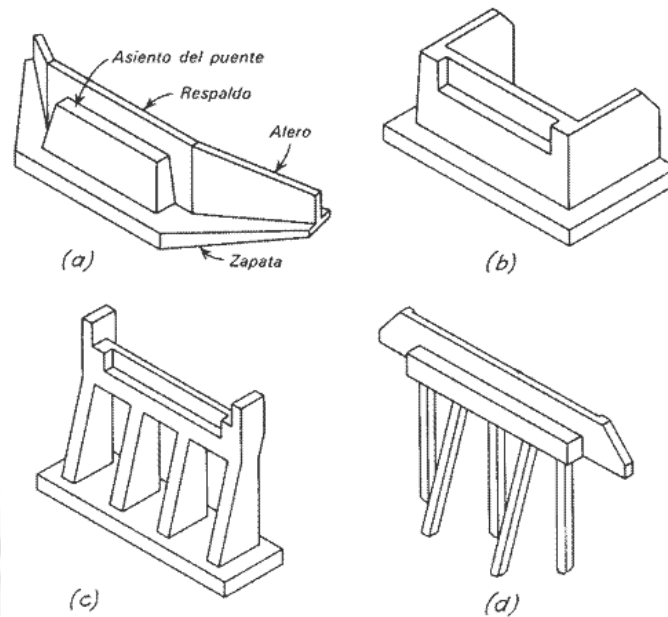
**Figura 4.5 Disposiciones de pilares.**

Los pilares pueden ser:

En la figura 4.5 (a) pilas llenas, se usan comúnmente en los puentes para ferrocarriles.

En la figura 4.5 (b) y (c) pilares dobles, se adoptan para los puentes de las carreteras, aunque las del tipo b se usan también para ferrocarriles.

En la figura 4.5 (d) las pilas en T, son uno de los varios tipos que se usan para evitar los claros esviajados al pasar sobre vías de ferrocarril o carreteras.



**Figura 4.6 Disposiciones de estribos.**

Los estribos pueden ser de concreto ciclópeo o de concreto armado, ver figura 4.6

- a. Estribo típico de gravedad con aleros.
- b. Estribo en U.
- c. Estribo sin muro ni aleros.
- d. Estribo de caballete con aleros cortos cabeza.

#### **4.3.2.2 CIMENTACIÓN DE UN PUENTE.-**

Puede clasificarse a su vez en; Superficie (zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas) y profunda (cajones, pilotajes y compuestas).

La cimentación superficial, se usa cuando el estrato portante adecuado se encuentra a pequeñas profundidades, a la cual se llega mediante excavaciones.

Las cimentaciones profundas, se usan cuando el estrato resistente se encuentra a una profundidad al que no es práctico llegar mediante excavaciones.

#### **4.3.3 ELEMENTO DE CONEXIÓN.-**

En los puentes, además de los elementos estructurales indicados anteriormente, existen los elementos de conexión entre la superestructura y subestructura que

son elementos o dispositivos que deben ser analizados y diseñados cuidadosa y generosamente, por cuanto se ha observado que su comportamiento es de suma importancia durante sismos, huaycos y cambios de temperatura. A los elementos de conexión entre la superestructura y subestructura se les denomina dispositivos o aparatos de apoyo.

#### **4.3.4 ACCESORIOS DEL TABLERO.-**

Este ítem, si bien es cierto que no forma parte de los elementos de un puente resalta las características que debe cumplir. El Tablero para satisfacer los requisitos de funcionalidad, que se establecen en las normas y especificaciones se deben colocar y distinguir ciertos elementos adicionales como veredas, bermas, barandas, etc., que son necesarios mencionarlos y definirlos

##### **4.3.4.1 SECCIÓN TRANSVERSAL.-**

El ancho de la sección transversal de un puente, no será menor que el ancho de acceso, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovía, barreras y barandas, elementos de drenaje.

##### **4.3.4.2 ANCHO DE VÍA (CALZADA).-**

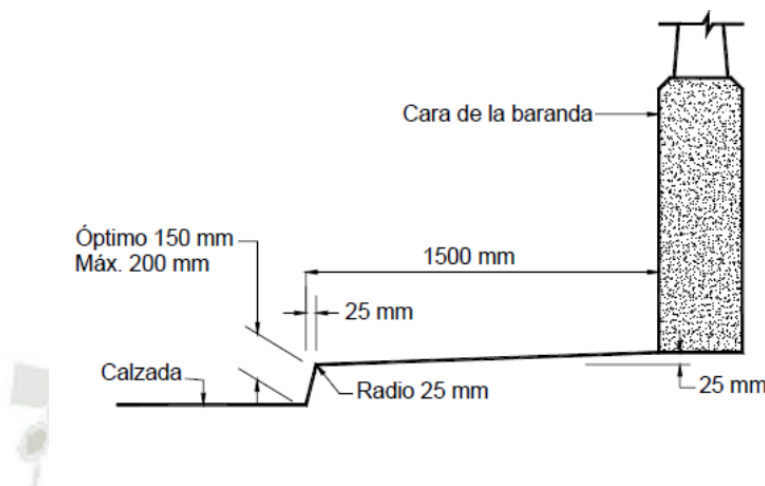
El número de carriles de diseño, se determina tomando la parte entera de la relación  $w / 3.6$ , siendo  $w$  el ancho libre de la calzada (m). Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

##### **4.3.4.3 BERMAS.-**

Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0 m, y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m predisponen a su uso, no autorizado como vía de tráfico.

#### 4.3.4.4 VEREDAS.-

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera (baranda para tráfico vehicular) o una baranda combinada. El ancho mínimo de las veredas es 0.75 m (figura 4.11).



**Figura 4.7 Típica acera sobreelevada.**

#### 4.3.4.5 CORDÓN BARRERA.-

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 cm a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

#### 4.3.4.6 BARANDAS.-

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras del puente, cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatonales y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera.

Sin embargo su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 Km/h. Para velocidades mayores o iguales a 80 Km /h, para proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera.

#### **4.3.4.7 BARRERAS DE CONCRETO (O BARANDAS PARA TRÁFICO VEHICULAR).-**

Su propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados, por lo que deben estructural y geoméricamente resistir al choque. Brindan además seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura. Deben ubicarse como mínimo a 0.60 m de borde de una vía y como máximo a 1.20m. En puentes de dos vías de tráfico puede disponerse de una barrera como elemento separador entre las vías.

No debe colocarse barandas peatonales (excepto barandas diseñadas para usos múltiples) en lugar de las barreras, pues tienen diferente función. Mientras las barandas evitan que los peatones caigan del puente, las barreras contienen y protegen el tránsito vehicular.

#### **4.3.4.8 PAVIMENTO.-**

Pueden ser rígido o flexible y se dispone en la superficie del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía.

#### **4.3.4.9 LOSA DE TRANSICIÓN.-**

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m

#### **4.3.4.10 DRENAJE.-**

La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible, recomendándose un mínimo de 0.5%. La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.

En caso de rasante horizontal, se utilizan también sumideros o lloraderos, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo,  $\Phi = 0.10$  m cada 0.40 m, sobresaliendo debajo de la placa 0.05 m como mínimo. El agua drenada no debe caer sobre las partes de la estructura.

#### **4.3.4.11 GÁLIBOS.-**

Los gálibos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálibo vertical no será menos que 5.00 m. En zonas rurales, el gálibo vertical sobre autopistas principales será al menos de 5.50 m. En zonas altamente desarrolladas puede reducirse, previa justificación técnica.

En puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m a 2.50 m sobre el nivel máximo de las aguas. Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálibos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro.

#### **4.3.4.12 JUNTAS DE DILATACIÓN.-**

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requiera. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables.

#### **4.4 CLASIFICACIÓN DE PUENTES.-**

A continuación, se describirán los principales criterios de clasificación de puentes.

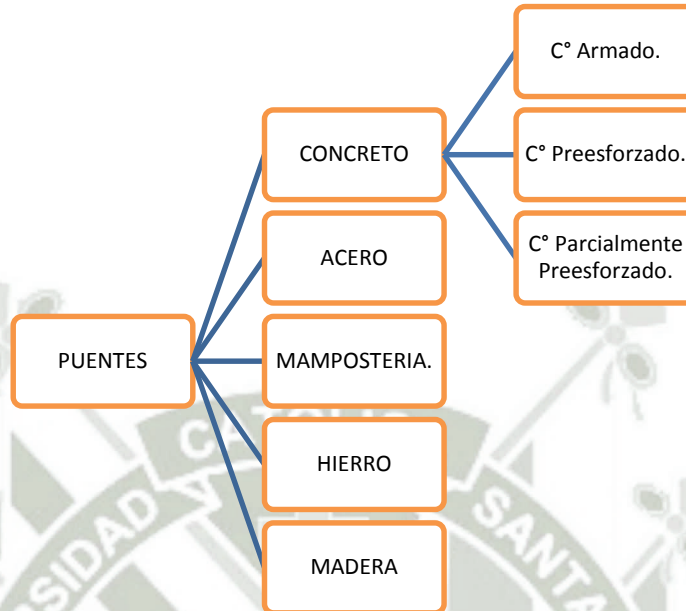
##### **4.4.1 SEGÚN LA FINALIDAD.-**

- Para carreteras.
- Para ferrocarril.
- Para tráfico mixto.
- Para trenes de alta velocidad.
- Para peatones.
- Para acueductos.
- Para aeropuertos.

##### **4.4.2 SEGÚN EL MATERIAL PRINCIPAL.-**

En general, en un puente se utilizan distintos materiales para los fines de clasificación, la identificación se hace en base al material utilizado en la

estructura principal. Además el material utilizado en la construcción de un puente, está también en función de la época y tendencia del proceso constructivo para el tiempo de ejecución de proyecto de ésta índole (figura 4.12).



**Figura 4.8 Materiales que se usan en puentes.**

#### 4.4.3 SEGÚN EL TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL PRINCIPAL.-

Se podrá clasificar de la siguiente manera.

- Puentes tipo viga.
- Puentes tipo pórtico.
- Puentes tipo arco.
- Puentes tipo reticulados.

##### 4.4.3.1 PUENTES TIPO VIGA.-

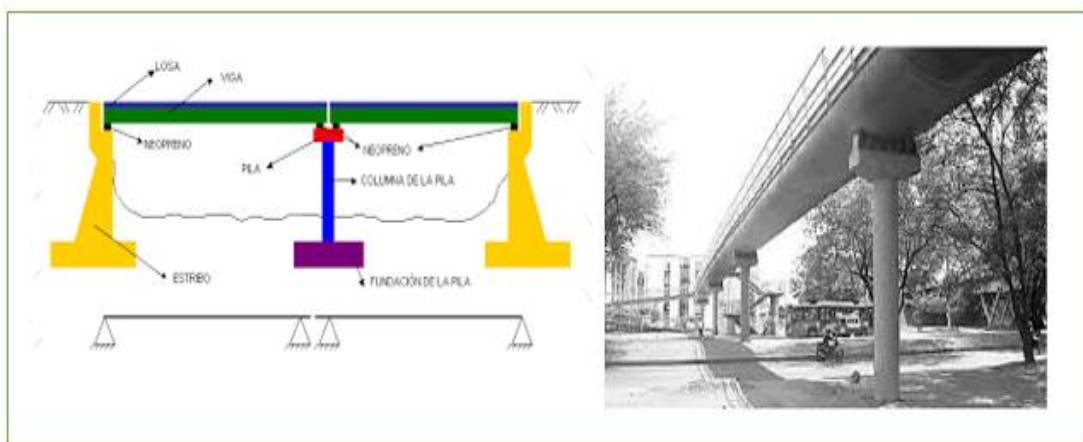
Los puentes, tipo viga constituyen el sistema estructural más simple. En este tipo de puentes, las cargas principales de la superestructura se transmiten a la subestructura a través de los apoyos como reacciones verticales. Los esfuerzos primarios en los puentes tipo viga son de flexión

Longitudinalmente, se puede optar por distintos esquemas estructurales, por ejemplo:

**PUENTE TIPO VIGA** {  
 \* *Simplemente Apoyados*  
 \* *Gerber.*  
 \* *Vigas Continuas.*  
 \* *Vigas Parcialmente Continuas.*

Los puentes de tramos simples apoyados son la solución más elemental, tienen la ventaja de la facilidad de su cálculo y construcción pero igualmente varios inconvenientes como el mayor número de juntas y dispositivos de apoyo (figura 4.9).

**Figura 4.9 Tramos simplemente apoyados.**



Los puentes tipo Gerber, son isostáticos, tienen casi las mismas ventajas e inconvenientes de los puentes de tramos simplemente apoyados. Se debe tener un especial cuidado en el diseño de las juntas (rótulas) dentro del vano. Este tipo de puentes se ha dejado de utilizar o lo utilizan muy poco.

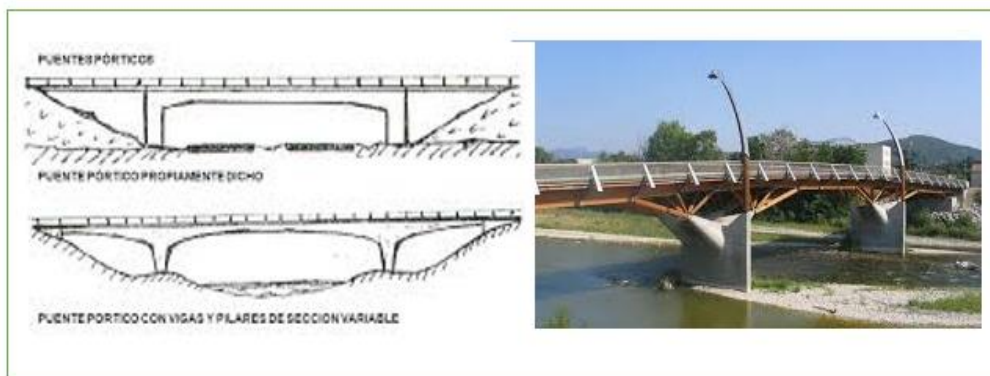
Los puentes de vigas continuas son estructuralmente la solución más eficiente.

Los puentes de vigas parcialmente continuas, son aquellos que pueden construirse base a vigas prefabricadas, que se colocan entre apoyos, y que posteriormente se integran con una losa de concreto vaciada en sitio, de tal manera de lograr un sistema de vigas continuas. En el cálculo de este tipo de puentes se debe considerar las etapas de construcción.

Entre las ventajas de este tipo de solución estructural, podemos citar el ahorro en falso puente, la rapidez de la construcción y la disminución de juntas. Las vigas generalmente son elementos prefabricados de concreto

#### 4.4.3.2 PUENTES TIPO PÓRTICO.-

La principal característica de los puentes tipo pórtico es la unión rígida entre la superestructura y los pilares y/o estribos. Con la técnica de la construcción por volados sucesivos, actualmente se construyen puentes cuyo esquema estructural es aporticado pero que durante la construcción se comporta como una estructura isostática para soportar el peso propio y las cargas durante la construcción (figura 4.14).



**Figura 4.10 Puente tipo pórtico.**

#### 4.4.3.3 PUENTES EN ARCO.-

El arco se caracteriza por el hecho de que gracias a su forma es capaz de transmitir las cargas trabajando en un estado en el que los esfuerzos principales son de compresión.

Los puentes en arco puede ser: de tímpano lleno o abierto; los puentes de tímpano abierto pueden ser de tablero superior, de tablero inferior, o de tablero intermedio. Los puentes en arco se han construido en mampostería de piedra, hierro, acero y concreto.

La solución en arco se recomienda cuando se dispone de buenas condiciones de cimentaciones en los arranques, y el rebajamiento es el adecuado.

#### 4.4.3.4 PUENTES RETICULADOS.-

En este tipo de puentes, la estructura principal está conformada por dos reticulados planos paralelos. El tablero está constituido por una losa que se

apoya en vigas transversales, las cargas se transmiten a los nodos de los dos reticulados longitudinales.

Un reticulado está formado por el ensamble triangular de elementos rectos. El reticulado se caracteriza por:

- Los ejes centroidales de sus miembros son concurrentes en puntos denominados nodos.
- Las cargas llegan al reticulado en sus nodos.
- Los esfuerzos primarios que se generan en el reticulado son fuerzas axiales de compresión y/o tracción. Los esfuerzos de flexión que se originan en las estructurales reales son pequeños por lo que se les denominan esfuerzos secundarios.

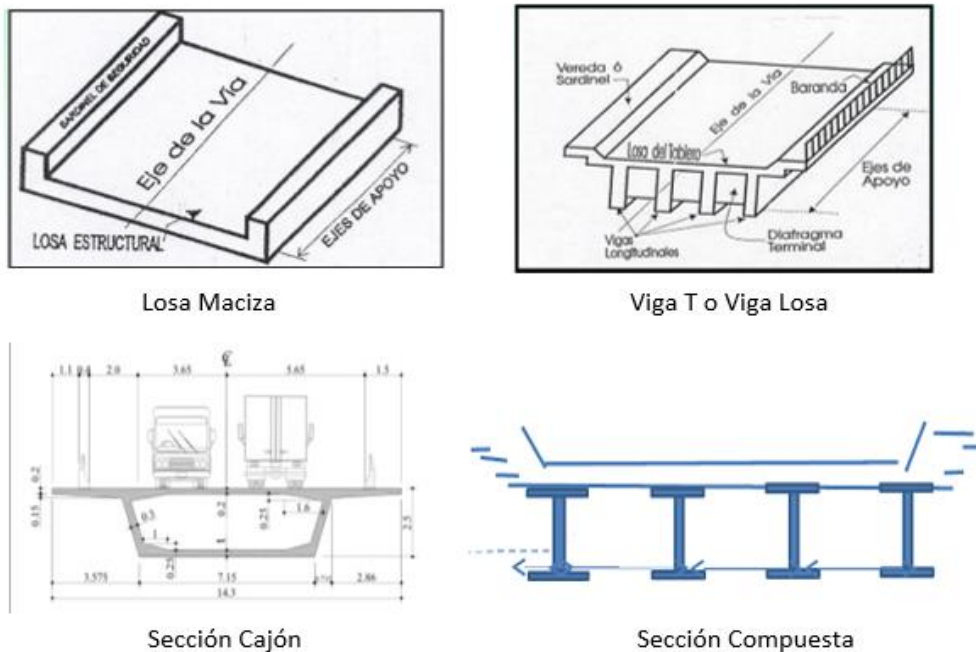
#### **4.4.3.5 Puentes colgantes.-**

En el puente colgante la estructura principal lo constituyen los cables curvos que soportan las cargas y transmiten a las torres y a los macizos de anclaje. Los cables sostienen el tablero por medio de tirantes denominados péndolas. El cable principal es rigidizado por la viga de rigidez.

#### **4.4.4 SEGÚN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA.-**

Sección transversal.

- Puente losa de sección maciza o aligerada.
- Puente de vigas T.
- Puentes de sección cajón.
- Puentes de sección compuesta.
- Puentes de losa de concreto con reticulado espacial.



**Figura 4.11 Secciones en puentes.**

La presente tesis, se enfocara a los puentes viga losa, se realizara su evaluación y reforzamiento.

#### 4.4.5 SEGÚN EL SISTEMA CONSTRUCTIVO.-

- Vaciado "in situ".
- Elementos prefabricados.
- Volados sucesivos.
- Otros.

#### 4.4.6 SEGÚN SU DISPOSICIÓN EN PLANTA.-

Los puentes puede ser: rectos, esviados, curvos o de planta arbitraria.

#### 4.4.7 SEGÚN EL TIPO DE VIDA PREVISTO.-

Se tiene los puentes definitivos y los puentes provisionales. Es frecuente en nuestro país que los puentes provisionales se queden como definitivos.

En fin, pueden existir otros criterios de clasificación de puentes; que dado el objetivo de la presente tesis no ameritan una mayor extensión de este tema.

#### 4.5 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO Y ESTRUCTURACIÓN.-

Los puentes según el Manual de Puentes de MTC (diciembre 2016) y AASHTO LRFD se diseñan considerando los estados límites, con el objetivo de lograr constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, los cuales estén en relación directa con la inspección, la economía y estética.

La ecuación que debe satisfacer para las solicitaciones y sus combinaciones es la descrita en la ecuación 4.1.

$$\sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n = R_r$$

**Ecuación 4.1 Filosofía de diseño LRFD.**

Donde:

$\eta_i$  = Factor de modificación de las cargas.

$\gamma_i$  = Factor de carga, el cual se aplica a las solicitaciones.

$Q_i$  = Solicitación de cargas.

$\phi$  = Factor de resistencia aplicada a la resistencia nominal.

$R_n$  = Resistencia nominal.

$R_r$  = Resistencia última.

Cuando es requerido un valor máximo de  $\eta_i$  se calcula con la ecuación 4.2

$$n_i = n_D * n_R * n_I \geq 0.95$$

**Ecuación 4.2 Valor Máximo de  $n_i$**

Y para cargas que requieren un valor mínimo de  $n_i$  este se calcula con la ecuación 4.3:

$$n_i = \frac{1}{n_D * n_R * n_I} \leq 1.0$$

**Ecuación 4.3 Valor Mínimo de  $n_i$**

Donde:

$n_D$  = Factor relacionado con la ductilidad

$n_R$  = Factor relacionado con la redundancia.

$n_I$  = Factor relacionado con la importancia operativa.

#### **4.5.1 ESTADOS DE LÍMITES.-**

Los estados de límites son condiciones próximas al colapso de una elemento o estructura de ser superados definen la falla de la estructura, la normativa AASHTO, LRFD, considera cuatros tipos de estados límites que se describen a continuación:

##### **4.5.1.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.-**

Los estados límites de servicio son restricciones dadas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo un uso regular.

##### **4.5.1.2 ESTADOS LÍMITE DE FATIGA.-**

En el cual se considera como restricciones impuestas las tensiones, dando como resultado un único camión de diseño, mientras que el estado límite de fractura se considera como un conjunto de requisitos sobre las resistencias de los materiales del puente.

##### **4.5.1.3 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA.-**

Este provee resistencia y estabilidad para las combinaciones de cargas que el puente experimentará en su vida útil. También denominado por resistencia última, el cual como procedimiento de diseño probabilístico, considera como aleatorio diversas magnitudes que sirven de partida para el cálculo y que tienen cierta probabilidad de ser o no alcanzados en la realidad.

##### **4.5.1.4 ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTOS EXTREMOS.-**

El cual garantiza la supervivencia estructural del puente durante una inundación, un sismo significativo, un choque de una embarcación, vehículo o bloques de hielo, posiblemente en condiciones de socavación.

#### **4.5.2 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LAS CARGAS.-**

Los factores que intervienen para la modificación de las cargas, son:

#### 4.5.2.1 DUCTILIDAD.-

El sistema estructura de un puente es dimensionado y detallado de manera que asegure el desarrollo de las deformaciones inelásticas significativas y visibles en los diferentes estados límites de resistencia, los cuales correspondan a eventos extremos, antes de la falla asumiendo que los requisitos de ductilidad satisfacen a una estructura de hormigón en función de la conexiones de los elementos adyacentes.

Para el estado límite de resistencia:

$n_D = 1.05$  Para elementos y/o conexiones no dúctiles.

$n_D = 1.00$  Para diseños que cumplan las especificaciones convencionales

$n_D = 0.95$  Para elementos y/o conexiones con ductilidad.

Para los demás estados límites:  $n_D = 1.00$ .

#### 4.5.2.2 REDUNDANCIA.-

Los elementos y componentes cuya falla anticipada que el puente no colapse, este se debe diseñar como elementos de falla crítica, por lo tanto el sistema estructural asociado será considerado como no redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$n_R = 1.05$  Para elementos no redundantes.

$n_R = 1.00$  Para niveles convencionales de redundancia.

$n_R = 0.95$  Para niveles excepcionales de redundancia.

Para los demás estados límites:

$n_R = 0.95$

#### 4.5.2.3 IMPORTANCIA OPERATIVA.-

El puente, cualquier conexión o elemento del mismo debe tener una relativa importancia, que especifique el propietario, en carácter operativo, según los requisitos sociales, de seguridad o defensa.

Para el estado límite de resistencia.

$n_I = 1.05$  Para puentes importantes

$n_I = 1.00$  Para puentes típicos.

$n_I \geq 0.95$  Para puentes con relativamente poca importancia.

Para los demás estados límites:

$n_I = 1.00$

#### **4.5.3 CARGAS Y ESTADOS DE CARGA.-**

Para el análisis de cargas en puentes ha aparecido con el transcurrir del tiempo diversas metodologías, por ejemplo el Método de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), desarrollado desde 1931 hasta 1971. Después aparece el Método de Diseño por Factores de Carga, desarrollado entre 1971 y 2004.

Por lo que desde el año 2004, se normalizó el Diseño de Factores de Carga y Resistencia, el cual da una importancia al sistema vial, toma en cuenta las condiciones más desfavorables y la seguridad del diseño, a continuación se clasifican las cargas según la norma.

##### **4.5.3.1 CARGAS PERMANENTES, DC Y DW.-**

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles.

El peso propio (DC) se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal.

Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos estructurales, tales como veredas, superficie de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

#### **4.5.3.2 CARGAS VARIABLES.-**

##### **4.5.3.2.1 CARGAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.-**

El proyectista considerara todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores.

Cuando las condiciones de diseño lo requieren, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva

##### **4.5.3.2.2 CARGAS VIVAS DE VEHÍCULOS LL.-**

Los efectos del tráfico vehicular comparados con los efectos del tráfico de camiones son despreciables. Debido a esto el diseño de cargas de AASHTO ha desarrollado modelos de tráfico de camiones que son muy variables, dinámicos, y pueden ser combinados con otras cargas de camiones.

Esos efectos incluyen fuerzas de impacto (efectos dinámicos), fuerzas de frenos, fuerzas centrífugas, y efectos de otros camiones simultáneos.

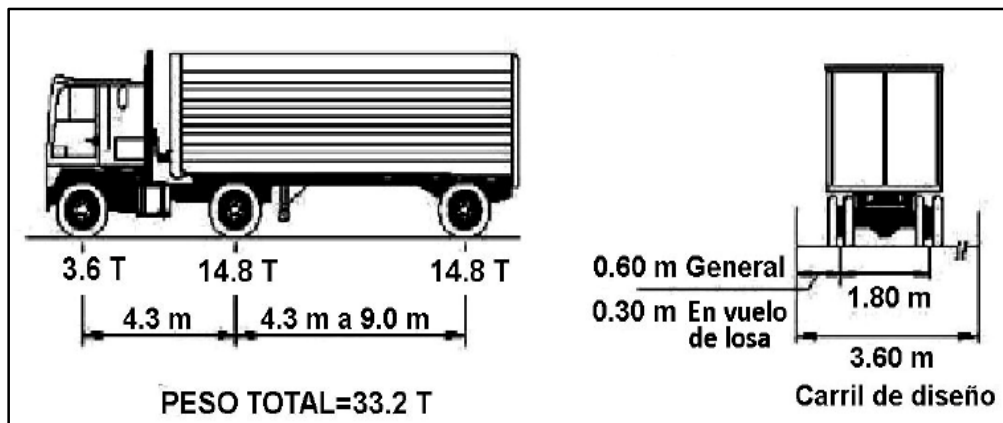
##### **4.5.3.2.2.1 CARGAS DEBIDAS AL PESO DE LOS VEHÍCULOS.-**

En 1992, Kulicki ajustó un estudio de *Transportation Research Board* (TRB, 1990) a las cargas de camiones presentes y desarrolló un nuevo modelo. Este modelo consiste en tres cargas diferentes (Manual Puentes Perú, diciembre 2016).

HL-93

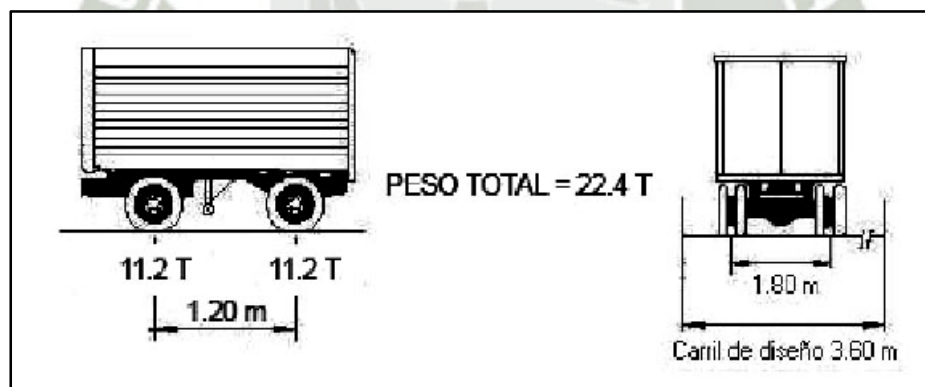
- Camión de diseño.
- Camión tándem de diseño.
- Línea de diseño.

El camión de diseño es el típico semitrailer: el eje frontal es de 3.6 ton seguido a 4.3 m de un eje de 14.8 ton y finalmente un eje posterior de 14.8 ton que está ubicado a una distancia variable de 4.3 m a 9.0 m., la que resulte los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño es HL-93 (figura 4.24, 4.25 y 4.26).



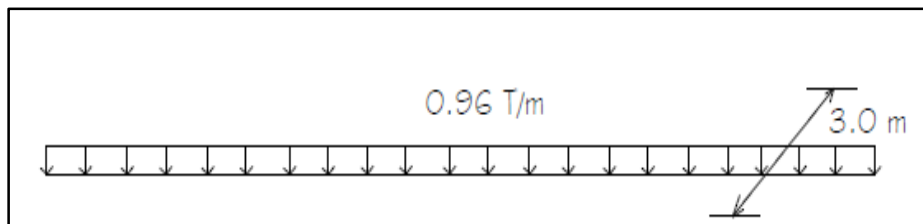
**Figura 4.12 Características de camión de diseño HL-93K.**

La segunda configuración es el camión tándem de diseño. Consiste en dos ejes de 11.2 ton espaciados a 1.2 m. estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en figura 4.13.



**Figura 4.13 Características del camión de tándem HL-93M.**

La tercera carga es la línea de diseño que consiste en una carga distribuida de 0.96 ton/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable, y se asume que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m en dirección transversal. Esta carga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.



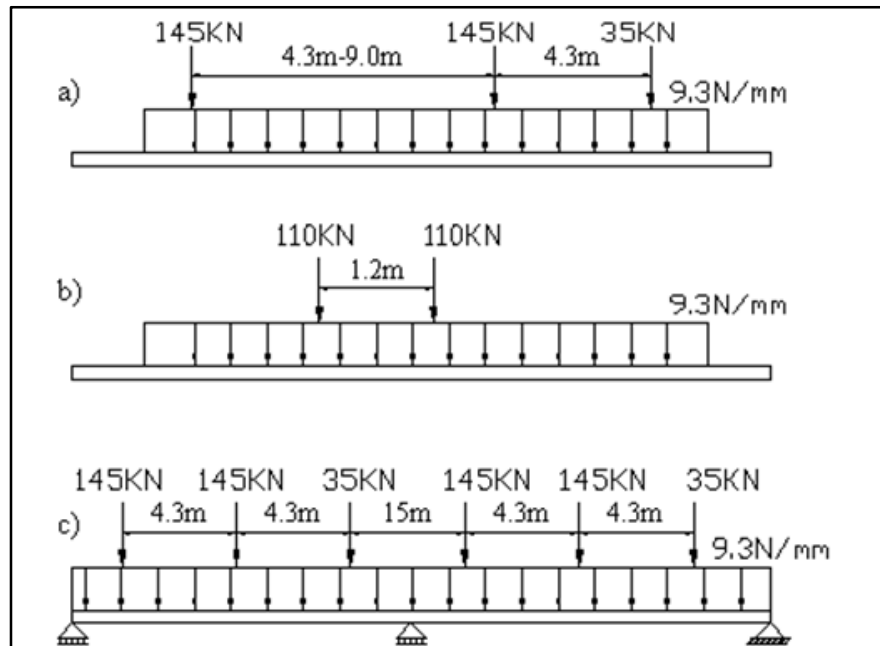
**Figura 4.14 Carga por carril HL-93.**

#### 4.5.3.2.2 APLICACIÓN DE LAS CARGAS DE CAMIÓN.-

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio. Los efectos (momentos, cortantes, etc.) de las cargas del camión de diseño y del tándem de diseño deben ser superpuestos con los efectos de la línea de diseño (ver figura 4.15. Se escoge de la figura 4.15 entre “a” y “b”, la combinación que produzca los efectos más desfavorables, mientras que la alternativa (c) es utilizada para calcular el momento interior negativo en los apoyos.

Para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 metros entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

Estas nuevas combinaciones como son descritas en AASHTO (1994) LRFD Bridge Specifications son designadas como HL-93 para cargas en carreteras aceptadas desde 1993.



**Figura 4.15 Carga de diseño AASHTO LRFD.**

Esta combinación de cargas distribuidas y puntuales da una desviación mayor a los antiguos requerimientos de AASHTO Standard Specifications, donde las cargas eran consideradas separadamente. Es importante entender que estas cargas no son diseñadas para un vehículo o combinación de vehículos, sino que reflejan el espectro de cargas y sus efectos asociados.

En resumen, los tres tipos de carga de diseño deben ser considerados: Camión de diseño, Tandem de diseño, y línea de diseño. Como se mostró en la Fig. 4.15, estas cargas son superpuestas de tres maneras. Los factores de carga de estos casos son ilustrados en la figura 4.16.

Combinación de carga viva	Camión de diseño	Camión tándem de diseño	Camiones de diseño separados 15m	Línea de diseño
a	1.00			1.00
b		1.00		1.00
c			0.90	0.90

**Figura 4.16 Factores de carga viva.**

Para la dirección transversal cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberá colocar 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.
- 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.

**4.5.3.2.2.3 INCREMENTO POR CARGA DINAMICA IM.-**

Los efectos estáticos de los vehículos de diseño se deberán mayorar por efecto de carga dinámica con el factor:  $(1 + IM/100)$ , según la figura 4.17.

Componente	IM
Junta del Tablero – Todos los Estados Limites	75%
Todos los demás componentes:	
- Estado límite de fatiga y fractura.	15%
- Todos los demás estados limites	33%

**Figura 4.17 Incremento por carga dinámica.**

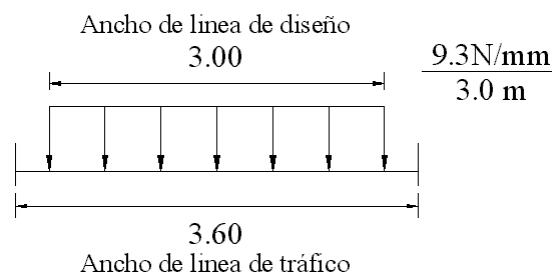
**4.5.3.2.2.4 CARGA SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y SARDINEL.-**

Se deberá aplicar una carga peatonal de 0.075ksf (367 kg/m<sup>2</sup>) en todas las veredas de más de 2ft (0.60m) de ancho, y esta se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, en barandas y sardinel ver norma.

#### 4.5.3.2.2.5 NÚMERO DE LÍNEAS DE DISEÑO.-

La línea de tráfico es el número de líneas o rutas que se planea usar para cruzar el puente. El ancho típico de una línea de tráfico es 3.6 m.

En cambio, la línea de diseño es aquella que ocupa la carga dentro de la línea de tráfico. Aquí, AASHTO-LRFD usa un ancho de 3.0 m para la línea de diseño y el vehículo se ubica en la posición más desfavorable de la línea de tráfico (3.6 m) para los efectos extremos (ver figura 4.30).



**Figura 4.18 Línea de diseño.**

#### 4.5.3.2.2.6 PRESENCIA MÚLTIPLE.-

Los camiones podrían presentarse en líneas adyacentes sobre las carreteras, con múltiples líneas de diseño, pero es poco probable que tres líneas adyacentes sean simultáneamente cargadas con grandes pesos. Para este efecto AASHTO-LRFD provee un factor de ajuste de múltiple presencia que se muestra en la figura 4.31.

- Deberá utilizarse cuando investigamos el efecto de un carril cargado,
- Puede utilizarse cuando investigamos el efecto de tres o más carriles cargados.

Estos factores no se aplicaran en casos donde los factores ya hayan sido implícitamente incluidos, tampoco se deben utilizar en casos de estado límite de fatiga. Adicionalmente, estos factores se deben aplicar a las fuerzas de frenado en el diseño de apoyos y estribos.

A efectos de determinar el número de carriles cuando la condición de carga

incluye las cargas peatonales, combinado con uno o varios carriles de la carga viva vehicular, las cargas peatonales pueden adoptarse para ser un carril cargado.

Número de líneas de diseño	"m"
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Más de 3	0.65

**Figura 4.19 Incremento por carga dinámica.**

#### 4.5.3.2.7 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIÓN DE CARGAS (AASHTO-LRFD).-

Debido a que todas las cargas no actúan simultáneamente, las normas de AASHTO-LRFD especifican varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales debe estar sujeta la estructura.

Recordando el diseño por factores de carga y resistencia requieren satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

La carga total factorizada será:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

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

$q_i$  = carga especificada.

$\gamma_i$  = factores de carga especificados en la figura 4.20.

Los componentes y conexiones de los puentes deben satisfacer las diferentes combinaciones extremas mayoradas de carga según estos estados límite:

**RESISTENCIA I:** Combinación básica de cargas que representa el paso de vehículo normal en el puente sin la consideración del viento.

**RESISTENCIA II:** Combinación de cargas que representa el paso de vehículos especiales de diseño, de circulación restringida o ambos sin consideración del viento.

**RESISTENCIA III:** Combinación de cargas con el puente expuesto a vientos que tengan velocidades superiores a 90 km/h, en los cuales o se considera las cargas vivas.

**RESISTENCIA IV:** Combinación de cargas con relaciones muy elevadas entre solicitaciones por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

**RESISTENCIA V:** Combinación de cargas que representa el uso del puente por vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

**EVENTO EXTREMO I:** Combinación de cargas que incluye sismos el empuje del agua debido a crecidas del río.

**EVENTO EXTREMO II:** Combinación de cargas que incluye el efecto del hielo, las colisiones de embarcaciones, vehículos y ciertos eventos hidráulicos.

**SERVICIO I:** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con viento de 90 km/h, que relaciona el control de las deflexiones en estructuras metálicas, revestimiento de túneles y tuberías, controlando fisuras en el hormigón armado.

**SERVICIO II:** Combinación de cargas que controla la fluencia de estructuras de acero, el deslizamiento de la sobrecarga vehicula en las conexiones y brinda un análisis detallado de los esfuerzos de compresión en el hormigón preesforzado.

**SERVICIO III:** Combinación de cargas las cuales relaciona la tracción de superestructuras de hormigón pretensado para controlarla las grietas.

**SERVICIO IV:** Combinación de cargas las cuales relaciona la tracción de subestructuras de hormigón pretensado con el objetivo de controlar su fisuración.

**FATIGA:** Combinación de cargas de fatiga y fractura que relacionan la sobrecarga gravitatoria vehicula inducida por la duración infinita de las cargas.

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 Limite														
RESISTENCIA I	$\gamma_p$	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA III	$\gamma_p$		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$					
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	$\gamma_p$	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$					
SERVICIO II	$\gamma_p$	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	$\gamma_p$	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$					
FATIGA Sólo LL, IM, CE.		0.75												

**Figura 4.20** Tabla de combinación y factores de carga.

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

**Figura 4.21** Factores para cargas permanentes.

## 4.6 LÍNEAS DE INFLUENCIA.-

### 4.6.1. CONSIDERACIONES GENERALES.-

Para el análisis estructural de la superestructura del puente de dos tramos bajo las cargas móviles HL-93, es importante el trazado de diagramas o líneas de influencia de las reacciones, cortantes y momentos que nos permite hallar los valores más críticos del diseño, su utilización es imprescindible en el caso de estudios de puentes. Donde las cargas móviles, tienen gran importancia con respecto al peso propio o cargas permanentes.

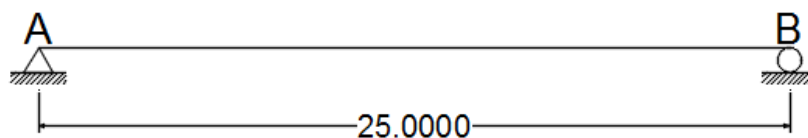
Las líneas de influencia son graficas que nos permiten visualizar la variación de una acción (reacción, cortante, momento, etc) en relación a una carga móvil unitaria desplazándose sobre una estructura. En estructuras isostáticas se expresan como líneas rectas; en estructuras hiperestáticas como líneas curvas a continuación veremos algunos ejemplos de líneas de influencia.

El interés aquí se centrará en los diagramas de líneas de influencia para fueras cortantes y momentos flectores para la superestructura que vamos analizar en el próximo capítulo

### 4.6.2 LÍNEAS DE INFLUENCIA ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS.-

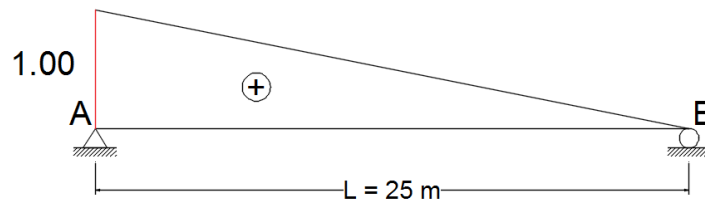
Para determinar la línea de influencia de una reacción, cortantes y momentos se utilizan las ecuaciones de equilibrio

Ejemplos: Para un puente de 25 m, simplemente apoyado.

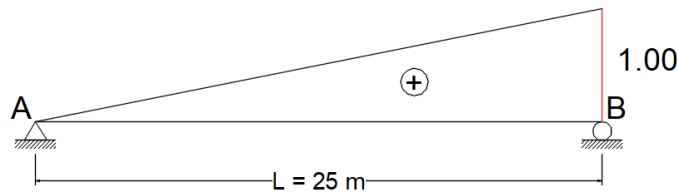


**Figura 4.22 Viga simplemente apoyada.**

**REACCIÓN.-**

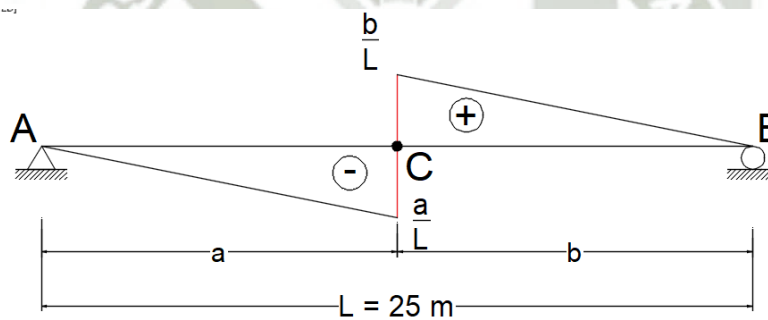


L.I. Reaccion "A" RA

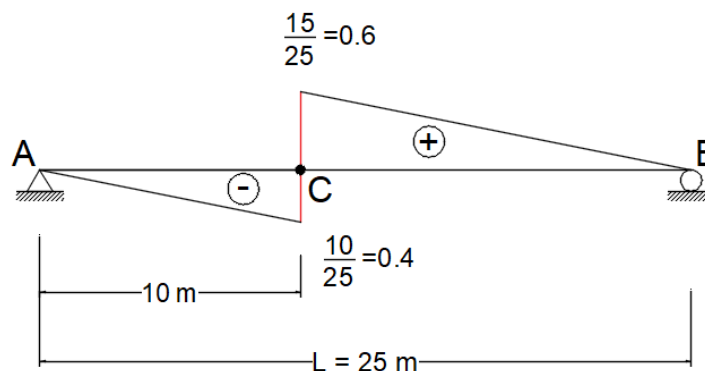


L.I. Reaccion "B" RB

**CORTANTES.-**



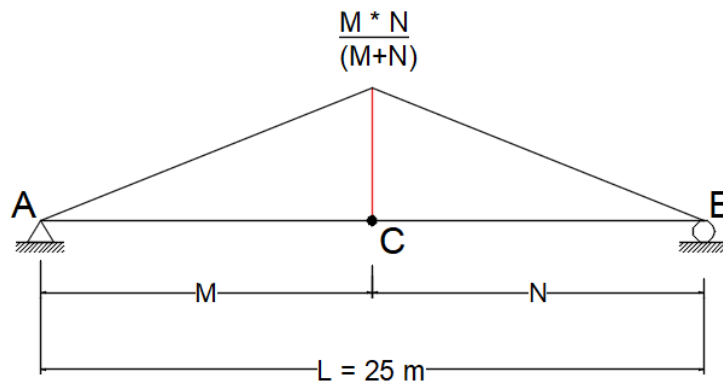
L.I. Cortante en C



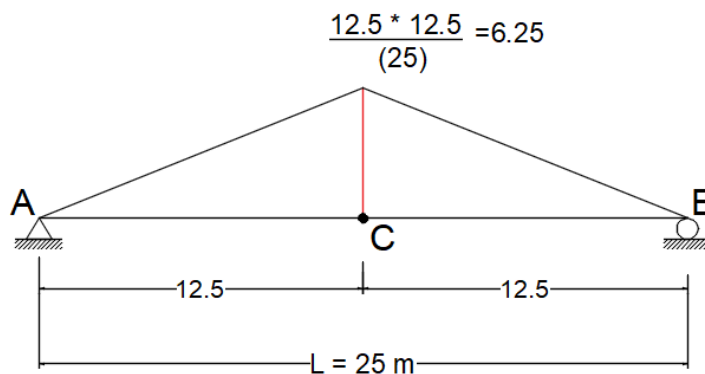
L.I. Cortante en "C" (Vc)

**Figura 4.23 Líneas de influencia reacciones y cortante.**

**MOMENTOS.-**



L.I. Momentos en "C"



L.I. Momentos en "C"

**Nota:**

**Área = 78.125 (Valor utilizado para carga Uniformemente Distribuida.**

**Figura 4.24 Líneas de influencia para momentos.**

Los resultados son muy importantes para compararlos con nuestro puente de dos tramos de 25 m hiperestático.

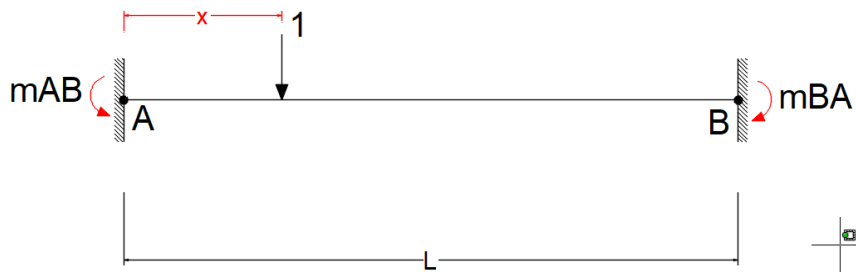
**4.6.3 LÍNEAS DE INFLUENCIA ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS.-**

Para la estructura de puente que vamos analizar, el método de Cross permite calcular las líneas de influencia para las reacciones en los apoyos y lo más importante los cortantes y momentos flectores, en cualquier sección. El procedimiento es simplemente plantear los momentos de empotramiento  $m_{AB}$  y

$m_{BA}$  de la viga con apoyos A y B, causado por una carga unitaria ubicada a una distancia "x" del apoyo "A" siendo este valor una variable donde  $0 \leq x \leq L$ , luego el procedimiento es ampliamente conocido del método de Cross

$$m_{AB} = \frac{x(L-x)^2}{L^2}$$

$$m_{BA} = \frac{x^2(L-x)}{L^2}$$



**Figura 4.25 Momentos de empotramientos  $m_{AB}$  y  $m_{BA}$**

La tabla siguiente indica los valores de momentos  $m_{AB}$  y  $m_{BA}$  por la carga unitaria aplicada cada décimo de luz AB.

X	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$m_{AB}$	0	-0.081	-0.128	-0.174	-0.144	-0.125	-0.096	-0.063	-0.032	-0.009	0
$m_{BA}$	0	-0.009	-0.032	-0.063	-0.096	-0.125	-0.144	-0.147	-0.128	-0.081	0

## CAPITULO 5.

### VERIFICACION ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.

#### 5.1 INTRODUCCIÓN. -

Continuando el estudio patológico, en este capítulo realizaremos dos verificaciones de análisis y diseño estructura, específicamente de la superestructura ya que la subestructura no presenta ningún problema estructural.

- Primeramente, se realizará un análisis y diseño del puente La Capilla específicamente la superestructura, el cual posteriormente será verificado con el programa CSi Bridge.
- La segunda etapa se determina las acciones ( $M_u$ ,  $V_u$ , etc), en base a los planos y especificaciones técnicas del proyecto.
- Posteriormente se realiza una comparación de resultados del análisis y diseño requerido de acuerdo a las normas, con los resultados obtenidos según el proyecto ejecutado y especificado en el expediente, esto nos permite evaluar y determinar si ha existido problemas en el análisis y diseño, además estas diferencias nos permitirán dar una solución al problema presentado y salvar la inversión.

#### 5.1.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PUENTE.-

Longitud total	: 50.00 m
Número de vías	: 1
Ancho total de vía	: 1 vía de 4.00 m (según lo verificado en obra)
Ancho total de puente	: 6.40 m
Tipo de superestructura	: Puente tipo viga losa de concreto armado
Tipo cimentación	: Cimentación directa con zapatas
Pilar	: Tipo mono-columna tipo placa
Estribos	: Estribo izquierdo – tipo voladizo Estribo derecho – tipo voladizo
Superficie de Desgaste	: 5 cm de espesor de asfalto.

### 5.1.2 NORMATIVA UTILIZADA PARA LA VERIFICACIÓN. -

- AASTHO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition 2014.
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition 2011.
- Manual de Puentes MTC 2da Edición Dic 2016.

### 5.1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE. -

El alineamiento en planta del puente cruza de manera perpendicular al curso de agua, por lo cual el puente es recto, la superestructura consiste en un puente tipo viga losa de concreto armado, con dos luces de 25 m cada una, por lo tanto el puente tiene una longitud total de 50 m, el ancho total del puente es de 6.40 m, la altura total de la sección transversal del puente incluido la losa es de 1.65 m, el espesor de las vigas es de 0.50 m, el espesor de la losa superior es de 0.20 m, el ancho de la calzada es de 4.00 m, se debe de aclarar que la configuración de las veredas del puente fueron modificadas al momento de la construcción, el ancho de las veredas y barreras es de 1.20 m a cada lado, se colocó una superficie de desgaste de asfalto de 5 cm de espesor en promedio.

En cuanto al alineamiento vertical de la rasante este se planteó horizontal con lo cual los estribos quedan al mismo nivel. En las figuras siguientes se muestran la configuración del puente, también se muestra fotografías del estado actual del puente.



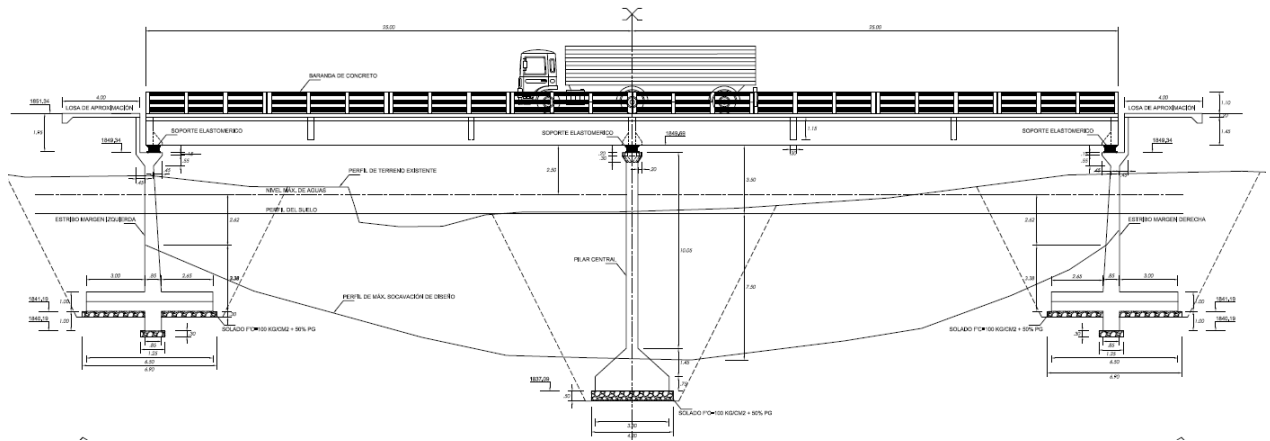
**Figura 5.1 Sección del puente La Capilla actual.**



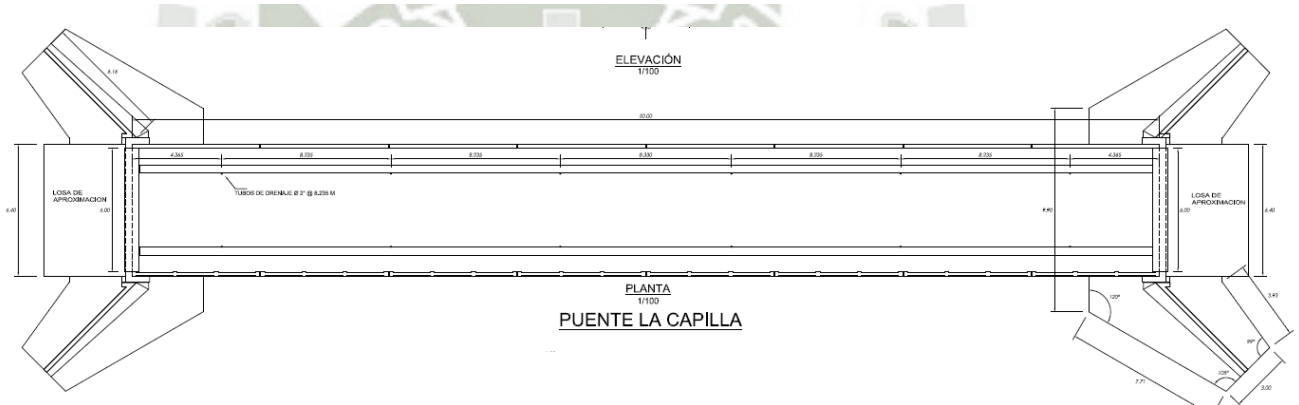
***Figura 5.2 Estribo de apoyo extremo y superestructura viga losa.***



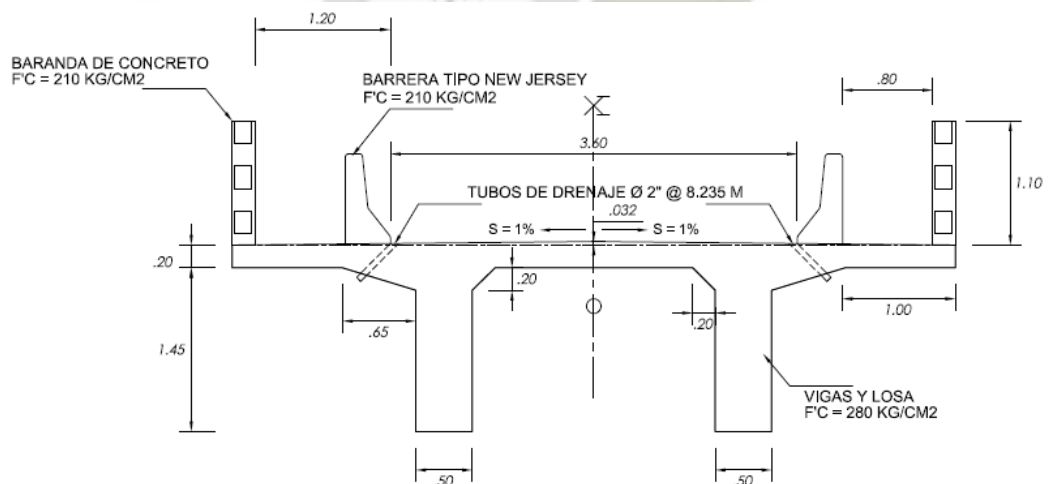
***Figura 5.3 Pilar central de apoyo del tipo placa o muro de la subestructura.***



**Figura. 5.4 Vista en elevación del puente.**



**Figura 5.5 Vista en planta del puente Capilla.**



**Figura 5.6 Sección transversal del puente según el proyecto original.**

#### 5.1.4 MATERIALES. -

##### CONCRETO

- Resistencia a la compresión:  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico:  $\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 267524.97 \text{ kg/cm}^2$

##### ACERO

- Límite de fluencia:  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico:  $\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad:  $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

#### 5.1.5 CARGAS.-

Las siguientes cargas fueron empleadas para determinar las demandas actuantes en los componentes de la estructura.

##### 5.1.5.1 PESO PROPIO (DC)

Se utilizaron los pesos unitarios del concreto armado de  $2.50 \text{ ton/m}^3$  para la determinación de las demandas por peso propio en los elementos estructurales.

- Peso específico concreto armado:  $\gamma_s = 2500 \text{ kg/m}^3$

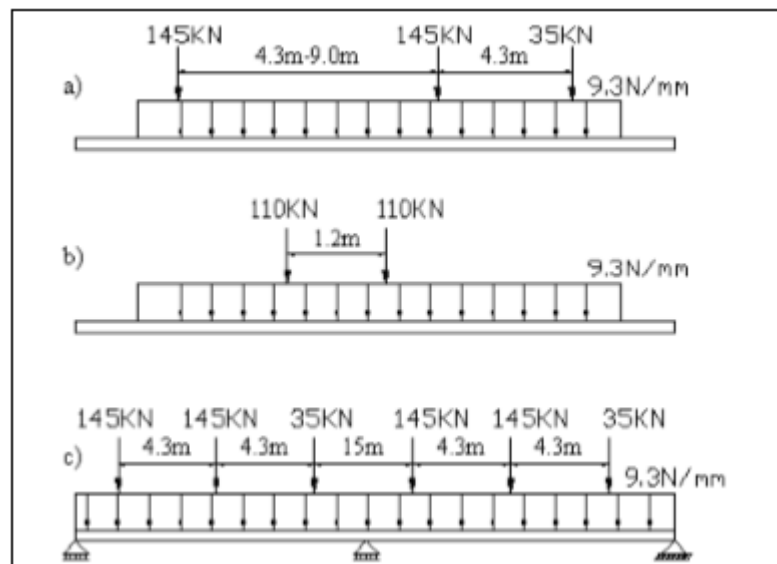
##### 5.1.5.2 CARGAS MUERTAS (DW)

Se ha considerado como cargas muertas la superficie de rodadura, las veredas, la barrera de contención y la baranda:

- Peso específico concreto normal (veredas):  $\gamma_s = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico superficie de rodadura asfalto:  $\gamma_s = 2200 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico superficie de rodadura asfalto:  $\gamma_s = 2200 \text{ kg/m}^3$
- Peso de baranda:  $\gamma_s = 160 \text{ kg/m}$

### 5.1.5.3 CARGA VIVA VEHICULAR (LL+IM)

La carga viva de diseño es la denominada HL-93 de la especificación AASHTO LRFD. Esta carga considera la aplicación de cargas correspondientes al camión de diseño, al tándem de diseño y a la carga distribuida de diseño. Podemos resumir estas cargas en HL-93K, HL-93M y HL-93S.



**Figura 5.7 Resumen cargas de diseño de AASHTO-LRFD.**

Combinación de carga viva	Camión de diseño	Camión tandem de diseño	Camiones de diseño separados 15m	Línea de diseño
a	1.00			1.00
b		1.00		1.00
c			0.90	0.90

**Figura 5.8 Factor de carga viva según HL-93k ,HL-93M y HL-93S**

### 5.1.5.4 CARGA VIVA PEATONAL (PL)

La carga viva peatonal se considera una carga uniforme distribuida de 0.36 ton/m<sup>2</sup> (367kg/m<sup>2</sup>) según la especificación AASHTO LRFD, se considera carga peatonal la vereda es mayor a 0.75m.

## 5.1.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA. -

### 5.1.6.1 DESARROLLO DE LA SECCIÓN GENERAL

El puente cruza el curso de agua de manera perpendicular, por lo que el puente es recto en planta, se plantea de dos luces de 25m.

### 5.1.6.2 DESARROLLO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA Y DIMENSIONES BÁSICAS

#### 1. Espesor de Losa Superior [A5.14.1.5.1a]

De la sección A9.7.1.1

- Mínimo espesor de concreto = 7 in = 17.8 cm
- Espesor de losa planteado = 20 cm > 17.8 cm... OK!

#### 2. Peralte estructural [Tabla A2.5.2.6.3-1]

- $h_{\min} = 0.065 (25 \text{ m}) = 1.625 \text{ m}$
- Peralte planteado = 1.65 m > 1.625 m...OK!

### 5.1.6.3 VERIFICACIÓN DE LA LOSA SUPERIOR

Se realiza la verificación de la losa superior, armada en sentido transversal al tráfico.

#### A. FACTORES DE REDUCCIÓN EN RESISTENCIA [A5.5.4.2]

1. Estado Limite de Resistencia	$\phi$
Flexión y Tensión	0.90
Corte y Torsión	0.90

#### B. SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA [A1.3.2.1]

##### Resistencia

$\eta_D = 1.0$	Ductilidad
$\eta_R = 1.0$	Redundancia

$$\eta_I = 1.0$$

Importancia

$$\eta_I = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.0$$

**Servicio**

$$\eta_D = 1.0$$

Ductilidad

$$\eta_R = 1.0$$

Redundancia

$$\eta_I = N/A$$

Importancia

$$\eta_I = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.0$$

**C. COMBINACIONES APLICABLES [A3.4.1-1]**

RESISTENCIA I

$$U = \eta [1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL+IM)]$$

SERVICIO I

$$U = \eta [1.0 DC + 1.0 DW + 1.0 (LL+IM)]$$

**D. CALCULO DE EFECTOS POR APLICACIÓN DE CARGA VIVA**

1. Número de carriles [A3.6.1.1.1]

$W$  = Ancho de calzada

$$N_L = \text{INT} (W / 12 \text{ ft}) = \text{INT} (4.00 \text{ m} / 12 \text{ ft}) = 1$$

2. Factor de Presencia Múltiple [A3.6.1.1.2]

<u>Nro. de Carriles Cargados</u>	<u><math>m</math></u>
1	1.20
2	1.00
3	0.85

### 3. Amplificación Dinámica [A3.6.2.1]

<u>Componente</u>	<u>IM (%)</u>
Deck joints	75
Fatigue	15
Otros	33

### 5.2 LINEAS DE INFLUENCIA.-

La idealización estructural del puente a analizar se trata de una estructura de dos tramos iguales de 25 m., con apoyos móviles en los extremos y un apoyo articulado (fijo) en el pilar central, siendo una estructura hiperestática sus líneas de influencia son líneas curvas, de reacciones, cortantes y momentos.

Se determinará los momentos y cortantes máximos en la parte central de las vigas y cortante en el apoyo central y estribos, todo esto para una vía luego se realiza la distribución de acciones a las vigas según su factor de distribución, en este caso para hallar este factor se utilizará el método de la palanca contemplado en la Norma.

Estos cálculos realizados son para puntos específicos de variación, luego se verificará los cálculos con el programa CSi Bridge quien nos permite mayor información. Es importante resaltar que la verificación estructural se centrara en base al estudio patológico (fisuras por flexión y fisuras por corte).

**INFLUENCE LINES IN CONTINUOUS BEAMS**

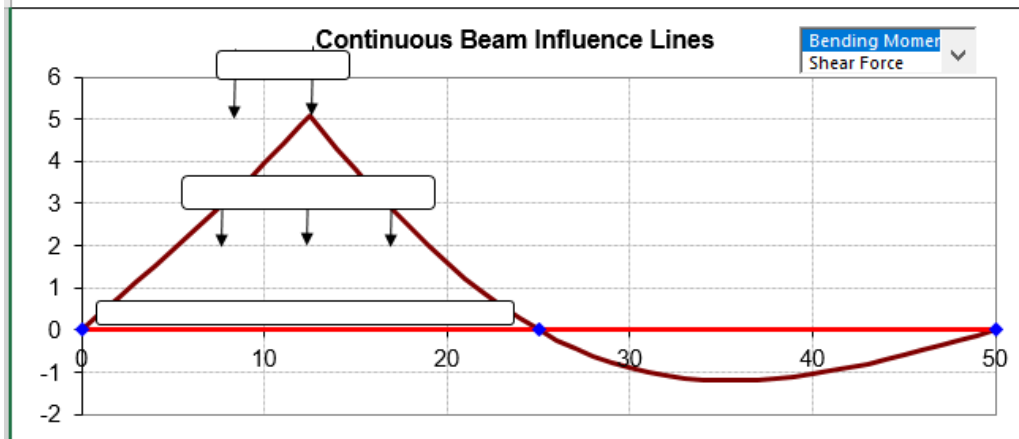
Number of Spans ( <=10): **2**

No. of Sections in Span (<=30): **25**

Span No.	1	2	
Span Length:	25	25	5
Stiffness EI	1	1	1

Required Section Location  
Span No. **1**  
Distance from beginning of span: **12.5**

**Calculate!**



RESULTS				
X-Global	Span	X-Local	Moment	Shear
0	1	0	0	0
1		1	0.3752	-0.05
2		2	0.7516	-0.0999
3		3	1.1304	-0.1496
4		4	1.5128	-0.199
5		5	1.9	-0.248
6		6	2.2932	-0.2965
7		7	2.6936	-0.3445
8		8	3.1024	-0.3918
9		9	3.5208	-0.4383
10		10	3.95	-0.484
11		11	4.3912	-0.5287
12		12	4.8456	-0.5724
12.5		12.5	5.0781	-0.5938
12.5		12.5	5.0781	0.40625
14		14	4.2988	0.3439
15		15	3.8	0.304
16		16	3.3192	0.26554
17		17	2.8576	0.22861
18		18	2.4164	0.19331
19		19	1.9968	0.15974
20		20	1.6	0.128
21		21	1.2272	0.09818
22		22	0.8796	0.07037
23		23	0.5584	0.04467
24		24	0.2648	0.02118
25		25	0	0
25	2	0	0	0
26		1	-0.235	-0.0188
27		2	-0.442	-0.0353
28		3	-0.62	-0.0496
29		4	-0.773	-0.0618
30		5	-0.9	-0.072

	Moment	Shear
Maximum Value:	5.0781	0.4062
Minimum Value:	-1.201	-0.594
Positive Area:	58.627	2.2482
Negative Area:	-19.5	-5.368
Total Area:	39.127	-3.12

HL-93K

CAMION	L.I.
14.8	3.184
14.8	5.07
3.6	2.944

M= 132.8 t-m

HL-93M

TANDEM	L.I.
11.2	5.07
11.2	4.6

M= 108.3 t-m

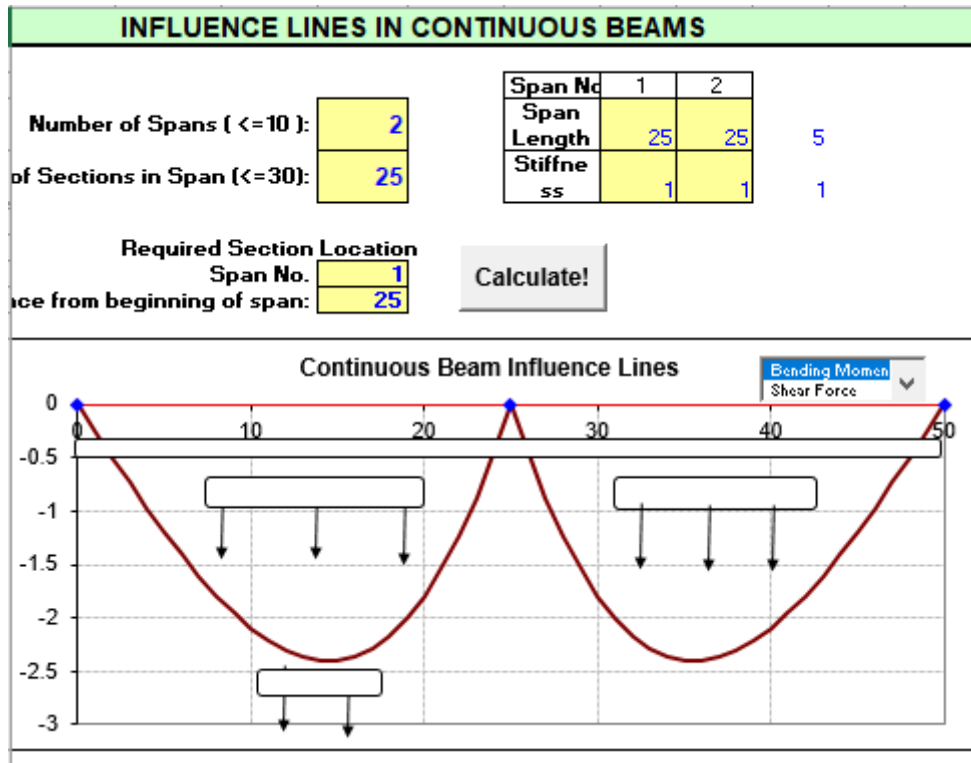
Elegimos el mayor **132.76 t-m**

M(IM) =  $\frac{\% IM}{0.33} \cdot 132.76 = 43.81 \text{ t-m}$

M(DIST) =  $\frac{C. DIST.}{0.96} \cdot 58.627 = 56.28 \text{ t-m}$

Finalmente **M(LL+IM) = 232.8 t-m**

**Momento Positivo a 12.50m**



RESULTS				
X-Global	Span	X-Local	Moment	Shear
0	1	0	0	0
1	1	1	-0.25	-0.05
2	1	2	-0.497	-0.0999
3	1	3	-0.739	-0.1496
4	1	4	-0.974	-0.199
5	1	5	-1.2	-0.248
6	1	6	-1.414	-0.2965
7	1	7	-1.613	-0.3445
8	1	8	-1.795	-0.3918
9	1	9	-1.958	-0.4383
10	1	10	-2.1	-0.484
11	1	11	-2.218	-0.5287
12	1	12	-2.309	-0.5724
13	1	13	-2.371	-0.6148
14	1	14	-2.402	-0.6561
15	1	15	-2.4	-0.696
16	1	16	-2.362	-0.7345
17	1	17	-2.285	-0.7714
18	1	18	-2.167	-0.8067
19	1	19	-2.006	-0.8403
20	1	20	-1.8	-0.872
21	1	21	-1.546	-0.9018
22	1	22	-1.241	-0.9296
23	1	23	-0.883	-0.9553
24	1	24	-0.47	-0.9788
25	1	25	0	-1
25	2	0	0	0
26	2	1	-0.47	-0.0188
27	2	2	-0.883	-0.0353
28	2	3	-1.241	-0.0496
29	2	4	-1.546	-0.0618
30	2	5	-1.8	-0.072
31	2	6	-2.006	-0.0803
32	2	7	-2.167	-0.0867
33	2	8	-2.285	-0.0914
34	2	9	-2.362	-0.0945
35	2	10	-2.4	-0.096

	Momen	Shear
Maximum Value:	0	0
Minimum Value:	-2.4	-1
Positive Area:	0	0
Negative Area:	-78	-15.6
Total Area:	-78	-15.6

HL-93K

CAMION	L.I.
14.8	-2
14.8	-2.4
3.6	-2.1

M= -72.7 t-m

HL-93M

TANDEM	L.I.
11.2	-2.4
11.2	-2.39

M= -53.6 t-m

Elegimos el mayor **-72.7 t-m**

M(IM)=  $\frac{\%IM}{0.33} \cdot -72.7 = -24$  t-m

M(DIST)=  $\frac{C.DIST.}{0.96} \cdot -78 = -74.9$  t-m

Finalmente **M(LL+IM) = -172** t-m

Por multipresencia 1.20

Finalmente **M(LL+IM) = -206** t-m

QUIEN MANDA EL DISEÑO HL-93 S

**M(LL+IM) -245 t-m**

HL-93 S

Ubicado a 15m minimo

CAMION	L.I.
14.8	-2.3
14.8	-2.35
3.6	-1.8

M= -75.3 t-m

M= -148 t-m

M(IM)= -48.8 t-m

M(DIST)= -74.9 t-m

M(LL+IM)= -272 t-m

El efecto reducido al 90%

**M(LL+IM) -245 t-m**

1 camion HL-93K  
2 camiones HL-93K

### Momento Negativo en el Apoyo Central

### INFLUENCE LINES IN CONTINUOUS BEAMS

Number of Spans ( <=10 ):

No. of Sections in Span (<=30):

Required Section Location

Span No.:

Distance from beginning of span:

Span No.	1	2	
Span Length:	25	25	5
Stiffness EI	1	1	1

**Calculate!**

**Continuous Beam Influence Lines**

Bending Momer   
Shear Force

RESULTS					Moment	Shear
X-Global	Span	X-Local	Moment	Shear		
18	0	0	0	0	0	1
19	0.00001	0.00001	0	0	1	
20	1	1	0	0.95002		
21	2	2	0	0.90013		
22	3	3	0	0.85043		
23	4	4	0	0.80102		
24	5	5	0	0.752		
25	6	6	0	0.70346		
26	7	7	0	0.65549		
27	8	8	0	0.60819		
28	9	9	0	0.56166		
29	10	10	0	0.516		
30	11	11	0	0.4713		
31	12	12	0	0.42765		
32	13	13	0	0.38515		
33	14	14	0	0.3439		
34	15	15	0	0.304		
35	16	16	0	0.26554		
36	17	17	0	0.22861		
37	18	18	0	0.19331		
38	19	19	0	0.15974		
39	20	20	0	0.128		
40	21	21	0	0.09818		
41	22	22	0	0.07037		
42	23	23	0	0.04467		
43	24	24	0	0.02118		
44	25	25	0	0		
45	25	0	0	0		
46	26	1	0	-0.0188		
47	27	2	0	-0.0353		
48	28	3	0	-0.0496		
49	29	4	0	-0.0618		
50	30	5	0	-0.072		

Maximum Value:	0	1
Minimum Value:	0	-0.096
Positive Area:	0	10.94
Negative Area:	0	-1.56
Total Area:	0	9.38

HL-93K

CAMION	L.I.
14.8	1
14.8	0.78
3.6	0.58

V= 28.43 t

HL-93M

TANDEM	L.I.
11.2	1
11.2	0.93

V= 21.62 t

Elegimos el mayor 28.432 t

V(IM)= 

% IM	0.33	28.432
------	------	--------

 = 9.383 t

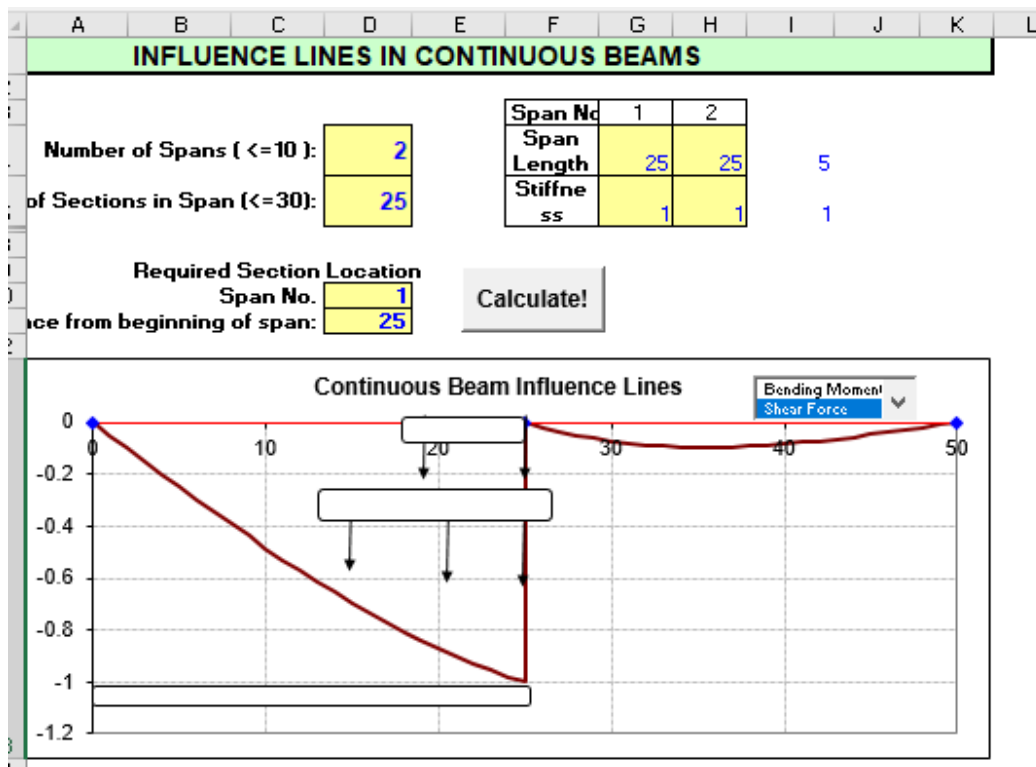
V(DIST)= 

C. DIST.	0.96	10.94
----------	------	-------

 = 10.5 t

Finalmente M(LL+IM) = 48.32 t

### Cortante Apoyo Extremo Inicial



RESULTS					Moment		Shear	
X-Global	Span	X-Local	Moment	Shear	Maximum Value:	0	0	
0	1	0	0	0	Minimum Value:	-2.402	-1	
1		1	-0.25	-0.05	Positive Area:	0	0	
2		2	-0.497	-0.0999	Negative Area:	-78	-15.62	
3		3	-0.739	-0.1496	Total Area:	-78	-15.62	
4		4	-0.974	-0.199				
5		5	-1.2	-0.248				
6		6	-1.414	-0.2965				
7		7	-1.613	-0.3445				
8		8	-1.795	-0.3918				
9		9	-1.958	-0.4383				
10		10	-2.1	-0.484				
11		11	-2.218	-0.5287				
12		12	-2.309	-0.5724				
13		13	-2.371	-0.6148				
14		14	-2.402	-0.6561				
15		15	-2.4	-0.696				
16		16	-2.362	-0.7345				
17		17	-2.285	-0.7714				
18		18	-2.167	-0.8067				
19		19	-2.006	-0.8403				
20		20	-1.8	-0.872				
21		21	-1.546	-0.9018				
22		22	-1.241	-0.9296				
23		23	-0.883	-0.9553				
24		24	-0.47	-0.9788				
25	2	25	0	-1				
26		0	0	0				
27		1	-0.47	-0.0188				
28		2	-0.883	-0.0353				
29		3	-1.241	-0.0496				
30		4	-1.546	-0.0618				
		5	-1.8	-0.072				

Maximum Value:	0	0
Minimum Value:	-2.402	-1
Positive Area:	0	0
Negative Area:	-78	-15.62
Total Area:	-78	-15.62

HL-93K

CAMION	L.I.
14.8	-1
14.8	-0.89
3.6	-0.75

V= -30.7 t

HL-93M

TANDEM	L.I.
11.2	-1
11.2	-0.97

V= -22.1 t

Elegimos el mayor **-30.67 t**

V(IM)=  $\frac{\% IM}{0.33} \cdot -30.67 = -10.1 t$

V(DIST)=  $\frac{C. DIST.}{0.96} \cdot -15.62 = -15 t$

Finalmente **M(LL+IM) = -55.8 t**

**Cortante Apoyo Central Primer Tramo**

### 5.3 CARGAS DE DISEÑO SEGÚN EL AASHTO-LRF.-

Antes de calcular las cargas DC, DW y PL, primeramente, definiremos el ancho efectivo de la viga  $te$  ( $le$ ), bajo recomendaciones del ACI.

Comportamiento interior de la viga para calcular ( $le$ ) será el menor de:

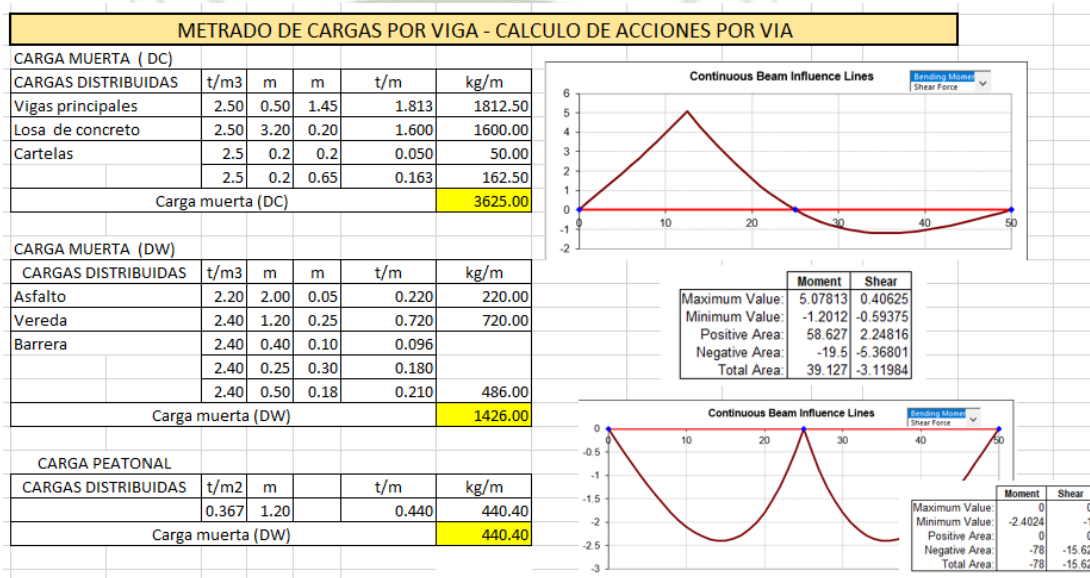
$$L/8 = 25m/4 = 6.25m$$

$$bw + 12ts = 0.50m + 12(0.20m) = 2.90m$$

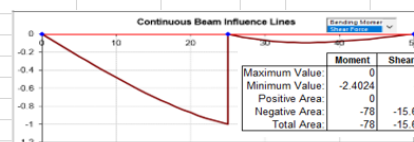
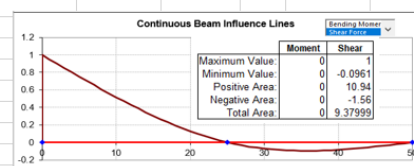
$$S = 2.60m$$

Se define  $be = 2.60m$  ancho efectivo de la viga  $Le$ .

#### 5.3.1 CARGAS DE DISEÑO DC, DW Y PL.-

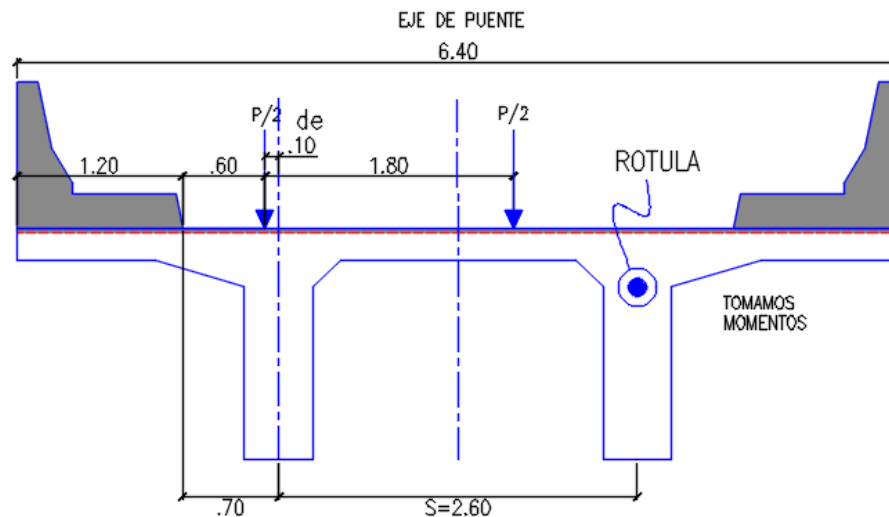


Momento positivo primer tramo central		
M(DC)=	141835.38 kg-m	= 141.84 t-m
M(DW)=	55795.10 kg-m	= 55.80 t-m
M(PL)=	17231.53 kg-m	= 17.23 t-m
Momento negativo apoyo central		
M(DC)=	-282750.00 kg-m	= -282.75 t-m
M(DW)=	-111228.00 kg-m	= -111.23 t-m
M(PL)=	-34351.20 kg-m	= -34.35 t-m
Cortante apoyo extremo o reacción		
V(DC)=	34002.50 kg	= 34.00 t
V(DW)=	13375.88 kg	= 13.38 t
V(PL)=	4130.95 kg	= 4.13 t
Cortante apoyo central tramo primer tramo		
V(DC)=	-54375.00 kg	= -54.38 t
V(DW)=	-21390.00 kg	= -21.39 t
V(PL)=	-6606.00 kg	= -6.61 t



#### 5.4. CÁLCULO DE FACTORES DE CONCENTRACIÓN DE CARGA. –

Estas acciones deberán de distribuirse a cada viga, por un factor de distribución el cual será calculado por el método de la palanca tanto para momentos y cortantes.



**Figura 5.9 Método de la Palanca.**

$$R(S) = \frac{P}{2}(S + de) + \frac{P}{2}(S + de - 1.80)$$

$$R = P \left[ 1 + \frac{de}{S} - \frac{0.9}{S} \right]$$

$$R = P \left[ 1 + \frac{0.10}{2.60} - \frac{0.9}{2.60} \right]$$

**$R = P [0.69]$  Factor de distribución.**

Filialmente los momentos y cortantes distribuidos en la viga:

ACCIONES POR VIA	
Momento Positivo	
M(LL+IM)=	232.8 t-m
Momento Negativo	
M(LL+IM)=	-245 t-m
Cortante o Reacción Apoyo Extremo	
V(LL+IM)=	48.3 t
Cortante apoyo central Primer Tramo	
V(LL+IM)=	-55.8 t

ACCIONES POR VIGA $g=0.69$		
Momento Positivo		
M(LL+IM)=	160.632	t-m
Momento Negativo		
M(LL+IM)=	-169.05	t-m
Cortante o Reacción Apoyo Extremo		
V(LL+IM)=	33.327	t
Cortante apoyo central Primer Tramo		
V(LL+IM)=	-38.502	t

RESUMEN MOMENTOS Y CORTANTES POR VIA SEGÚN AASTHO-LRFD									
Momentos Positivo Central del Primer Tramo					Cortante o Reacción Apoyo Extremo				
M(DC)=	141.84	1.25	177.29	t-m	V(DC)=	34.00	1.25	42.50	t
M(DW)=	55.80	1.5	83.69	t-m	V(DW)=	13.38	1.5	20.06	t
M(PL)=	17.23	1.75	30.16	t-m	V(PL)=	4.13	1.75	7.23	t
M(LL+IM)=	160.632	1.75	281.11	t-m	V(LL+IM)=	33.327	1.75	58.32	t
Mu=			572.25	t-m	Vu=			128.12	t
Momentos Negativo Apoyo Central					Cortante Apoyo Central Primer Tramo				
M(DC)=	-282.75	1.25	-353.44	t-m	V(DC)=	-54.38	1.25	-67.97	t
M(DW)=	-111.23	1.5	-166.84	t-m	V(DW)=	-21.39	1.5	-32.09	t
M(PL)=	-34.35	1.75	-60.11	t-m	V(PL)=	-6.61	1.75	-11.56	t
M(LL+IM)=	-169.05	1.75	-295.84	t-m	V(LL+IM)=	-38.502	1.75	-67.38	t
Mu=			-876.23	t-m	Vu=			-178.99	t

## 5.5 DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL EN CONCRETO ARMADO. –

Continuando con el estudio patológico, estando en la etapa de revisión del análisis y diseño estructural, se puede visualizar claramente que las acciones encontradas (momentos y cortantes) del análisis estructural según la última Norma de Diseño de Puentes, encontramos valores superiores a los de la memoria de cálculo del expediente técnico. A continuación, realizaremos el diseño en concreto armado de la viga principal donde se presentaron las fisuras para verificar su diseño por flexión y corte, para luego comparar con la armadura propuesta en los planos de estructuras y podremos obtener conclusiones importantes con respecto al todo el procedimiento del estudio patológico. La conclusión alcanzada del estudio nos permitirá plantear una posible solución estructural.

5.4.1.—DISEÑO A FLEXIÓN SEGUN AASHTO—LRFD (MOMENTO POSITIVO).—

5.4.1.1.— Propiedades de los Materiales.—

$\phi := 0.9$	Factor de reducción en flexión
$f'_c := 280 \frac{kgf}{cm^2}$	Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días
$f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$	Esfuerzo límite de fluencia del acero de refuerzo
$\gamma_c := 2.5 \frac{tonnef}{m^3}$	Peso específico del concreto armado
$E_s := 29000 \text{ ksi}$	Módulo de elasticidad del acero

ORIGIN := 1

Número de varilla	Diámetro de varilla	Area de varilla
$num := \begin{bmatrix} 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 8 \\ 11 \end{bmatrix}$	$diam := \begin{bmatrix} 9.5 \\ 12.7 \\ 15.9 \\ 19.1 \\ 25.4 \\ 34.9 \end{bmatrix} \text{ mm}$	$area := \begin{bmatrix} 71 \\ 129 \\ 199 \\ 284 \\ 510 \\ 1006 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$

5.4.1.2.— Propiedades de la Sección.—

$b := 2600 \text{ mm}$	Ancho de la sección
$h := 1650 \text{ mm}$	Altura de la sección
$d := h - 120 \text{ mm}$	Peralte efectivo tentativo
$d = (1.53 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
$I_g := 0.3428 \text{ m}^4$	Inercia bruta de la seccion transversal
$y_t := 1.089 \text{ m}$	distancia del centroide a la fibra en tracción

5.4.1.3.— Diseño en Rotura – Estado Límite de Resistencia.—

$M_{u1} := 572.25 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	Momento último factorado
$S_{nc} := \frac{I_g}{y_t}$	Modulo de sección no compuesta en fibra extrema traccionada
$S_{nc} = 0.315 \text{ m}^3$	
$f_r := 0.24 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi}$	Esfuerzo maximo del concreto a traccion AASHTO LRFD 5.4.2.6
$f_r = 33.674 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
$f_{cpe} := 0 \text{ ksi}$	Esfuerzo de compresión en el concreto en la fibra extrema a tracción debido a las fuerza de preesfuerzo efectiva
$M_{dnc} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	Momento no factorado por carga permanente que actua en la sección no compuesta
$S_c := S_{nc}$	Módulo de sección compuesta en fibra extrema traccionada
$\gamma_1 := 1.6$	Factor de variabilidad por agrietamiento por flexión

$\gamma_2 := 0$	Factor de variabilidad por preesfuerzo
$\gamma_3 := 0.67$	Factor por límite elastico mínimo especificado a rotura por tracción del refuerzo
$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left( (\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$	Momento crítico de agrietamiento AASHTO LRFD 5.7.3.3.2
$M_{cr} = 113.631 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	
$1.33 \cdot M_{u1} = 761.093 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	

Se debe de diseñar al menos para el menor de  $M_{cr}$  o  $1.33M_u$  AASHTO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{u2} := \min (M_{cr}, 1.33 \cdot M_{u1})$$

$$M_{u2} = 113.631 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto el momento con el que se diseña sera el mayor de  $M_{u1}$  y  $M_{u2}$

$$M_u := \max (M_{u1}, M_{u2})$$

$$M_u = 572.25 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

5.4.1.4.— Cálculo de la Cantidad de Refuerzo Requerida para Resistir el Mu.—

$$K_u := \frac{M_u}{b \cdot d^2} = 9.402 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 := \text{if} \left( f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left( 0.65, 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$m_1 := \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 17.647 \quad \rho_{\max} := 0.75 \cdot \left( 0.85 \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{87000 \text{ psi}}{87000 \text{ psi} + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{req}} := \frac{1}{m_1} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_1 \cdot K_u}{\phi \cdot f_y}} \right) = 0.00254 \quad \rho_{\max} = 0.0214$$

$$A_{s\_req} := \rho_{\text{req}} \cdot b \cdot d = (1.012 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s\_req}}{1006 \text{ mm}^2} = 10.062 \quad 10 \text{ varillas de } 1-3/8'' \text{ donde una varilla de } 1-3/8'' = 10.06 \text{ cm}^2$$

5.4.1.5.— Cálculo de Momento Ultimo Según la Distribución del Acero del Proyecto.—

**Distribucion de acero del proyecto:**

Armadura provista: 8  $\varphi$  1-3/8'' (N°11)

$i := 6$  Posicion en matriz de varillas

$nu := 8$  Numero de varillas

$esp := 120 \text{ mm}$  Espaciamiento de varillas

$$area_p := area_i = (1.006 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s := area_p \cdot nu = (8.048 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$d = 1.53 \text{ m}$  Peralte efectivo definitivo

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 54.624 \text{ mm}$$

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 507.933 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento nominal}$$

$$\phi \cdot M_n = 457.139 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento resistente según planos proyecto.}$$

$$M_u = 572.25 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento solicitado del analisis realizado}$$

5.4.1.6.— Cálculo del Indice Demanda .—

Indice Demanda – Capacidad (Flexión)

$$DC := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 1.252$$

La demanda indica que falta un 25% de momento resistente

5.4.2.– DISEÑO A FLEXIÓN SEGUN AASHTO–LRFD ( MOMENTO NEGATIVO).–

5.4.2.1.– Propiedades de los Materiales.–

$\phi := 0.9$	Factor de reducción en flexión
$f'_c := 280 \frac{kgf}{cm^2}$	Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días
$f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$	Esfuerzo límite de fluencia del acero de refuerzo
$\gamma_c := 2.5 \frac{tonnef}{m^3}$	Peso específico del concreto armado
$E_s := 29000 \text{ ksi}$	Módulo de elasticidad del acero

ORIGIN := 1

Número de varilla	Diámetro de varilla	Area de varilla
$num := \begin{bmatrix} 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 8 \\ 11 \end{bmatrix}$	$diam := \begin{bmatrix} 9.5 \\ 12.7 \\ 15.9 \\ 19.1 \\ 25.4 \\ 34.9 \end{bmatrix} \text{ mm}$	$area := \begin{bmatrix} 71 \\ 129 \\ 199 \\ 284 \\ 510 \\ 1006 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$

5.4.2.2.– Propiedades de Sección.–

$b := 500 \text{ mm}$	Ancho de la sección
$h := 1650 \text{ mm}$	Altura de la sección
$d := h - 170 \text{ mm}$	Peralte efectivo tentativo
$d = (1.48 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
$I_g := 0.3428 \text{ m}^4$	Inercia bruta de la sección transversal
$y_t := 0.56 \text{ m}$	distancia del centroide a la fibra en tracción

5.4.2.3.— Diseño en Rotura Estado Limite de Resistencia.—

$M_{u1} := 876.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$  Momento último factorado

$S_{nc} := \frac{I_g}{y_t}$  Módulo de sección no compuesta en fibra extrema traccionada

$S_{nc} = 0.612 \text{ m}^3$

$f_r := 0.24 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi}$  Esfuerzo máximo del concreto a tracción  
AASHTO LRFD 5.4.2.6

$f_r = 33.674 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$f_{cpe} := 0 \text{ ksi}$  Esfuerzo de compresión en el concreto en la fibra extrema a tracción debido a las fuerza de preesfuerzo efectiva

$M_{dnc} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$  Momento no factorado por carga permanente que actua en la sección no compuesta

$S_c := S_{nc}$  Modulo de sección compuesta en fibra extrema traccionada

$\gamma_1 := 1.6$  Factor de variabilidad por agrietamiento por flexión

$\gamma_2 := 0$  Factor de variabilidad por preesfuerzo

$\gamma_3 := 0.67$  Factor por límite elástico mínimo especificado a rotura por tracción del refuerzo

$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left( (\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$  Momento crítico de agrietamiento  
AASHTO LRFD 5.7.3.3.2

$M_{cr} = 220.972 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

$1.33 \cdot M_{u1} = (1.165 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Se debe de diseñar al menos para el menor de  $M_{cr}$  o  $1.33M_u$  AASHTO LRFD 5.7.3.3.2

$M_{u2} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot M_{u1})$

$M_{u2} = 220.972 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Por lo tanto el momento con el que se diseña sera el mayor de  $M_{u1}$  y  $M_{u2}$

$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2})$

$M_u = 876.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Segun el analisis en el modelo mejor idealizado tenemos un momento de:

$M_u := 847.88 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

5.4.2.4—Cálculo de la Cantidad de Refuerzo Requerida para Resistir el Mu.—

$$K_u := \frac{M_u}{b \cdot d^2} = 77.418 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 := \text{if} \left( f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left( 0.65, 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$m_1 := \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 17.647 \quad \rho_{max} := 0.75 \cdot \left( 0.85 \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{87000 \text{ psi}}{87000 \text{ psi} + f_y} \right)$$

$$\rho_{req} := \frac{1}{m_1} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_1 \cdot K_u}{\phi \cdot f_y}} \right) = 0.02683 \quad \rho_{max} = 0.0214$$

$$A_{s\_req} := \rho_{req} \cdot b \cdot d = (1.986 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s\_req}}{1006 \text{ mm}^2} = 19.739$$

20 varillas de 1-3/8" donde una varilla de 1-3/8" = 10.06 cm<sup>2</sup>  
Esto nos indica que necesita mas peralte la sección

5.4.2.5.—Cálculo de Momento Ultimo Según la Distribución del Acero del Proyecto.—

**Distribucion de acero del proyecto:**

Armadura provista: 10  $\varphi$  1-3/8"(N°11) + 2  $\varphi$  1"(N°8)

$i := 6$  Posicion en matriz de varillas

$esp := 120 \text{ mm}$  Espaciamiento de varillas

$$A_s := 10 \cdot area_6 + 2 \cdot area_5 = (1.108 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$d = 1.48 \text{ m}$  Peralte efectivo definitivo

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 391.059 \text{ mm}$$

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 597.741 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento nominal}$$

$$\phi \cdot M_n = 537.967 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Resistente de la Sección del Plano}$$

$$M_u = 847.88 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Solicitado del analisis}$$

5.4.2.6.—Cálculo del Indice de Demanda.—

$$DC := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 1.576$$

Indice Demanda – Capacidad (Flexión)

La demanda indica que falta un 57% de momento resistente

5.4.3.—DISEÑO A CORTANTE SEGUN AASHTO LRFD ( APOYO EN EL ESTRIBO).—

5.4.3.1.— Demandas Actuantes.—

$V_u := 128.12 \text{ tonnef}$	Fuerza Cortante	$\phi_v := 0.90$
$M_u := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	Momento Flector	$\phi_f := 0.90$
$N_u := 0 \text{ tonnef}$	Fuerza Axial (positivo si es tensión)	$\phi_c := 0.75$

5.4.3.2.— Propiedades de los Materiales.—

$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo límite de fluencia del acero de refuerzo
$E_s := 29000 \text{ ksi}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

5.4.3.3.— Propiedades de Sección.—

$h := 1650 \text{ mm}$	Altura de Sección
$b := 500 \text{ mm}$	Ancho en compresion de la sección
$b_v := 500 \text{ mm}$	Ancho efectivo que resiste el corte
$d_s := 1530 \text{ mm}$	Distancia fibra en compresión a centroide de aceros
$A_s := 5044 \text{ mm}^2$	Area de acero longitudinal
$A_v := 2 \cdot 129 \text{ mm}^2$	Area de acero transversal estribo de 1/2" dos ramales
$s := 450 \text{ mm}$	Separación entre aceros transversales
$A_{ct} := 0 \text{ in}^2$	Area de concreto en el lado de tracción por flexión (Si se necesita)

5.4.3.4.— Verificación – Estado Límite de Resistencia.—

$$E_c := 15000 \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (2.461 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 178.024 \text{ mm}$$

$$d_e := d_s$$

$$d_v := \max \left( d_e - \frac{a}{2}, 0.9 d_e, 0.72 h \right) = (1.441 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$M_{u1} := \max (|M_u|, |V_u| \cdot d_v)$$

$$M_{u1} = 184.619 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\frac{M_{u1}}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u|}{E_s \cdot A_s} = 2.492 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s2} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s1} \leq 0 \\ \quad \left| \frac{\frac{M_{u1}}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u|}{E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_{ct}} \right| \\ \text{else} \\ \quad \left| \varepsilon_{s1} \right| \end{cases}$$

$$\varepsilon_s := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s2} \leq -0.40 \cdot 10^{-3} \\ \quad -0.40 \cdot 10^{-3} \\ \text{else if } \varepsilon_{s2} \geq 6.0 \cdot 10^{-3} \\ \quad 6.0 \cdot 10^{-3} \\ \text{else} \\ \quad \varepsilon_{s2} \end{cases}$$

$$\varepsilon_s = 2.492 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta := \frac{4.8}{1 + 750 \varepsilon_s} = 1.673$$

$$\theta := 29 + 3500 \varepsilon_s = 37.721$$

$$V_c := 0.53 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_v \cdot d_s = 67.845 \text{ tonnef} \quad \text{Segun ACI-318 (Edificaciones)}$$

$$V_c := 0.0316 \beta \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \cdot b_v \cdot d_v = 53.451 \text{ tonnef} \quad \text{Según Norma de Puentes}$$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{s} = 44.862 \text{ tonnef}$$

$$V_c + V_s = 98.313 \text{ tonnef}$$

$$0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 504.346 \text{ tonnef}$$

$$V_n := \min(V_c + V_s, 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v)$$

$$\phi_v \cdot V_n = 88.481 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante último según el proyecto— detalle de planos}$$

$$V_u = 128.12 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante último según el análisis}$$

#### 5.4.3.5.—Índice de Demanda.—

$$DC := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 1.448 \quad \begin{array}{l} \text{El cortante faltante es 44.8\%} \\ \text{Se observa que existe mucho espaciamiento de estribos} \end{array}$$

#### 5.4.4.— DISEÑO A CORTANTE SEGUN AASHTO LRFD (APOYO EN PILAR).—

##### 5.4.4.1.— Demandas Actuales.—

$$V_u := 178.99 \text{ tonnef} \quad \begin{array}{ll} \text{Fuerza Cortante} & \phi_v := 0.90 \end{array}$$

$$M_u := 847.88 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \begin{array}{ll} \text{Momento Flector} & \phi_f := 0.90 \end{array}$$

$$N_u := 0 \text{ tonnef} \quad \begin{array}{ll} \text{Fuerza Axial (positivo si es tensión)} & \phi_c := 0.75 \end{array}$$

##### 5.4.4.2.— Propiedades de los Materiales.—

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo límite de fluencia del acero de refuerzo}$$

$$E_s := 29000 \text{ ksi} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero de refuerzo}$$

5.4.4.3.— Propiedades de Sección.—

$h := 1650 \text{ mm}$	Altura de Sección
$b := 500 \text{ mm}$	Ancho en compresión de la sección
$b_v := 500 \text{ mm}$	Ancho efectivo que resiste el corte
$d_s := 1480 \text{ mm}$	Distancia fibra en compresión a centroide de aceros
$A_s := 11080 \text{ mm}^2$	Area de acero longitudinal
$A_v := 2 \cdot 129 \text{ mm}^2$	Area de acero transversal estribo de 1/2" dos ramales
$s := 275 \text{ mm}$	Separación entre aceros transversales
$A_{ct} := 0 \text{ in}^2$	Area de concreto en el lado de tracción por flexión (Si se necesita)

5.4.4.4.— Verificación – Estado Límite de Resistencia.—

$$E_c := 15000 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{kgf/cm}^2} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.461 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 391.059 \text{ mm}$$

$$d_e := d_s$$

$$d_v := \max\left(d_e - \frac{a}{2}, 0.9 d_e, 0.72 h\right) = (1.332 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$M_{u1} := \max(|M_u|, |V_u| \cdot d_v)$$

$$M_{u1} = 847.88 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\frac{M_{u1}}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u|}{E_s \cdot A_s} = 3.61 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s2} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s1} \leq 0 \\ \left| \frac{\frac{M_{u1}}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u|}{E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_{ct}} \right| \\ \text{else} \\ \varepsilon_{s1} \end{cases}$$

$$\varepsilon_s := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s2} \leq -0.40 \cdot 10^{-3} \\ \quad \quad \quad -0.40 \cdot 10^{-3} \\ \text{else if } \varepsilon_{s2} \geq 6.0 \cdot 10^{-3} \\ \quad \quad \quad 6.0 \cdot 10^{-3} \\ \text{else} \\ \quad \quad \quad \varepsilon_{s2} \end{cases}$$

$$\varepsilon_s = 3.61 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta := \frac{4.8}{1 + 750 \varepsilon_s} = 1.295$$

$$\theta := 29 + 3500 \varepsilon_s = 41.635$$

$$V_c := 0.53 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_v \cdot d_s = 65.628 \text{ tonnef} \quad \text{Segun ACI-318 (Edificaciones)} +$$

$$V_c := 0.0316 \beta \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \cdot b_v \cdot d_v = 38.23 \text{ tonnef} \quad \text{Norma Puentes}$$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{s} = 59.043 \text{ tonnef}$$

$$V_c + V_s = 97.273 \text{ tonnef}$$

$$0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 466.2 \text{ tonnef}$$

$$V_n := \min(V_c + V_s, 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v)$$

$$\phi_v \cdot V_n = 87.546 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante último según el proyecto detalle de planos}$$

$$V_u = 178.99 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante último según el analisis}$$

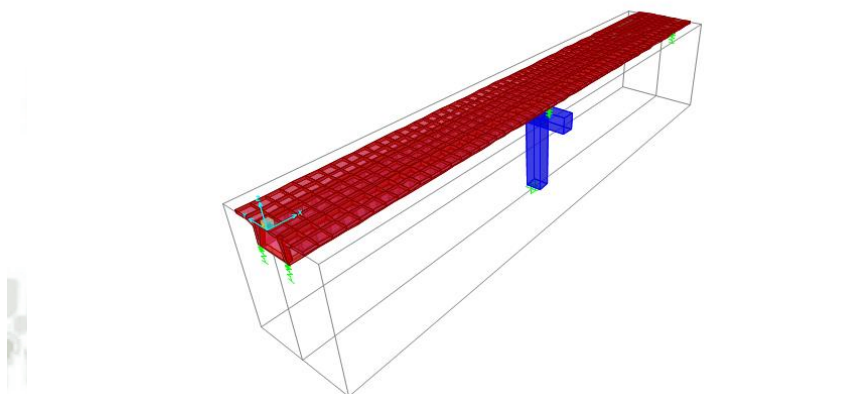
5.4.4.5. – Índice de Demanda. –

$$DC := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 2.045$$

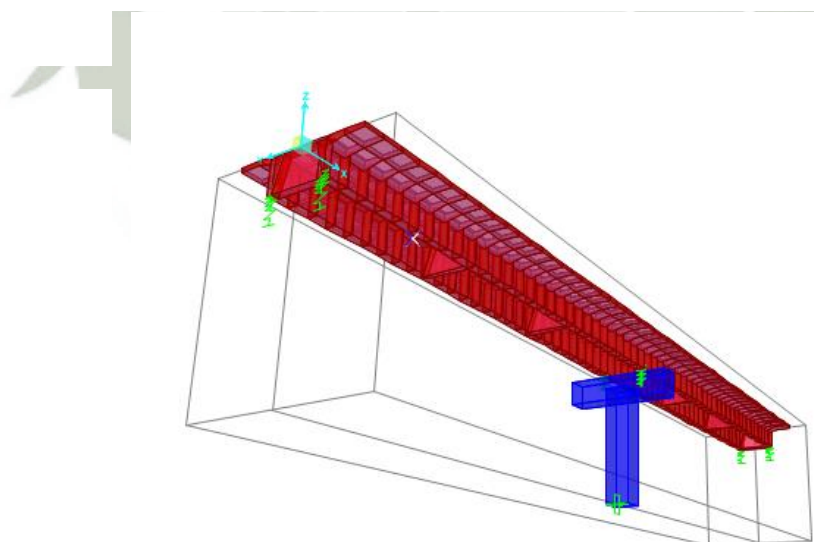
El cortante faltante es 100%  
Se observa mucho espaciamiento de los estribos

## 5.6 MODELAMIENTO CON EL SOFTWARE CSI BRIDGE.-

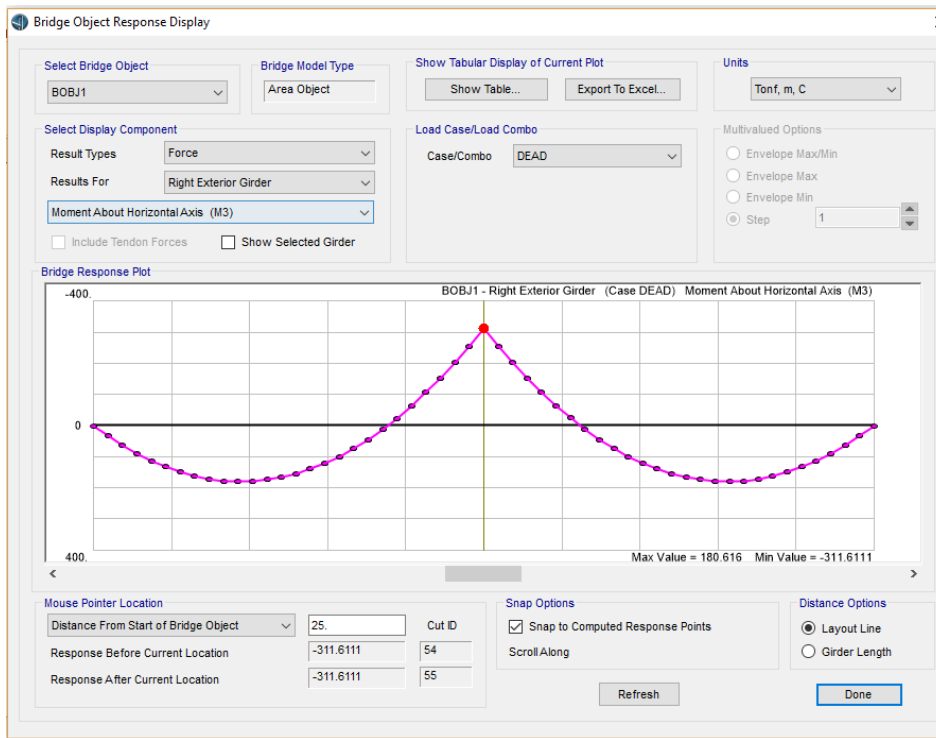
Los momentos y cortantes resultantes de la aplicación de la carga viva vehicular serán tomados directamente de un modelo de análisis computacional, para esto se elaboró un modelo del puente utilizando el programa CSi Bridge, en las figuras continuas se muestran vistas del modelo.



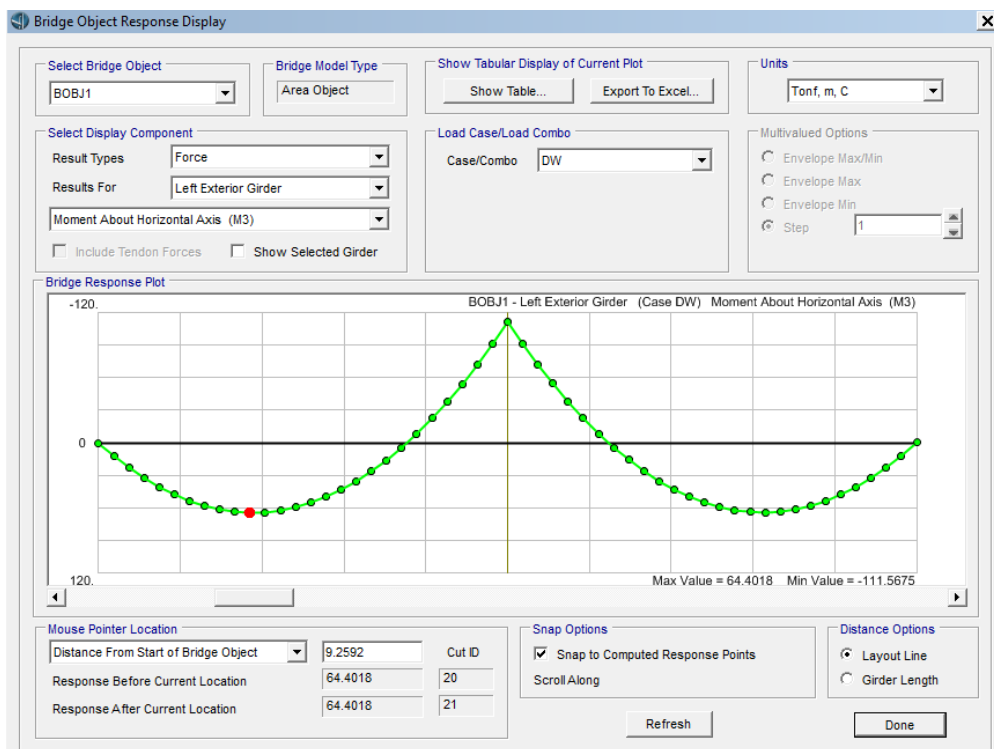
**Figura 5.10** *Isometría del modelo estructural del puente en elementos finitos.*



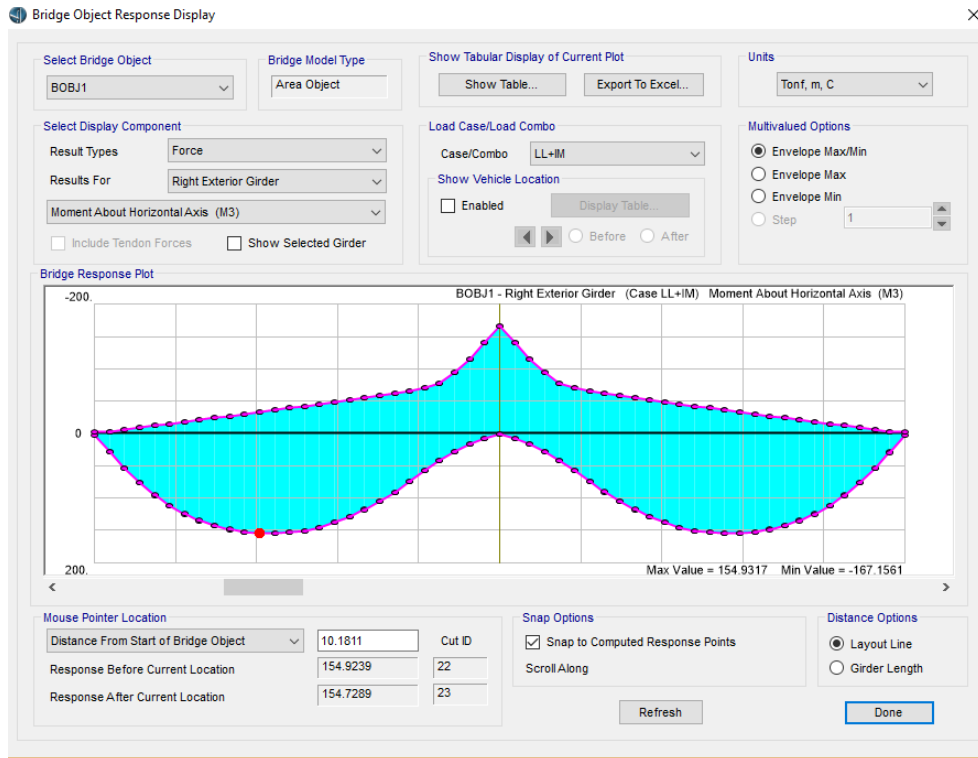
**Figura 5.11** *Vista en 3D del modelo estructural del puente.*



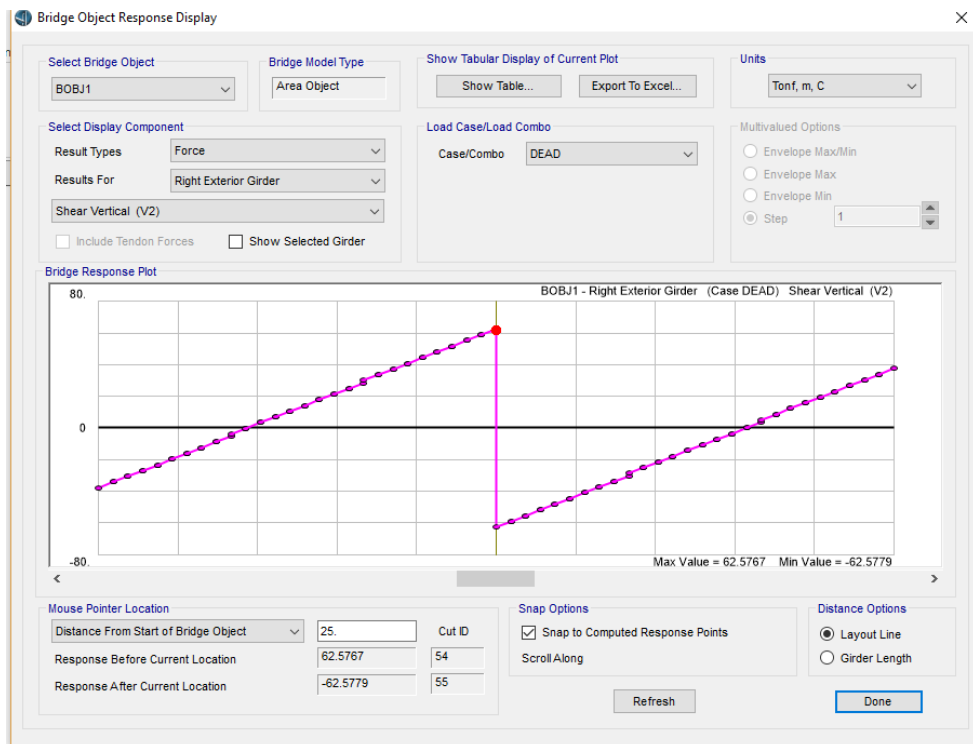
**Figura 5.12 Diagrama de momento flector por carga permanente debido al peso propio (DC) –viga exterior.**



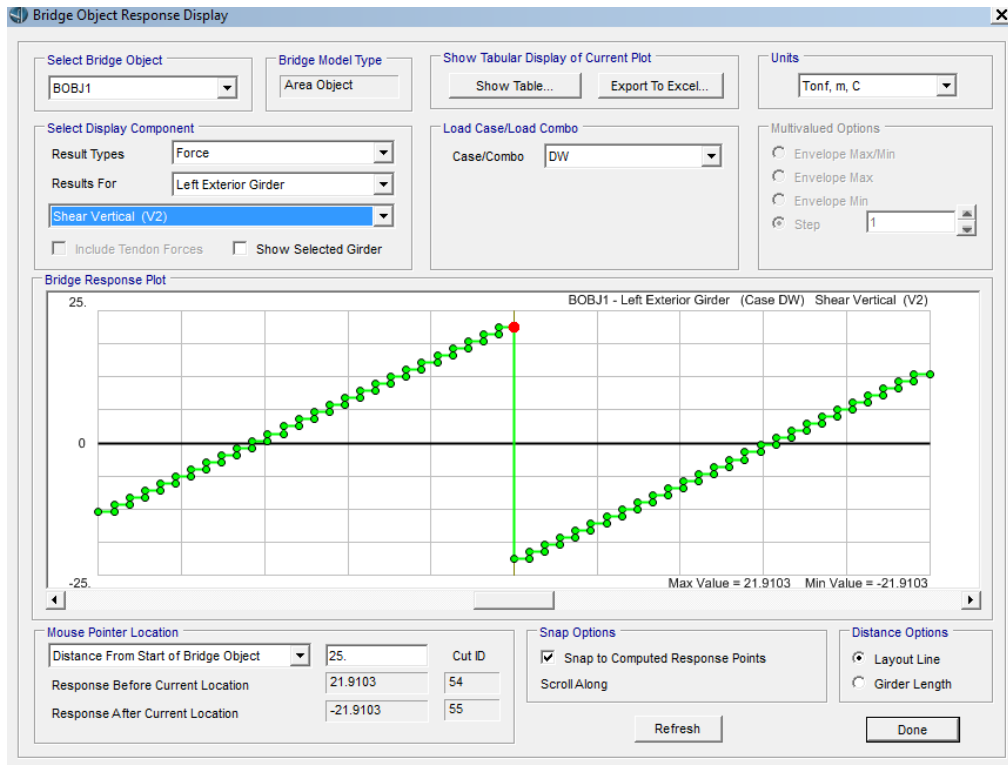
**Figura 5.13 Diagrama de momento flector por carga permanente debido a carga muerta (DW) –viga exterior.**



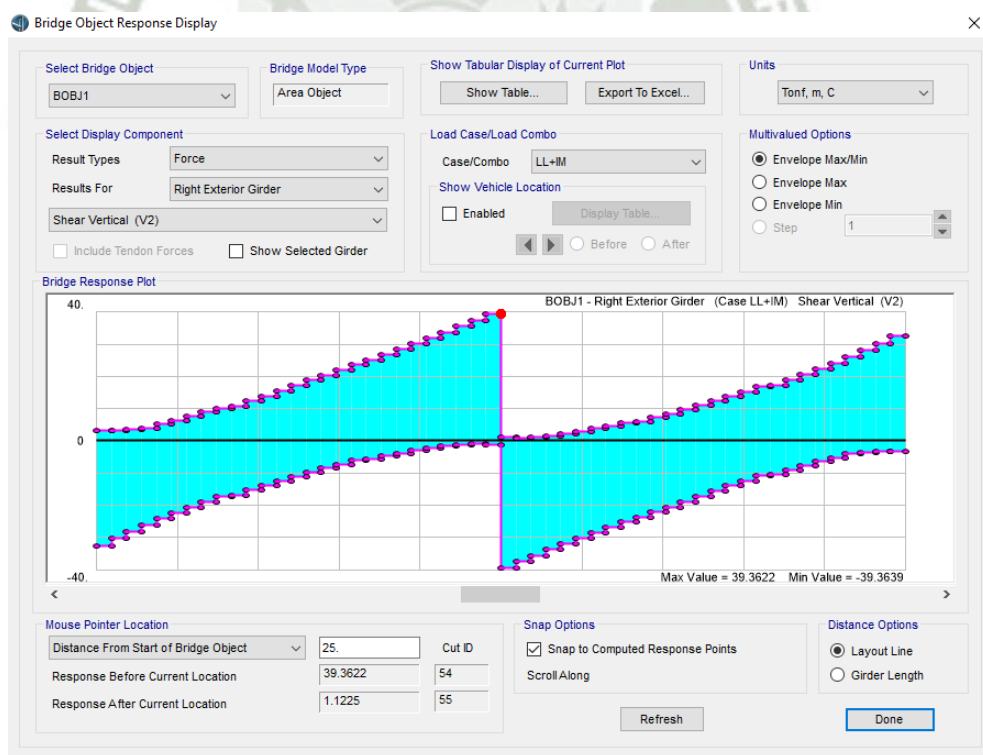
**Figura 5.14** *Envolvente de momento flector por carga viva HL-93 (LL+IM) – viga exterior.*



**Figura 5.15** *Diagrama de fuerza cortante por carga permanente debido al peso propio (DC) – viga exterior.*



**Figura 5.16 Diagrama de fuerza cortante por carga permanente debido a la carga muerta (DW) – viga exterior.**



**Figura 5.17 Envoltente de fuerza cortante por carga viva HL 3 (LL+IM)- Viga exterior.**

## 5.7 EVALUACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL. -

Según el estudio patológico de la estructura, estamos en la etapa final verificando el análisis y diseño de la superestructura donde claramente concluimos:

Si bien es cierto que en la memoria de cálculo del expediente técnico indica utilizar para análisis y diseño la Norma Peruana de Puentes aprobada el año 2003 además de la Norma AASTHO-LRFD 2004, en comparación con la Norma Peruana 2016 utilizada en el desarrollo de la tesis, no existe serias variaciones por lo tanto los resultados del análisis no pueden variar significativamente.

Se pudo verificar que las acciones encontradas en las vigas principales los momentos flectores encontrados después del análisis resultan valores superiores a los calculados del proyecto desde un 25% para momentos positivos a un 57% para momentos negativos.

Así mismo se puede verificar que para los cortantes desde el apoyo en los estribos, estos resulta ser mayor en un 44%, aumentado significativamente en un 100% en el pilar central.

Podemos concluir del estudio patológico desarrollado en la investigación, que las causas de la aparición prematura de las fisuras en las vigas principales del puente, es el mal análisis y diseño de la superestructura, equivocándose en la aplicación de las cargas móviles y mala interpretación de la Norma.

A continuación, se presentan las gráficas y tablas comparativas de las acciones solicitadas según el análisis estructural de acuerdo a la última Norma 2016, comparando con las acciones resistentes según los planos de estructuras obtenidos del expediente técnico.

**VERIFICACION DE CAPACIDAD  
A FLEXION  
MOMENTO  
POSITIVO**

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

$\phi = 0.9$

Según  
Plano  
Resiste Del  
Análisis

Span	Location (x/L)	x (m)	H (cm)	d (cm)	b (cm)	Arm. Provista (text)	As (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	$\phi M_n$ (ton-m)	Mu (ton-m)	1.33	
											Mu (ton-m)	Mcr (ton-m)
1	0.00	0.00	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	0.00	0.00	117.30
	0.10	2.50	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	267.90	356.31	117.30
	0.20	5.00	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	452.08	601.27	117.30
	0.30	7.50	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	557.14	741.00	117.30
	0.40	10.00	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	588.45	782.64	117.30
	0.50	12.50	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	550.07	731.59	117.30
	0.60	15.00	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	445.30	592.25	117.30
	0.70	17.50	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	270.73	360.07	117.30
	0.80	20.00	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	58.12	77.30	117.30
	0.90	22.50	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	-145.57	-193.61	117.30
2	1.00	25.00	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	-354.08	-470.93	117.30
	0.00	25.00	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	-354.08	-470.93	117.30
	0.10	27.50	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	-145.57	-193.61	117.30
	0.20	30.00	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	58.12	77.30	117.30
	0.30	32.50	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	270.73	360.07	117.30
	0.40	35.00	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	445.30	592.25	117.30
	0.50	37.50	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	550.07	731.59	117.30
	0.60	40.00	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	588.45	782.64	117.30
	0.70	42.50	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	557.14	741.00	117.30
	0.80	45.00	165.00	153.00	260.00	8 $\phi 1\text{-}3/8''$	80.48	5.46	457.14	452.08	601.27	117.30
0.90	47.50	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	267.90	356.31	117.30	
1.00	50.00	165.00	153.00	260.00	4 $\phi 1\text{-}3/8'' + 2 \phi 1''$	50.44	3.42	288.45	0.00	0.00	117.30	

**Tabla 5.1** *Calculo de momento positivo último resistente según expediente técnico.*

**VERIFICACION DE CAPACIDAD A FLEXION  
MOMENTO NEGATIVO**

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 0.9$

Según  
Plano Del  
Resiste Del  
Análisis

Span	Location (x/L)	x (m)	H (cm)	d (cm)	b (cm)	Arm. Provista (text)	As (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	$\phi M_n$ (ton-m)	Mu (ton-m)	1.33 Mu (ton-m)	Mcr (ton-m)
1	0.00	0.00	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	0.00	0.00	253.50
	0.10	2.50	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	78.20	104.01	253.50
	0.20	5.00	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	129.01	171.58	253.50
	0.30	7.50	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	152.18	202.40	253.50
	0.40	10.00	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	145.18	193.09	253.50
	0.50	12.50	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	108.85	144.77	253.50
	0.60	15.00	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	45.14	60.04	253.50
	0.70	17.50	165.00	157.00	50.00	4 $\phi$ 1-3/8"	40.24	14.20	-228.01	-48.13	-64.01	253.50
	0.80	20.00	165.00	157.00	50.00	4 $\phi$ 1-3/8"	40.24	14.20	-228.01	-205.69	-273.57	253.50
	0.90	22.50	165.00	148.00	50.00	10 $\phi$ 1-3/8" + 2 $\phi$ 1"	110.80	39.11	-537.97	-475.35	-632.22	253.50
	1.00	25.00	165.00	148.00	50.00	10 $\phi$ 1-3/8" + 2 $\phi$ 1"	110.80	39.11	-537.97	-847.88	-1127.68	253.50
2	0.00	25.00	165.00	148.00	50.00	10 $\phi$ 1-3/8" + 2 $\phi$ 1"	110.80	39.11	-537.97	-847.88	-1127.68	253.50
	0.10	27.50	165.00	148.00	50.00	10 $\phi$ 1-3/8" + 2 $\phi$ 1"	110.80	39.11	-537.97	-475.35	-632.22	253.50
	0.20	30.00	165.00	157.00	50.00	4 $\phi$ 1-3/8"	40.24	14.20	-228.01	-205.69	-273.57	253.50
	0.30	32.50	165.00	157.00	50.00	4 $\phi$ 1-3/8"	40.24	14.20	-228.01	-48.13	-64.01	253.50
	0.40	35.00	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	45.14	60.04	253.50
	0.50	37.50	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	108.85	144.77	253.50
	0.60	40.00	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	145.18	193.09	253.50
	0.70	42.50	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	152.18	202.40	253.50
	0.80	45.00	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	129.01	171.58	253.50
	0.90	47.50	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	78.20	104.01	253.50
	1.00	50.00	165.00	157.00	50.00	2 $\phi$ 1-3/8"	20.12	7.10	-116.70	0.00	0.00	253.50

**Tabla 5.2 Calculo de momento negativo último resistente según expediente técnico.**

Grafico Capacidad a Flexion Viga Exterior

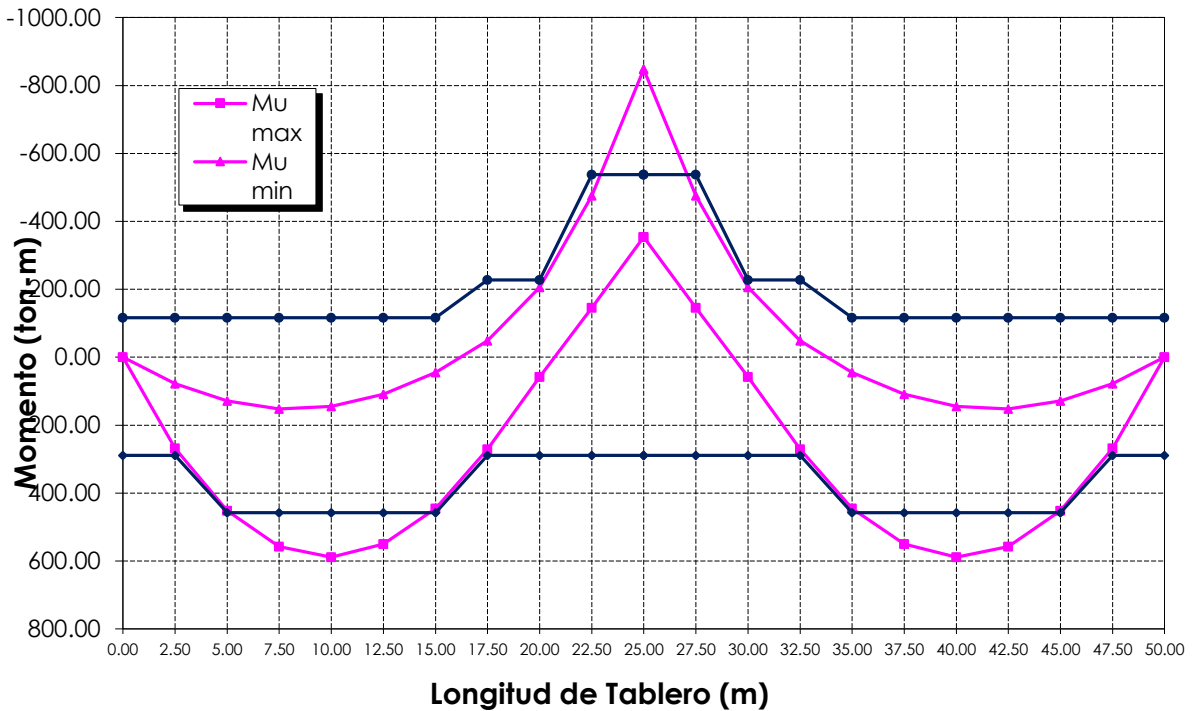


Figura 5.18 Envoltente de momentos de diseño comparado con momento ultimo resistente según expediente técnico.

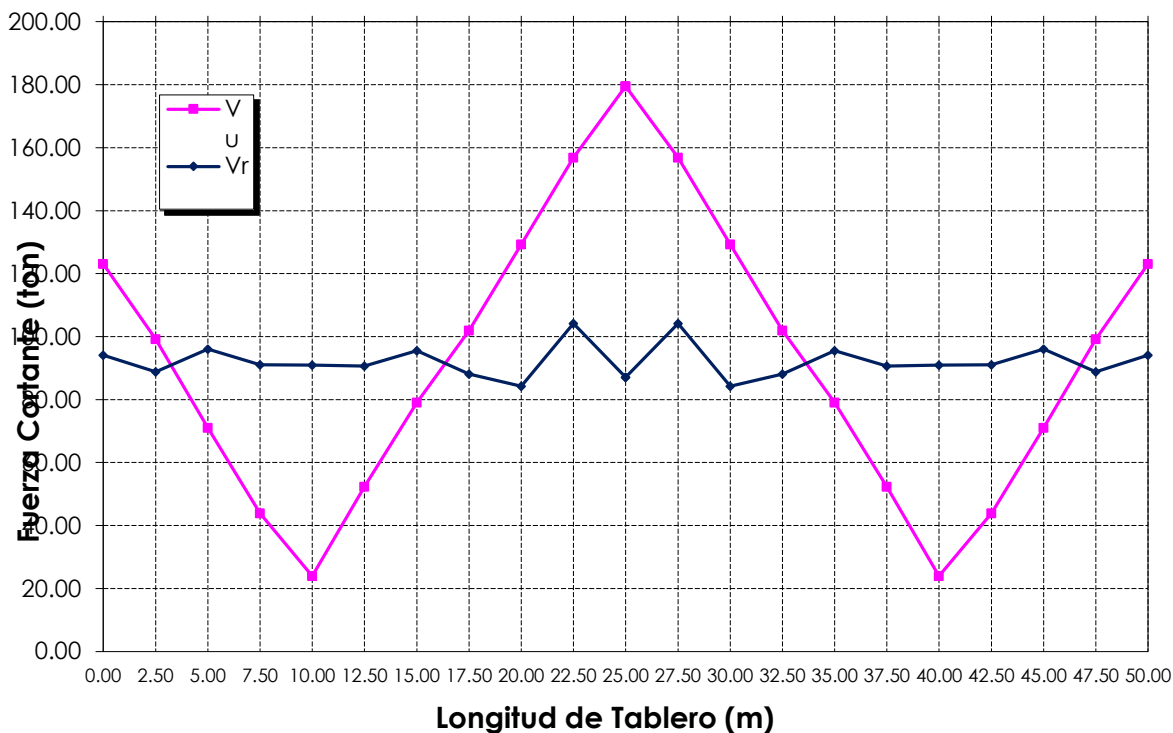
VERIFICACION POR CORTE

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi_v = 0.3$   
 $\phi_f = 0.9$   
 $E_s = 2E+06 \text{ kg/cm}^2$

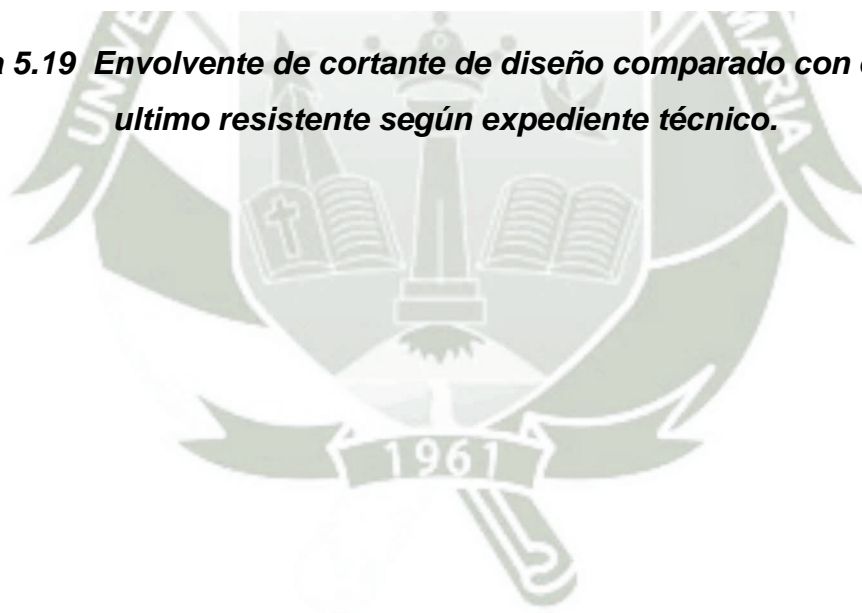
Span	Location (x/L)	x (m)	Vu (ton)	Mu (ton-m)	Mu (ton-m)	H (cm)	de (cm)	b (cm)	Arm. Provista (text)	As (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	dv (cm)	bv (cm)	Mu1 (ton-m)	es	$\beta$	$\theta$ (deg)	Vc (ton)	Av (cm <sup>2</sup> )	s (cm)	Vs (ton)	$\phi Vn$ (ton)	D/C	Fprov (ton)	Freg (ton)	Freg/Fprov	Del Análisis		Según Plano Plástico	
																											Vu	Mu	Vu	Mu
1	0.00	0.00	123.05	0.00	0.00	165.00	153.00	260.00	4φ1-3/8" + 2φ1	50.44	3.42	151.29	50.00	186.16	0.0024	1.72	37.38	56.90	2.58	45.00	47.69	94.13	1.31	211.85	147.77	0.70				
	0.10	2.50	99.20	267.90	267.90	165.00	153.00	260.00	4φ1-3/8" + 2φ1	50.44	3.42	151.29	50.00	267.90	0.0027	1.59	38.40	52.75	2.58	45.00	45.96	88.84	1.12	211.85	306.82	1.45				
	0.20	5.00	70.39	452.08	452.08	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	452.08	0.0023	1.78	36.93	58.51	2.58	45.00	48.14	95.98	0.74	338.02	407.19	1.20				
	0.30	7.50	43.87	557.14	557.14	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	557.14	0.0025	1.66	37.84	54.56	2.58	45.00	46.58	91.02	0.48	338.02	444.72	1.32				
	0.40	10.00	23.91	588.45	588.45	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	588.45	0.0025	1.66	37.86	54.48	2.58	45.00	46.54	90.92	0.26	338.02	433.35	1.30				
	0.50	12.50	52.34	550.07	550.07	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	550.07	0.0025	1.65	37.92	54.23	2.58	45.00	46.44	90.61	0.58	338.02	451.57	1.34				
	0.60	15.00	79.07	445.30	445.30	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	445.30	0.0023	1.77	37.01	58.16	2.58	45.00	48.01	95.55	0.83	338.02	413.98	1.22				
	0.70	17.50	101.97	270.73	270.73	165.00	153.00	260.00	4φ1-3/8" + 2φ1	50.44	3.42	151.29	50.00	270.73	0.0027	1.57	38.56	52.16	2.58	45.00	45.70	88.08	1.16	211.85	312.30	1.47				
	0.80	20.00	129.26	-205.69	-205.69	165.00	157.00	50.00	4φ1-3/8"	40.24	14.20	149.90	50.00	205.69	0.0032	1.40	40.37	45.86	2.58	40.00	47.77	84.26	1.53	163.01	293.32	1.74				
	0.90	22.50	156.83	-475.35	-475.35	165.00	148.00	50.00	0φ1-3/8" + 2φ1	110.80	39.11	133.20	50.00	475.35	0.0023	1.77	36.96	51.75	2.58	30.00	63.94	104.13	1.51	465.36	585.62	1.26				
1.00	25.00	179.48	-847.88	-847.88	165.00	148.00	50.00	0φ1-3/8" + 2φ1	110.80	39.11	133.20	50.00	847.88	0.0036	1.29	41.64	37.75	2.58	27.50	59.03	87.10	2.06	465.36	898.36	1.93					
2	0.00	25.00	179.48	-847.88	-847.88	165.00	148.00	50.00	0φ1-3/8" + 2φ1	110.80	39.11	133.20	50.00	847.88	0.0036	1.29	41.64	37.75	2.58	27.50	59.03	87.10	2.06	465.36	898.36	1.93				
	0.10	27.50	156.83	-475.35	-475.35	165.00	148.00	50.00	0φ1-3/8" + 2φ1	110.80	39.11	133.20	50.00	475.35	0.0023	1.77	36.96	51.75	2.58	30.00	63.94	104.13	1.51	465.36	585.62	1.26				
	0.20	30.00	129.26	-205.69	-205.69	165.00	157.00	50.00	4φ1-3/8"	40.24	14.20	149.90	50.00	205.69	0.0032	1.40	40.37	45.86	2.58	40.00	47.77	84.26	1.53	163.01	293.32	1.74				
	0.30	32.50	101.97	270.73	270.73	165.00	153.00	260.00	4φ1-3/8" + 2φ1	50.44	3.42	151.29	50.00	270.73	0.0027	1.57	38.56	52.16	2.58	45.00	45.70	88.08	1.16	211.85	312.30	1.47				
	0.40	35.00	79.07	445.30	445.30	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	445.30	0.0023	1.77	37.01	58.16	2.58	45.00	48.01	95.55	0.83	338.02	413.98	1.22				
	0.50	37.50	52.34	550.07	550.07	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	550.07	0.0025	1.65	37.92	54.23	2.58	45.00	46.44	90.61	0.58	338.02	451.57	1.34				
	0.60	40.00	23.91	588.45	588.45	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	588.45	0.0025	1.66	37.86	54.48	2.58	45.00	46.54	90.92	0.26	338.02	433.35	1.30				
	0.70	42.50	43.87	557.14	557.14	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	557.14	0.0025	1.66	37.84	54.56	2.58	45.00	46.58	91.02	0.48	338.02	444.72	1.32				
	0.80	45.00	70.39	452.08	452.08	165.00	153.00	260.00	8φ1-3/8"	80.48	5.46	150.27	50.00	452.08	0.0023	1.78	36.93	58.51	2.58	45.00	48.14	95.98	0.74	338.02	407.19	1.20				
	0.90	47.50	99.20	267.90	267.90	165.00	153.00	260.00	4φ1-3/8" + 2φ1	50.44	3.42	151.29	50.00	267.90	0.0027	1.59	38.40	52.75	2.58	45.00	45.96	88.84	1.12	211.85	306.82	1.45				
1.00	50.00	123.05	0.00	0.00	0.00	165.00	153.00	260.00	4φ1-3/8" + 2φ1	50.44	3.42	151.29	50.00	186.16	0.0024	1.72	37.38	56.90	2.58	45.00	47.69	94.13	1.31	211.85	147.77	0.70				

Tabla 5.3 Calculo de cortante último resistente según expediente técnico.

### Grafico Capacidad a Corte Viga Exterior



**Figura 5.19** *Envolvente de cortante de diseño comparado con cortante ultimo resistente según expediente técnico.*



## CAPÍTULO 6.

### REFORZAMIENTO CON LA UTILIZACIÓN DE LA FIBRA DE CARBONO.

#### 6.1 INTRODUCCIÓN. -

Culminado el estudio patológico se pudo determinar que la presencia de fisuras, se deben a errores cometidos en el análisis y diseño de la superestructura específicamente las vigas principales.

Al evaluar los resultados del análisis y diseño estructural, en el capítulo anterior se procederá en este capítulo a realizar el reforzamiento estructural, para lo cual se ha buscado la mejor alternativa que es la utilización fibra de carbono.

El reforzamiento con fibra de carbono FRP aplica en elementos estructurales, es una ciencia relativamente moderna y reciente, ya viene aplicándose en nuestro país hace algunos años con excelentes resultados.

En otros países de Europa y América, se utiliza ampliamente la fibra de carbono en el reforzamiento de estructuras, especialmente de concreto armado (edificaciones, puentes, silos, etc.), incluso se están haciendo investigaciones para reforzar estructuras de acero.

#### 6.1.1. PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DEL FRP:

Las propiedades de la fibra de carbono FRP, hacen a este material indispensable en la industria aeroespacial, ingeniería civil, aplicaciones militares, deportes, etc. Pero, representa una alternativa más costosa en comparación con otro tipo de fibras similares, como fibras de vidrio o fibras de plástico, lo que limita en gran medida su uso. Sin embargo, lo que prevalece son las mejores propiedades estructurales que nos ofrece en relación a los demás tipos de fibras (tabla 6.1).

# SikaWrap® 600C

## Tejido de Fibra de Carbono para Reforzamiento Estructural

### Datos Técnicos

Propiedades de la lámina curada	Resistencia a la tensión	139,000 psi (960 N/mm <sup>2</sup> )
	Módulo de elasticidad	10.6 10 <sup>9</sup> psi (73,100 N/mm <sup>2</sup> )
	Elongación a la rotura	1.33%
	Espesor	1.0 mm (0.039 pulgadas)
	Dirección de la fibra	0° (unidireccional)
	Peso por metro cuadrado	610 g
Propiedades de la fibra	Resistencia a la tensión	620,000 psi (4,300 N/mm <sup>2</sup> )
	Módulo de elasticidad	34.9 10 <sup>9</sup> psi (240,000 N/mm <sup>2</sup> )
	Elongación	1.55%
	Densidad	1.81 g/cc
	Espesor	0.337 mm (0.0133 pulgadas)

**Tabla 6.1 Ejemplo del Sika Wrap 600C propiedades de la fibra de carbono FRP.**

#### 6.1.1.1 ALTA FLEXIBILIDAD. -

La fibra de carbono, es poseedora de la capacidad de adaptarse a cualquier superficie, sin importar si esta sea plana, curva e incluso si no tuviera una forma definida.

#### 6.1.1.2 ALTA RESISTENCIA. -

Tal vez esta propiedad sea una de las más importante de este material, la fibra de carbono tiene una equivalencia de 10 veces la resistencia del acero. La resistencia a la tensión promedio de la fibra de carbono es 4200 N/mm<sup>2</sup> equivalente (42000 kg/cm<sup>2</sup>), este valor puede variar dependiendo la marca que la produzca.

#### 6.1.1.3 BAJA DENSIDAD. -

Debido a que la resistencia de cada microfibras es bastante alta, no se requiere que el tejido o platina sea muy robusta y es por ese motivo que los pesos de ambos tipos de fibra son mínimos.

#### **6.1.1.4 TOLERANCIA A ALTAS TEMPERATURAS. -**

Esta propiedad de la fibra de carbono, permite que este material pueda soportar las constantes variaciones de temperaturas, esto permite que la fibra de carbono pueda mantener su forma original, lo cual al mismo tiempo hace posible que el elemento estructural, que haya sido reforzado mantenga las propiedades adquiridas desde el momento en que se dio el trabajo de reforzamiento.

#### **6.1.1.5 FACIL APLICACIÓN. -**

Gracias a la característica anterior, se puede garantizar una sencilla y fácil aplicación en la superficie a reforzar en vigas, columnas, muros etc.

#### **6.1.1.6 GRAN SEGURIDAD. -**

Hay que indicar que el material propiamente dicho, ha sido elaborado con normas internacionales, que han sido elaboradas con amplios márgenes de seguridad.

#### **6.1.1.7 PERIODO DE VIDA. -**

Gracias a las investigaciones, tenemos láminas de fibra de carbono lo cual reemplazaba muy bien a las antiguas planchas de acero que se oxidaban, y luego salieron los tejidos lo cual simplifica mucho más el trabajo y presentaba características mejoradas para el reforzamiento, lo que hace en la actualidad un reforzamiento con este material sea prácticamente eterno.

#### **6.1.1.8 COSTO. -**

La fibra de carbono tiene un costo elevado, pero al realizar el reforzamiento estructural utilizando esta tecnología brinda mayor seguridad estructural, y la rapidez de colocación esto se traduce en un ahorro significativo en comparación de otros procedimientos de reforzamiento.

#### **6.1.2. TIPOS DE FIBRAS DE CARBONO. -**

En la industria internacional se manejan variados tipos de fibra de carbono, cada una de ellas con diferentes presentaciones ya sea en platinas o en tejidos con diferentes espesores (fisuras 6.1).

Es importante resaltar que los valores de resistencia a la tensión estas no varían significativamente como ya se mencionó estas resisten 10 veces la tracción del acero.



**Figura 6.1 Fibra de carbono en platinas y tejidos**

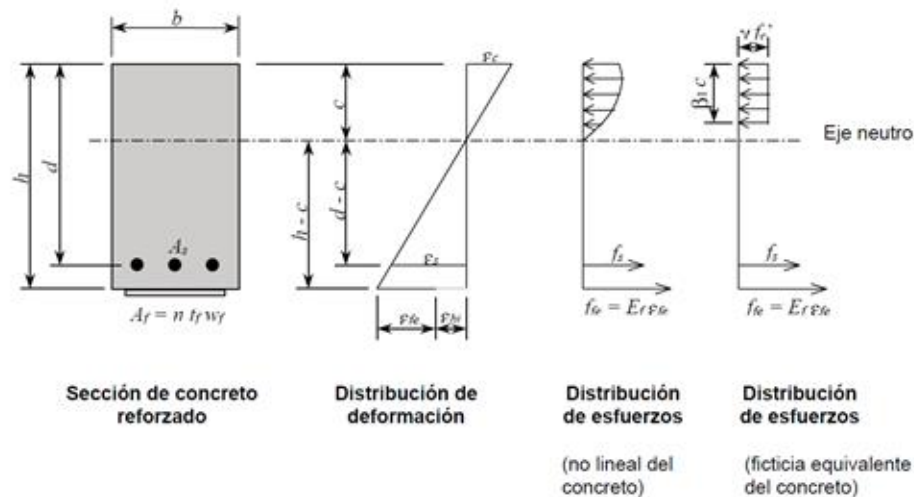
## **6.2. SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON FRP, SEGÚN LA NORMA**

### **ACI440.2R-08**

De acuerdo a las consideraciones de la Norma ACI 440.2R-08, para el reforzamiento estructural a flexión se describe.

#### **6.2.1 RESISTENCIA ÚLTIMA.**

Para determinar la resistencia última de la sección en concreto armado con fibra de carbono, esta debe satisfacer la compatibilidad de deformación y el equilibrio de fuerzas, debiéndose determinar el modo de falla que gobierna. En la siguiente figura 6.2 se presenta la deformación interna y distribución de esfuerzos en el estado último.



**Figura 6.2 Distribución de esfuerzos y para la sección rectangular**

### 6.2.2 CÁLCULO DEFORMACION UNITARIA DEL FRP Y ACERO:

Para cualquier profundidad asumida del eje neutro,  $c$ ; el nivel de deformación en el refuerzo FRP puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

Esta ecuación considera el modo de falla que gobierna para la profundidad del eje neutro asumida.

Ya determinado el nivel de deformación del FRP, el nivel de deformación del acero:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \frac{d - c}{h - c}$$

### 6.2.3 CÁLCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO DEL FRP Y ACERO:

Calculado su nivel de deformación, el esfuerzo efectivo en la fibra de carbono FRP, se puede encontrar asumiendo un perfecto comportamiento elástico.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$$

Así mismo en el acero de refuerzo.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \leq f_y$$

#### 6.2.4 CÁLCULO DEL EJE NEUTRO.

Con los niveles de deformación y esfuerzos en el refuerzo de FRP y del acero determinados la profundidad del eje neutro.

Por equilibrio de fuerzas:

$$\gamma f'_c \beta_1 b c = A_s f_s + A_f f_{fe}$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b}$$

Los valores  $\gamma$  y  $\beta_1$  pueden ser tomados como los valores asociados con el bloque de esfuerzos de Whitney ( $\gamma = 0.85$  y  $\beta_1$  según la Sección 10.2.7.3 de ACI 318).

**10.2.7.3** — Para  $f'_c$  entre 17 y 28 MPa, el factor  $\beta_1$  se debe tomar como 0.85. Para  $f'_c$  superior a 28 MPa,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65.

La distribución rectangular de esfuerzos, no representa la distribución real de esfuerzos en la zona de compresión en condiciones últimas, pero proporciona esencialmente los mismos resultados que los obtenidos en los ensayos.

La capacidad nominal a flexión de la sección con refuerzo FRP externo, puede ser calculada a partir de la siguiente ecuación. Un factor de reducción adicional

$\Psi_f$ , es aplicado a la contribución de la resistencia a flexión del refuerzo FRP. Se recomienda un factor  $\Psi_f = 0.85$ .

- Tomando momentos en el punto que actúa la fuerza a compresión:

$$M_n = F_{acero} Brazo + F_{fibra} Brazo$$

$$M_n = A_s f_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \Psi_f A_f f_{fe} \left( h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

### 6.2.5 ESFUERZO EN EL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO:

El nivel de esfuerzo en el refuerzo de acero, puede ser calculado en base al análisis elástico fisurado de la sección de concreto reforzado, como es indicado en la siguiente ecuación:

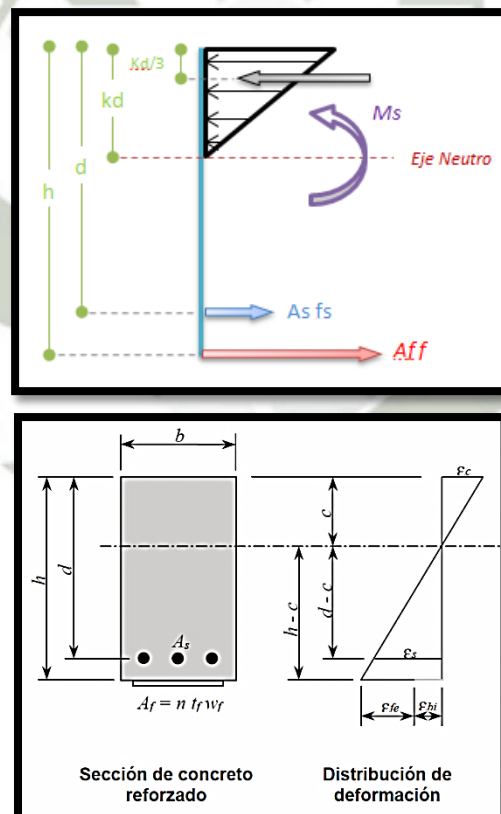


Figura 6.3 Esfuerzos y deformaciones de la sección con FRP

Dónde:

- $f_f = E_f \varepsilon_f$
- $f_s = E_s \varepsilon_s$
- $c = kd$

$$\frac{\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}}{h - k_d} = \frac{\varepsilon_s}{d - k_d}$$

- $\varepsilon_f + \varepsilon_{bi} = \frac{\varepsilon_s}{d - k_d} (h - k_d)$

Tomando momentos en el punto que actúa la fuerza a compresión se debe de considerar un momento de servicio y el momento que proporciona la fibra, deducción de fórmula:

$$A_s f_s \left( h - \frac{k_d}{3} \right) + A_f f_f \left( d - \frac{k_d}{3} \right) = M_s + A_f f_f \left( h - \frac{k_d}{3} \right)$$

$$A_s E_s \varepsilon_s \left( h - \frac{k_d}{3} \right) + A_f E_f (\varepsilon_f + \varepsilon_{bi}) \left( d - \frac{k_d}{3} \right) = M_s + A_f E_f \varepsilon_{bi} \left( h - \frac{k_d}{3} \right)$$

$$A_s E_s \varepsilon_s \left( h - \frac{k_d}{3} \right) + A_f E_f \frac{\varepsilon_s}{d - k_d} (h - k_d) \left( d - \frac{k_d}{3} \right) = M_s + A_f E_f \varepsilon_f \left( h - \frac{k_d}{3} \right)$$

$$A_s E_s \varepsilon_s \left( h - \frac{k_d}{3} \right) (d - k_d) + A_f E_f \varepsilon_s (h - k_d) \left( d - \frac{k_d}{3} \right) = \left[ M_s + A_f E_f \varepsilon_f \left( h - \frac{k_d}{3} \right) \right] (d - k_d)$$

$$\varepsilon_s \left[ A_s E_s \left( h - \frac{k_d}{3} \right) (d - k_d) + A_f E_f (h - k_d) \left( d - \frac{k_d}{3} \right) \right] = \left[ M_s + A_f E_f \varepsilon_f \left( h - \frac{k_d}{3} \right) \right] (d - k_d)$$

$$f_s \left[ A_s E_s \left( h - \frac{k_d}{3} \right) (d - k_d) + A_f E_f (h - k_d) \left( d - \frac{k_d}{3} \right) \right] = \left[ M_s + A_f E_f \varepsilon_f \left( h - \frac{k_d}{3} \right) \right] (d - k_d) E_s$$

$$f_s = \frac{\left[ M_s + A_f E_f \varepsilon_f \left( h - \frac{k_d}{3} \right) \right] (d - k_d) E_s}{\left[ A_s E_s \left( h - \frac{k_d}{3} \right) (d - k_d) + A_f E_f (h - k_d) \left( d - \frac{k_d}{3} \right) \right]}$$

Cabe resaltar que no debemos olvidar nuestro concepto de la teoría de la sección transformada, la cual daría resultados muy semejantes al antes demostrado:

$$f_s = \frac{M_s Y}{I_{cr}} n$$

Dónde:

$f_s$ : Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio.

$Y$ : Peralte efectivo.

$I_{cr}$ : Momento de inercia de la sección.

$n$ : Relación modular del acero entre el concreto.

En forma similar al concreto reforzado convencional, la profundidad del eje neutro en servicio,  $k_d$ , puede ser calculada tomando el primer momento de las áreas de la sección transformada. El área transformada del FRP puede ser obtenida multiplicando el área de FRP por la relación de módulos del FRP y el concreto. Aunque este método ignora la diferencia en el nivel de deformación inicial del FRP, dicho nivel de deformación inicial no influencia en gran medida la profundidad del eje neutro en el rango de respuesta elástica del elemento.

El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio calculado en la anterior ecuación debe compararse con los límites descritos en el Capítulo 2 – Capacidad de Servicio.

$$f_s \leq 0.80 f_y$$

#### 6.2.6 ESFUERZOS EN EL FRP BAJO CARGAS DE SERVICIO.-

El nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP puede ser calculado utilizando la siguiente ecuación con momento de servicio igual al momento debido a todas las cargas sostenidas (cargas muertas y la porción sostenida de la carga viva). La Ecuación suministra el nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP bajo un momento aplicado dentro del rango de respuesta elástica del elemento,  $M_s$ .

$$f_f = \frac{M_s Y}{I_{cr}} \left( \frac{E_f}{E_s} \right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

### 6.3 ANALISIS, DISEÑO Y REFORZAMIENTO EN EL PUENTE LA CAPILLA.

Según el estudio patológico, se concluyó que la estructura deberá reforzarse por flexión y por cortante, para lo cual se utilizará FRP.

#### 6.3.1 REFORZAMIENTO POR FLEXION. -

#### ANÁLISIS Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON FIBRA DE CARBONO - PARA MOMENTO POSITIVO.

#### ACI 440.2R-08

#### Tipo de reforzamiento:

Flexión.

#### Momento De Diseño:

457.14 Tn.M

#### Momento Requerido:

572.18 tn.m

#### Reforzamiento:

SIKA WRAP 600C + SIKADUR 301

#### Disposición De Reforzamiento:

3F:50cm ST # Capas: 3

#### REFORZAMIENTO CON FIBRA DE CARBONO A FLEXION

##### Cargas Existentes

WL=	0	k/ft
WD=	1,6	k/ft

##### Cargas Previstas

WL=	1,572	k/ft
WD=	1,6	k/ft

b=	102,36	in
h=	64,96	in
L=	82	ft
d=	60,24	in

f'c=	4000	psi
fy=	60	ksi

f'c del Concreto	
140 kg/cm2	2000 psi
210 kg/cm2	3000 psi
280 kg/cm2	4000 psi
350 kg/cm2	5000 psi

##### Area de Refuerzo

Numero de varillas :	1	
Area de Varilla :	11,8728	in2
Area de Refuerzo :	11,8728	in2

Refuerzos de Acero	
1/4"	0,049
8mm	0,078
3/8"	0,11
1"	0,785
1 3/8"	1,4841

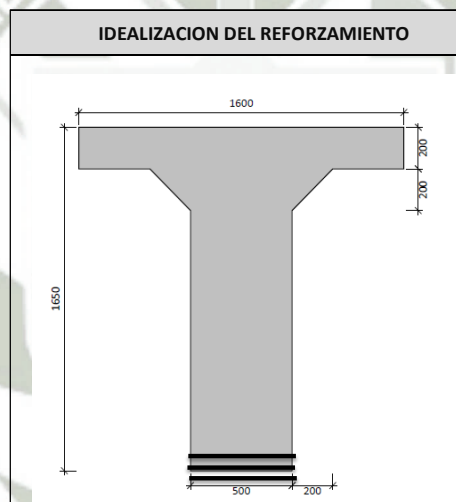
##### Propiedades del Sistemas de Reforzamiento

Numero de Capas :	3	
Ancho Wf:	19,685	in
Largo Lf:	82	ft
Espesor tf:	0,0133	in
Resistencia a tension fu:	620	ksi
Deformacion de rotura ε f:	0,0155	in/in
Modulo de elasticidad de las laminas FRP Ef:	34900	ksi

	Carga no mayorada WL + WD	Carga limite sin reforzamiento 1.2WD + 0.85 WL	Carga Mayoradas 1.4WD+1.7WL	Momento de carga muerta MD	Momento de carga viva ML	Momento de servicio MS	Momento Limite sin Reforzamiento 1.2MD+0.85 ML	Momento Mayorada 1.4MD+1.7ML
<b>Cargas Existentes</b>	1,6	n/a	2,24	1344,8	0	1344,8	n/a	1882,72
	k/ft	n/a	k/ft	K.ft	K.ft	K.ft	K.ft	K.ft
<b>Cargas Previstas</b>	3,172	3,2562	4,9124	1344,8	1321,266	2666,066	2736,8361	4128,8722
	k/ft	k/ft	k/ft	K.ft	K.ft	K.ft	K.ft	K.ft



	Carga no mayorada WL + WD	Carga limite sin reforzamiento 1.2WD + 0.85 WL	Carga Mayoradas 1.4WD+1.7WL	Momento de carga muerta MD	Momento de carga viva ML	Momento de servicio MS	Momento Limite sin Reforzamiento 1.2MD+0.85 ML	Momento Mayorada 1.4MD+1.7ML
<b>Cargas Existentes</b>	2,385454571	n/a	3,3396364	186,363636	0	186,363636	n/a	260,909091
	Tn/m	n/a	Tn/m	Tn.m	Tn.m	Tn.m	Tn.m	Tn.m
<b>Cargas Previstas</b>	4,729163688	4,85469823	7,3239419	186,363636	183,102273	369,465909	379,273295	572,182955
	Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn.m	Tn.m	Tn.m	Tn.m	Tn.m



### Resumen de resultados:

Momento resistente del Acero en el sistema FRP	3501,12 k.ft
Momento resistente del FRP en el sistema FRP	740,19 k.ft
Momento Ultimo reforzado mediante el sistema FRP	4241,31 k.ft
Momento Previsto	4128,87 k.ft
Chequeo de la distancia "c" estimada	C= 2,96 in ✓
Chequeo de la ductilidad , deformacion del acero > 0.005	$\epsilon_s = 0,00636$ ✓
Chequeo de Reforzamiento por fleccion suficiente:	4241,31 k.ft $\geq$ 4128,87 kft ✓
Chequeo del esfuerzo del acero por carga de servicio	$f_s \leq 0.80 f_y$ 47,40 ksi $\leq$ 48 ksi ✓
Chequeo del esfuerzo del FRP por carga de servicio	$f_{fs} \leq 0,55 \times f_f$ 28,34 ksi $\leq$ 341 ksi ✓

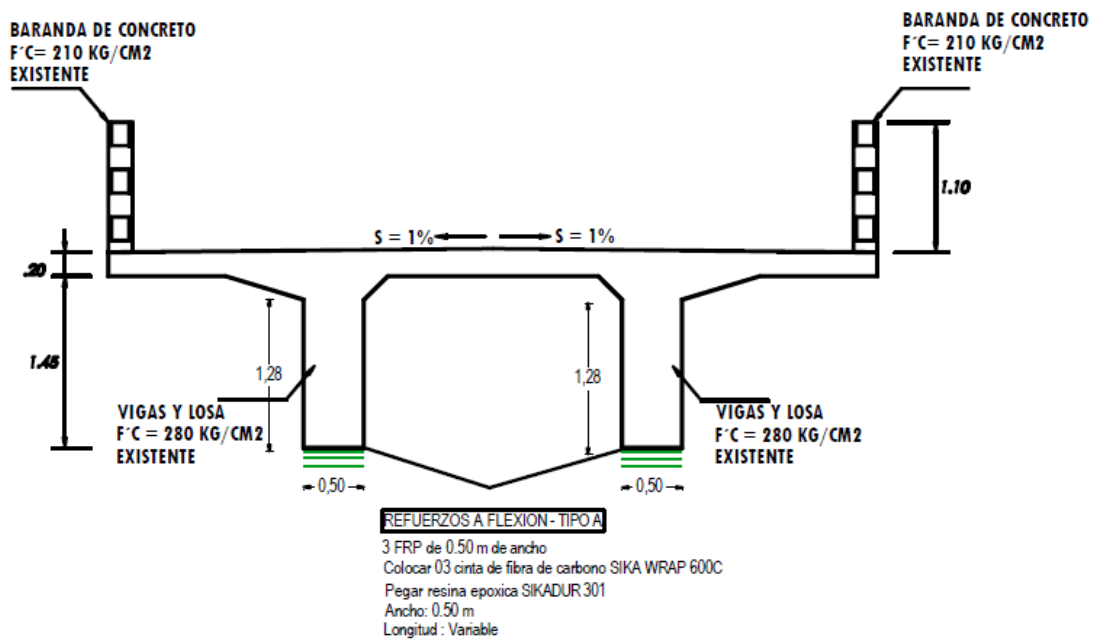
### Cambio de unidades

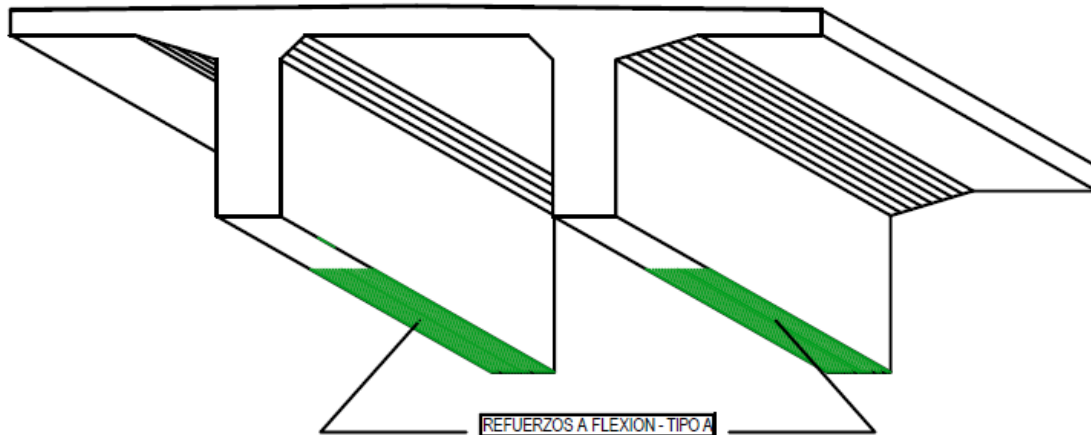
Momento resistente del Acero en el sistema FRP	485,19 tn.m
Momento resistente del FRP en el sistema FRP	102,58 tn.m
Momento Ultimo reforzado mediante el sistema FRP	587,76 tn.m
Momento Previsto	572,18 tn.m
Chequeo de la distancia "c" estimada	$c = 7,52 \text{ cm}$ ✓
Chequeo de la ductilidad , deformacion del acero $> 0.005$	$\epsilon_s = 0,00636$ ✓
Chequeo de Reforzamiento por fleccion suficiente:	$587,76 \text{ tn.m} \geq 572,18 \text{ tn.m}$ ✓
Chequeo del esfuerzo del acero por carga de servicio	$f_s \leq 0.80 f_y$ $3318,23 \text{ kg/cm}^2 \leq 3360 \text{ kg/cm}^2$ ✓
Chequeo del esfuerzo del FRP por carga de servicio	$f_{fs} \leq 0,55 \times f_f$ $1983,47 \text{ kg/cm}^2 \leq 23870 \text{ kg/cm}^2$ ✓

### DISPOSICIÓN DEL REFUERZO ESTRUCTURAL

3 FIBRAS DE 50 cm SIN TRANSLAPE, DISTRIBUIDAS EN 3 CAPAS

3F:50cm ST # CAPAS: 3





REFUERZOS A FLEXION - TIPO A

Colocar 03 cinta de fibra de carbono SIKA WRAP 600C  
Se iniciara instalando primero la lamina de menor longitud  
culminando con la ultima de mayor longitud

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON FIBRA DE CARBONO – PARA MOMENTO NEGATIVO.

ACI 440.2R-08

### TIPO DE REFORZAMIENTO:

Flexión.

### MOMENTO DE DISEÑO:

537.96 tn.m

### MOMENTO REQUERIDO:

847.77 tn.m

### REFORZAMIENTO:

SIKA WRAP 600C + SIKADUR 301

### DISPOSICION DE REFORZAMIENTO:

8F:50cm T: 10cm # Capas: 2

## REFORZAMIENTO CON FIBRA DE CARBONO A FLEXION

### Cargas Existentes

WL=	0	k/ft
WD=	2,24	k/ft

### Cargas Previstas

WL=	1,26	k/ft
WD=	2,24	k/ft

b=	19,69	in
h=	64,96	in
L=	82	ft
d=	60,24	in

f'c=	4000	psi
fy=	60	ksi

f'c del Concreto	
140 kg/cm2	2000 psi
210 kg/cm2	3000 psi
280 kg/cm2	4000 psi
350 kg/cm2	5000 psi

### Area de Refuerzo

Numero de varillas :	1	
Area de Varilla :	16,411	in2
Area de Refuerzo :	16,411	in2

Refuerzos de Acero	
1/4"	0,049
8mm	0,078
3/8"	0,11
1"	0,785
1 3/8"	1,4841

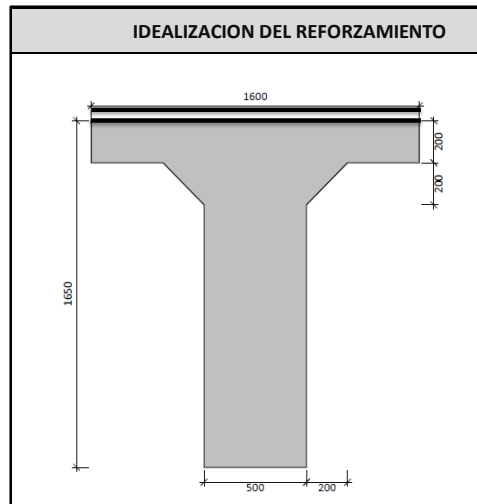
### Propiedades del Sistemas de Reforzamiento

Numero de Capas :	2	
Ancho Wf :	65	in
Largo Lf :	82	ft
Espesor tf :	0,0133	in
Resistencia a tension fu :	620	ksi
Deformacion de rotura ε f :	0,0155	in/in
Modulo de elasticidad de las laminas FRP Ef :	34900	ksi

	Carga no mayorada WL + WD	Carga limite sin reforzamiento 1.2WD + 0.85 WL	Carga Mayoradas 1.4WD+1.7WL	Momento de carga muerta MD	Momento de carga viva ML	Momento de servicio MS	Momento Limite sin Reforzamiento 1.2MD+0.85 ML	Momento Mayorada 1.4MD+1.7ML
<b>Cargas Existentes</b>	2,24	n/a	3,136	1882,72	0	1882,72	n/a	2635,808
	k/ft	n/a	k/ft	K.ft	K.ft	K.ft	K.ft	K.ft
<b>Cargas Previstas</b>	3,5	3,759	5,278	1882,72	1059,03	2941,75	3159,4395	4436,159
	k/ft	k/ft	k/ft	K.ft	K.ft	K.ft	K.ft	K.ft



	Carga no mayorada WL + WD	Carga limite sin reforzamiento 1.2WD + 0.85 WL	Carga Mayoradas 1.4WD+1.7WL	Momento de carga muerta MD	Momento de carga viva ML	Momento de servicio MS	Momento Limite sin Reforzamiento 1.2MD+0.85 ML	Momento Mayorada 1.4MD+1.7ML
<b>Cargas Existentes</b>	3,3396364	n/a	4,67549096	260,909091	0	260,909091	n/a	365,272727
	Tn/m	n/a	Tn/m	Tn.m	Tn.m	Tn.m	Tn.m	Tn.m
<b>Cargas Previstas</b>	5,218181875	5,60432733	7,86901827	260,909091	146,761364	407,670455	437,838068	614,767045
	Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn.m	Tn.m	Tn.m	Tn.m	Tn.m



### Resumen de resultados:

Momento resistente del Acero en el sistema FRP	4164,48 k.ft
Momento resistente del FRP en el sistema FRP	1119,30 k.ft
Momento Ultimo reforzado mediante el sistema FRP	4755,40 k.ft
Momento Previsto	4436,16 k.ft
Chequeo de la distancia "c" estimada	C= 22,32 in ✓
Chequeo de la ductilidad , deformacion del acero > 0.005	$\epsilon_s = 0,00510$ ✓
Chequeo de Reforzamiento por fleccion suficiente:	4755,40 k.ft $\geq$ 4436,16 kft ✓
Chequeo del esfuerzo del acero por carga de servicio	$f_s \leq 0.80 f_y$ 42,57 ksi $\leq$ 48 ksi ✓
Chequeo del esfuerzo del FRP por carga de servicio	$ff_s \leq 0,55 \times ff$ 17,73 ksi $\leq$ 341 ksi ✓

### Cambio de unidades

Momento resistente del Acero en el sistema FRP	577,12 tn.m
Momento resistente del FRP en el sistema FRP	155,11 tn.m
Momento Ultimo reforzado mediante el sistema FRP	659,01 tn.m
Momento Previsto	614,77 tn.m
Chequeo de la distancia "c" estimada	C= 56,68 cm ✓
Chequeo de la ductilidad , deformacion del acero > 0.005	$\epsilon_s = 0,00510$ ✓
Chequeo de Reforzamiento por fleccion suficiente:	659,01 tn.m $\geq$ 614,77 tn.m ✓
Chequeo del esfuerzo del acero por carga de servicio	$f_s \leq 0.80 f_y$ 2979,91 kg/cm <sup>2</sup> $\leq$ 3360 kg/cm <sup>2</sup> ✓
Chequeo del esfuerzo del FRP por carga de servicio	$ff_s \leq 0,55 \times ff$ 1241,09 kg/cm <sup>2</sup> $\leq$ 23870 kg/cm <sup>2</sup> ✓

La resistencia a flexión de una sección depende del control del modo de fallo. Los siguientes modos de fallo deben investigarse para una sección con refuerzo FRP (ACI 440.2R-08, 10.1.1).

Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo.

Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del laminado FRP.

Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del concreto.

Deslaminación del recubrimiento de concreto por tensiones de cortante.

Despegue del FRP del substrato de concreto (despegue FRP).

Las siguientes hipótesis se aplican al cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema externo de refuerzo mediante FRP (ACI 440.2R -08.10.2.1):

Los cálculos para el diseño están basados en las dimensiones, disposición de refuerzo interno de acero, y las propiedades de los materiales del elemento existentes a reforzar.

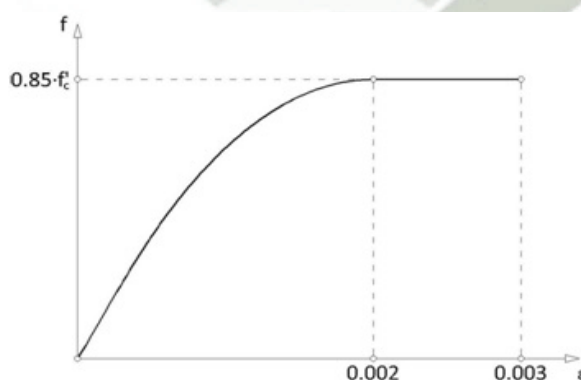
Las deformaciones en el acero de refuerzo y concreto, son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esto es, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma.

No existe desplazamiento relativo entre el refuerzo FRP externo y el concreto.

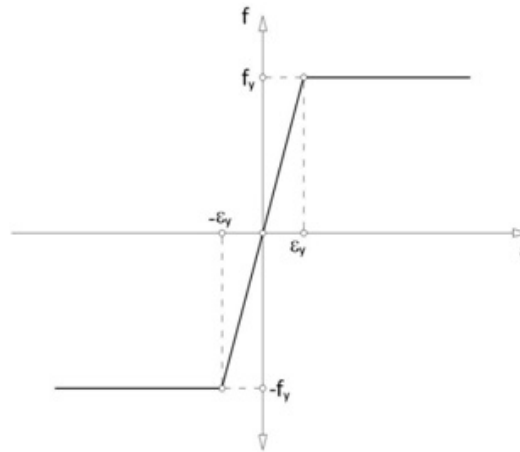
Se desprecian las deformaciones por cortante en el interior de la capa adhesiva debido a que está es muy delgada y con leves variaciones en su espesor.

La máxima deformación de compresión en el concreto es 0.003.

Se desprecian las tensiones de tracción en el concreto y el refuerzo FRP tiene un comportamiento tensión – deformación elástico y lineal hasta la rotura.



**Figura 6.4 Diagrama tensión – deformación del concreto.**



**Figura 6.5 Diagrama tensión – deformación para el acero de refuerzo.**

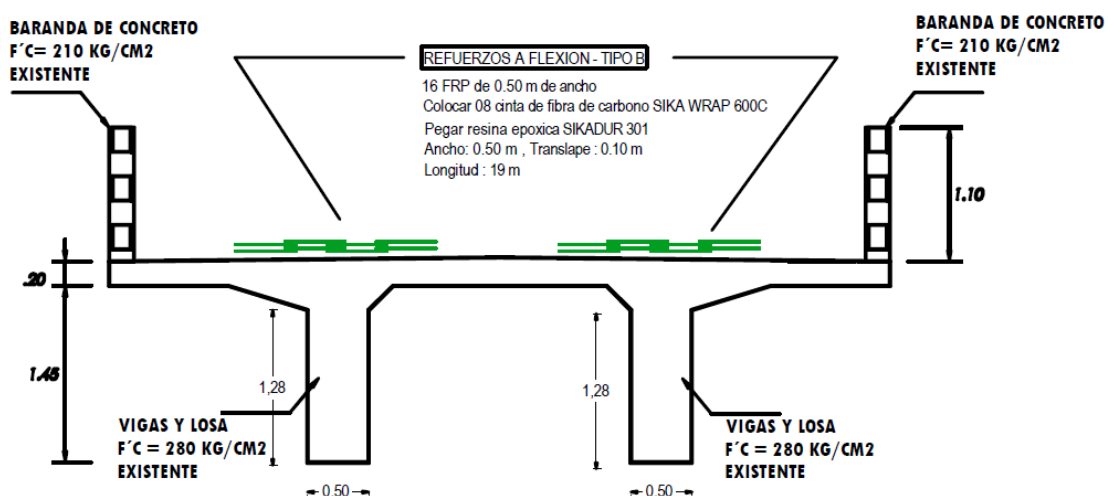
Para prevenir la fisuración previa al modo de fallo de despegue, la deformación efectiva en el refuerzo FRP debe limitarse al nivel de deformación a la que esta puede ocurrir, etc, como se define en la Eq. (ACI 440-2R – 08) Sección 10.1).

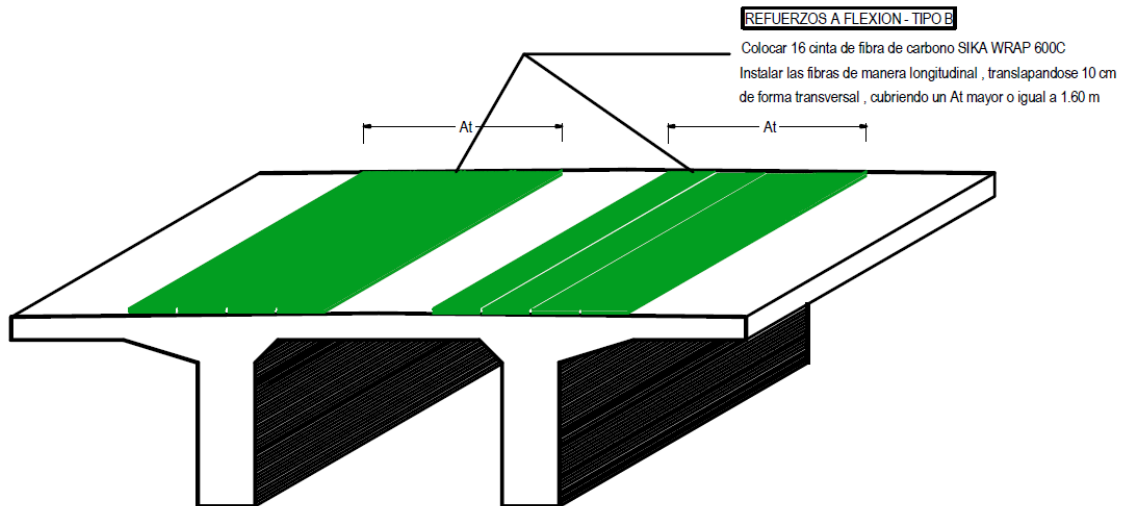
Se aplica un factor de reducción adicional,  $Y_f$  a la contribución a la resistencia a flexión del refuerzo FRP. El valor recomendado es  $Y_f$  es 0.85.

### DISPOSICIÓN DEL REFUERZO ESTRUCTURAL

**8 FIBRAS DE 50 cm CON TRANSLAPE DE 10 cm DISTRIBUIDAS EN 2 CAPAS**

**8F:50cm T:10 cm N° : 2 CAPAS**

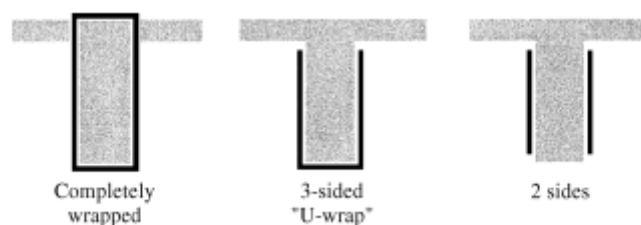




### 6.3.2 REFORZAMIENTO POR CORTANTE. -

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis realizado y comparado con la resistencia que soporta las vigas por cortante según la distribución de los estribos, se concluyó que es necesario realizar también el reforzamiento con fibra de carbono a lo largo de las vigas principales, para lo cual se utilizara la fibra de carbono realizando el diseño según la Norma ACI 440.2R-08. sección 11.4.

El reforzamiento por cortante con FRP se realiza con un zunchado en “U”, donde es más práctico disponerlo con su dirección principal perpendicular al eje del elemento, los zunchados cerrados o convenientemente anclados son siempre preferibles, en el proyecto utilizaremos zunchados en “U” anclados.



**Figura 6.6 Reforzamiento por corte con FRP (sección completa, 3 lados y 2lados) (ACI 440.-2R-08)**



**Figura 6.7 Reforzamiento por corte en vigas (cortesía empresa Virgen de Copacabana Constructora y servicios Generales SRL)**

La capacidad nominal reducida por  $\phi V_n$  ( $\phi=0.75$ ), debe ser mayor que el corte solicitante  $V_u$ .

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f)$$

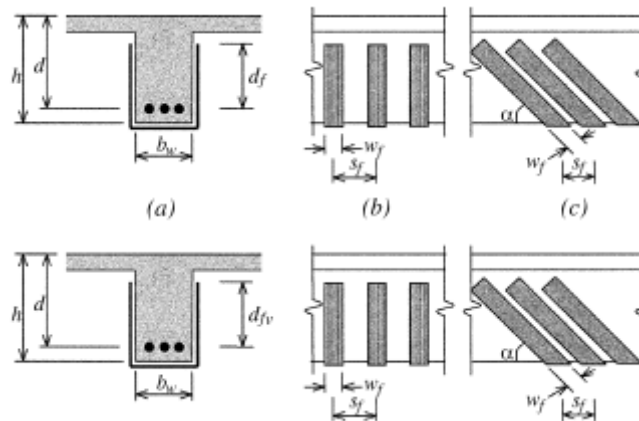
Donde:

- Vc Capacidad a corte debido al concreto.
- Vs Capacidad a corte debido al refuerzo de acero.
- Vf Capacidad a corte debido a la FRP.

**Table 11.1—Recommended additional reduction factors for FRP shear reinforcement**

$\psi_f = 0.95$	Completely wrapped members
$\psi_f = 0.85$	Three-side and two-opposite-sides schemes

**Tabla 6.2 Factores de reducción ACI 44 – 2R-08**



**Figura 6.8 Según el ACI 440- 2R-08 Muestra la disposición del reforzamiento**

Para:

- h Altura de la viga
- bw Ancho de la viga
- d Peralte de la viga.
- wf Ancho de la fibra de carbono por corte.
- tf Espesor de la fibra de carbono.
- nf Número de capas de la fibra de carbono.
- Afv Área de reforzamiento de FRP por corte.
- dfv Longitud efectiva de la fibra por corte.
- $\alpha$  Angulo formado entre la fibra y el eje de la viga.
- Sf Separación entre ejes de la fibra por corte.

Según la Norma ACI calculamos previamente los valores siguientes ( $L_e$ ,  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_v$ ) que depende de las propiedades de la FRP, calidad del concreto etc.

$$L_e = \frac{23,300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}}$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3}$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} \end{cases} \quad \kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \epsilon_{fu}} \leq 0.75$$

Encontrados estos datos previos  $\kappa_v$  nos permite hallar la deformación unitaria del FRP efectiva, la cual será menor de 0.004 por seguridad a la vez menor también de 0.75 de  $\epsilon_{fu}$ .

$$\epsilon_{fe} = \kappa_v \epsilon_{fu} \leq 0.004 \quad \epsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \epsilon_{fu}$$

El área y esfuerzo efectivo de FRP por corte es:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad f_{fe} = \epsilon_{fe} E_f$$

Finalmente encontramos el aporte del reforzamiento por corte de FRP.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f}$$

No debe ser mayor:

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Es importante corregir los valores de  $f_{fu}$  y  $\epsilon_{fu}$ , por un valor de  $C_E$  que a continuación presentamos según lo agresivo en la exposición de la fibra ver tabla 9.1 de la Norma ACI. A continuación, se presenta los cálculos realizados para el reforzamiento por cortante para lo cual se ha elaborado una hoja de cálculo.

**Table 9.1—Environmental reduction factor for various FRP systems and exposure conditions**

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor $C_E$
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

**Tabla 6.3 De la norma ACI valores de corrección  $C_E$**

## REFORZAMIENTO POR CORTE EN FIBRA DE CARBONO

PUENTE LA CAPILLA :

TESIS: LESLIE NOEMI CALLA DEZA

REFORZAMIENTO CON FRP POR CORTE EN APOYO EN ESTRIBOS

CORTANTE SOLICITANTE SEGÚN ANALISIS : 123.9 t

CORTANTE RESISTENTE SEGÚN PLANOS: 94.02 t

CORTANTE APORTE FRP= 29.88 t

### DATOS DE LA GEOMETRIA DE LA VIGA

Ancho de la viga $b_w$ =	500 mm
Altura de la viga $h$ =	1650 mm
Ancho de la losa $t_s$ =	200 mm
Distancia al acero $r_c$ =	120 mm
Peralte de la viga $d=h-r_c$ =	1530 mm
Concreto $f'c$ =	28 kN/mm <sup>2</sup>
Acero $f_y$ =	420 kN/mm <sup>2</sup>

### DATOS DEL REFORZAMIENTO DE LA FIBRA DE CARBONO

**SikaWrap® 600C**

Esfuerzo ultimo fibra $f_{fu}$ =	4300 N/mm <sup>2</sup>
Deformación unitaria rotura $\epsilon_{fu}$ =	0.0155 mm/mm
Módulo de elasticidad de la fibra $E_f$ =	240 KN/mm <sup>2</sup>
Espesor de la fibra $t_f$ =	0.337 mm
Distancia vertical fibra corte $d_{fv}$ =	1330 mm
Separación a ejes de la fibra $S_f$ =	400 mm

Según la exposición de la FRP (exterior)  $CE=$  0.85

### Los valores efectivos de fibra se reduce

Esfuerzo ultimo fibra $f_{fu}$ =	3655 N/mm <sup>2</sup>
Deformación unitaria rotura $\epsilon_{fu}$ =	0.013175 mm/mm
Numero de capas fibra $n_f$ =	1
Ancho de la fibra $w_f$ =	250 mm

### Calculo de la deformación efectiva de la fibra

Calculo de $Le$ =	32.54958591 mm
$K_1$ =	1.009638647
$K_2$ =	0.975526627
Finalmente $k_v$ =	0.173662921

### Deformación unitaria de la fibra de carbono

deformación unitaria rotura  $\epsilon_{fe}$ = 0.002288009 mm/mm  
menor siempre 0.004

**Área de cortante de la fibra**

Así= 168.5 mm<sup>2</sup>

**Esfuerzo efectivo FRP**

ffe= 0.549122157 kN/mm<sup>2</sup>

**Calculo del cortante Vf aporte del FRP**

Vf= 307.6525527 KN

Vf= 31.39311762 t

Este deberá ser mayor a 29.88 t

*Nota: En el apoyo de estribo se colocará FRP 1 capa ancho 25 cm cada 40 cm a ejes, según el gráfico de comparación de acciones se prolongara L = 2.80 m*

**REFORZAMIENTO POR CORTE EN FIBRA DE CARBONO**

PUENTE LA CAPILLA :

TESIS: LESLIE NOEMI CALLA DEZA

REFORZAMIENTO CON FRP POR CORTE EN APOYO PILAR

CORTANTE SOLICITANTE SEGÚN ANALISIS : 156.7 t

CORTANTE RESISTENTE SEGÚN PLANOS: 104.58 t

CORTANTE APORTE FRP= 52.12 t

**DATOS DE LA GEOMETRIA DE LA VIGA**

Ancho de la viga bw= 500 mm

Altura de la viga h= 1650 mm

Ancho de la losa ts= 200 mm

Distancia al acero rc= 120 mm

Peralte de la viga d=h-rc= 1530 mm

Concreto f'c= 28 kN/mm<sup>2</sup>

Acero fy= 420 kN/mm<sup>2</sup>

**DATOS DEL REFORZAMIENTO DE LA FIBRA DE CARBONO**

**SikaWrap® 600C**

Esfuerzo ultimo fibra ffu= 4300 N/mm<sup>2</sup>

Deformación unitaria rotura εfu= 0.0155 mm/mm

Módulo de elasticidad de la fibra Ef= 240 KN/mm<sup>2</sup>

Espesor de la fibra tf= 0.337 mm

Distancia vertical fibra corte dfv= 1330 mm

Separación a ejes de la fibra Sf= 300 mm

Según la exposición de la FRP (exterior) CE= 0.85

**Los valores efectivos de fibra se reduce**

Esfuerzo ultimo fibra ffu= 3655 N/mm<sup>2</sup>

Deformación unitaria rotura εfu= 0.013175 mm/mm

Numero de capas fibra nf= 2

Ancho de la fibra  $w_f = 250$  mm

**Calculo de la deformación efectiva de la fibra**

Calculo de  $L_e = 21.7744939$  mm

$K_1 = 1.00963865$

$K_2 = 0.9836282$

Finalmente  $k_v = 0.11713901$

**Deformación unitaria de la fibra de carbono**

deformación unitaria rotura  $\epsilon_{fe} = 0.00154331$  mm/mm  
menor siempre 0.004

**Área de cortante de la fibra**

$A_{sf} = 337$  mm<sup>2</sup>

**Esfuerzo efectivo FRP**

$f_{fe} = 0.37039355$  kN/mm<sup>2</sup>

**Calculo del cortante  $V_f$  aporte del FRP**

$V_f = 553.380308$  KN

$V_f = 56.4673784$  t

Este deberá ser mayor a 52.12 t

*Nota: En el apoyo del pilar FRP 2, capa ancho 25 cm cada 30 cm a ejes, según el gráfico de comparación de acciones se prolongara  $L = 7.50$  m.*

#### 6.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE REFORZAMIENTO.

A continuación, se describirá el procedimiento para el reforzamiento estructural de las vigas de la superestructura, recomendando seguir el siguiente procedimiento, es importante que en todo momento estos trabajos deberán ser supervisados por un especialista, debidamente capacitado y certificado.

##### 6.4.1.- ARMADO DE ANDAMIOS. –

Identificada la zona a intervenir, es importante que se utilice en primer lugar andamios normalizados, los cuales deberán armarse de tal forma que de las facilidades y comodidades al personal durante la instalación.

#### 6.4.2.- PULIDO DE LA SUPERFICIE. -

Se retirará el tarrajeo si existiera con herramientas manuales sin dañar al elemento estructural, dejando listo para la pulir la superficie en donde se instalará el refuerzo (FRP).



**Figura 6.9 Preparación de la superficie a reforzar con FRP.**

La pulidora que se usa para estos trabajos, se acopla un disco pulidor diamantado, este no deberá desgastar el elemento estructural, solo limpiar la superficie e igualar las imperfecciones del encofrado, de tal forma de poder colocar en forma uniforme la fibra de carbono. Así mismo deberá de redondearse las esquinas donde la manta envuelve la estructura. En esta etapa se deberá aprovechar de resanar todas las fisuras con la resina adecuada, según la posición y ancho de la fisura, con el personal calificado y especializado.

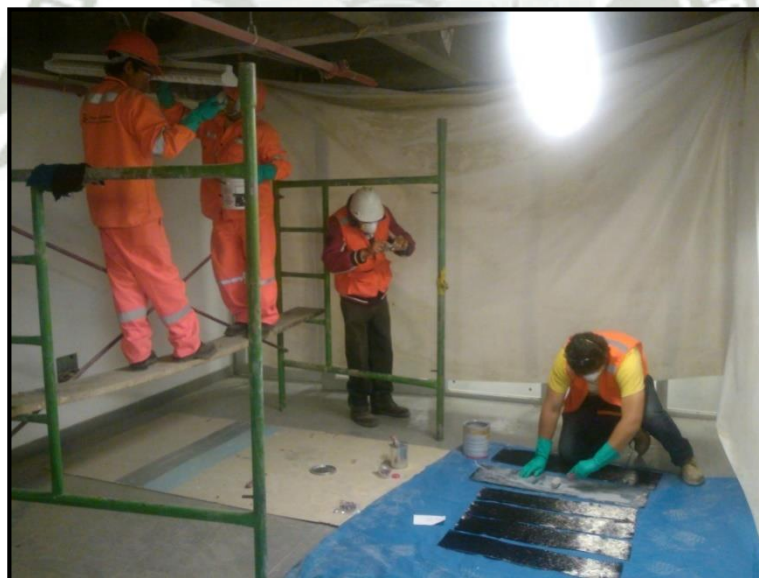
#### 6.4.3.- HABILITACIÓN DE LA FIBRA DE CARBONO. -

Una vez realizado el trazo de la fibra de carbono, se deberá de realizar el corte según el diseño en un lugar limpio de polvo, es preferible realizar el corte sobre una base de plástico.

Se tiene que cortar la fibra en el sentido correcto, esto quiere decir que el largo del refuerzo a utilizar, debe estar en el mismo sentido en el que esta tejida la fibra de carbono, para poder absorber las tracciones en la estructura. Así mismo deberán de prepararse los anclajes según el diseño propuesto.



**Figura 6.10 Preparación de anclajes con FRP.**



**Figura 6.11 Habilitación de la fibra de carbono**



**Figura 6.12 Corte de la fibra de carbono**

#### **6.4.4.- PREPARACION Y COLOCACION DEL EPOXICO SIKADUR-301.-**

Para iniciar la manipulación de este producto, es necesario el uso implementos de seguridad recomendando. Este producto tiene dos compuestos, compuesto A y compuesto B y solo deben mezclarse para su uso inmediato de lo contrario pierden sus propiedades, y en la proporción especificada en su ficha técnica. Se deberá de aplicar el producto en la estructura y en fibra de carbono según el proyecto se eligió SIKAWRAP-600C.



**Figura 6.13 Preparación de aditivo epóxido.**

#### 6.4.5.- COLOCACION DE LA FIBRA CARBONO SIKAWRAP-600C.-

Se realiza la colocación de la fibra de carbono en los elementos estructurales en forma uniforme, sin dejar burbujas para lo cual se trabaja con un rodillo especial pasando de 2 a 3 veces el rodillo.

Culminamos el procedimiento sellando la fibra de carbono, aplicando nuevamente SIKADUR-301, para proteger la fibra del medio ambiente.

Luego de haber aplicado correctamente la última capa de SIKADUR-301, dejamos secar el refuerzo por 2 días (recomendable), con lo cual culmina el reforzamiento. Después de haber realizado el reforzamiento se deberá dejar secar, se podrá tarrajear o dar el acabado que convenga sin dañar a la fibra instalada como perforaciones, cortes, etc.



**Figura 6.14 Aditivo Sika 301**



**Figura 6.15 Aditivo Sika 3001.**



**Figura 6.16 Colocación de anclajes con FRP**



***Figura 6.17 Sellado de protección de la resina adhesiva***



## CAPITULO 7.

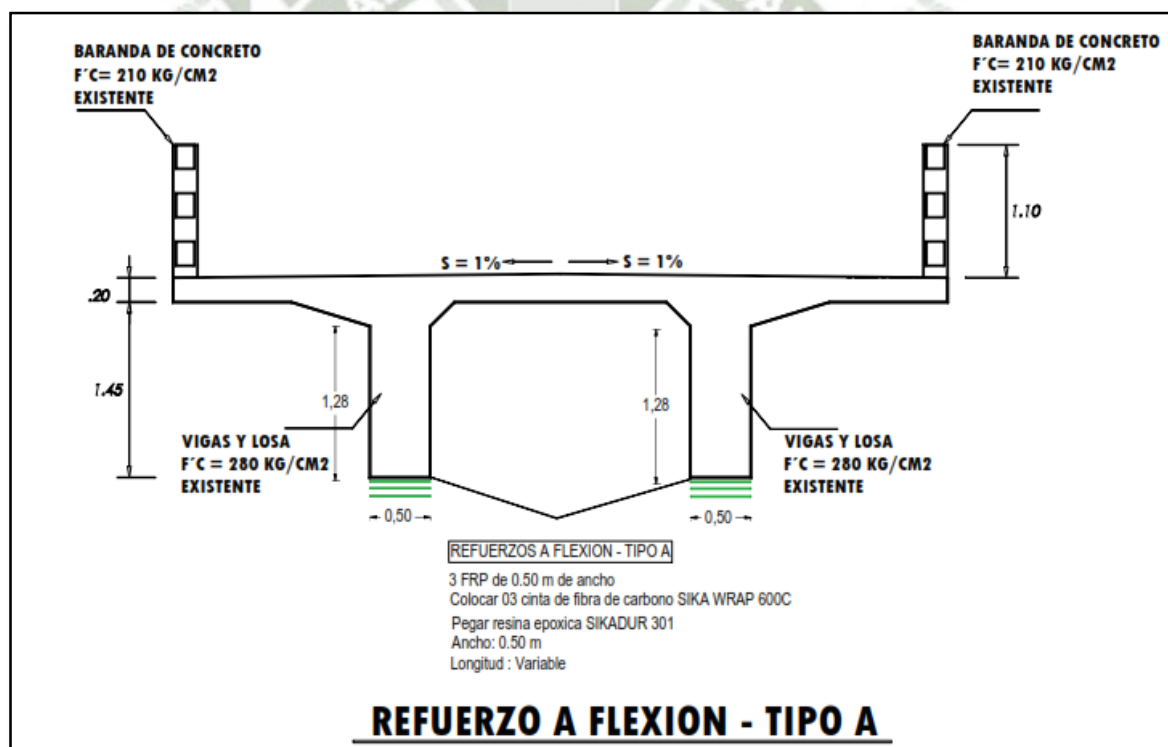
### COSTOS Y PRESUPUESTO.

#### 7.1 INTRODUCCION.-

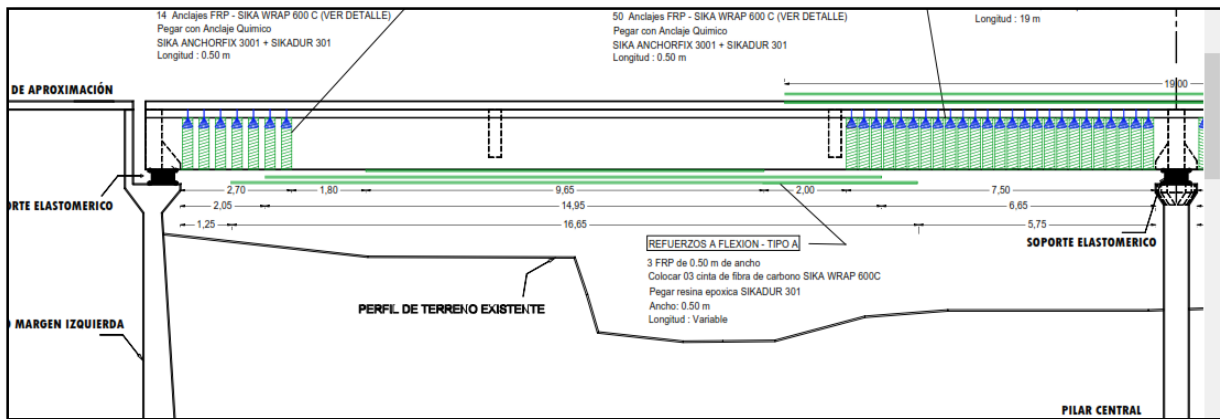
En el presente capítulo se determinará el costo de la reparación estructural, para tal fin iniciaremos con el metrado de cada una de las partidas indicadas, en el proceso de reforzamiento, seguidamente se realizará el presupuesto. Se ha empleado el programa de cómputo Excel como herramienta de ayuda para la elaboración del presupuesto.

#### 7.2 METRADOS.-

##### 7.2.1 REFORZAMIENTO POR FLEXIÓN PARA MOMENTO POSITIVO.-



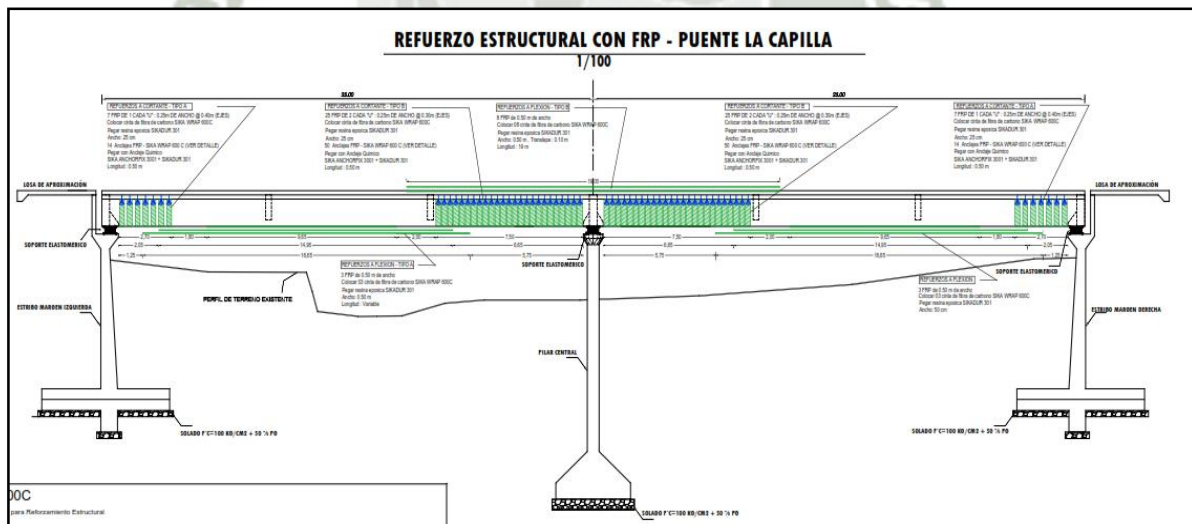
*Figura 7.1 Detalle de reforzamiento tipo A para vigas principales.*



**Figura 7.2 Corte de detalle de reforzamiento tipo A.**

- Reforzamiento tipo A, Capa 1 Longitud 16.65 para cada viga.
- Reforzamiento tipo A, capa 2 longitud 14.95 para cada viga.
- Reforzamiento tipo A, capa 3 longitud 9.65 para cada viga.

Este reforzamiento se da en las vigas longitudinales en el primer y segundo tramo.

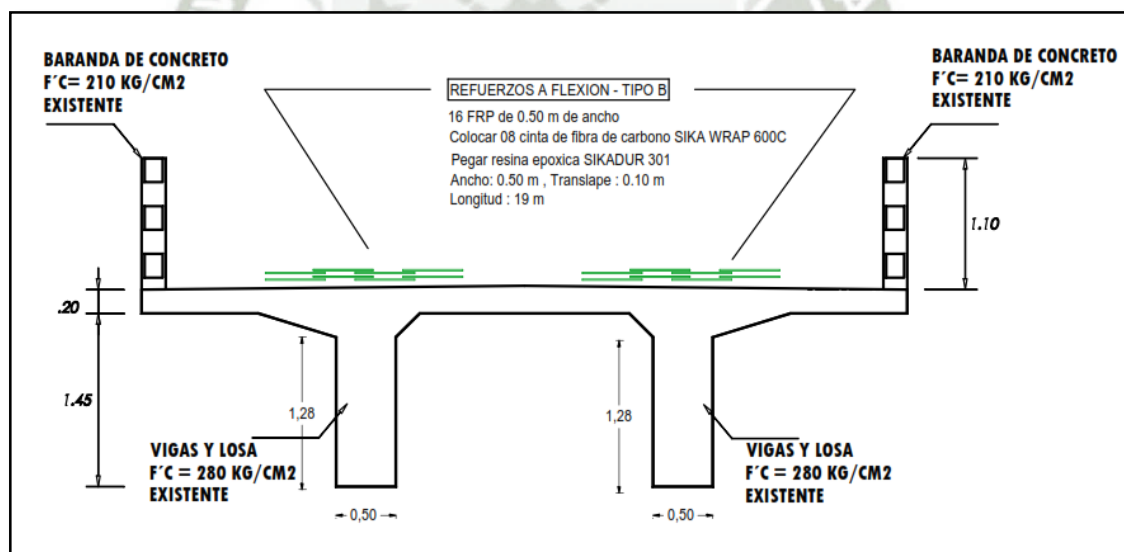


**Figura 7.3 Elevación del reforzamiento del puente La Capilla.**

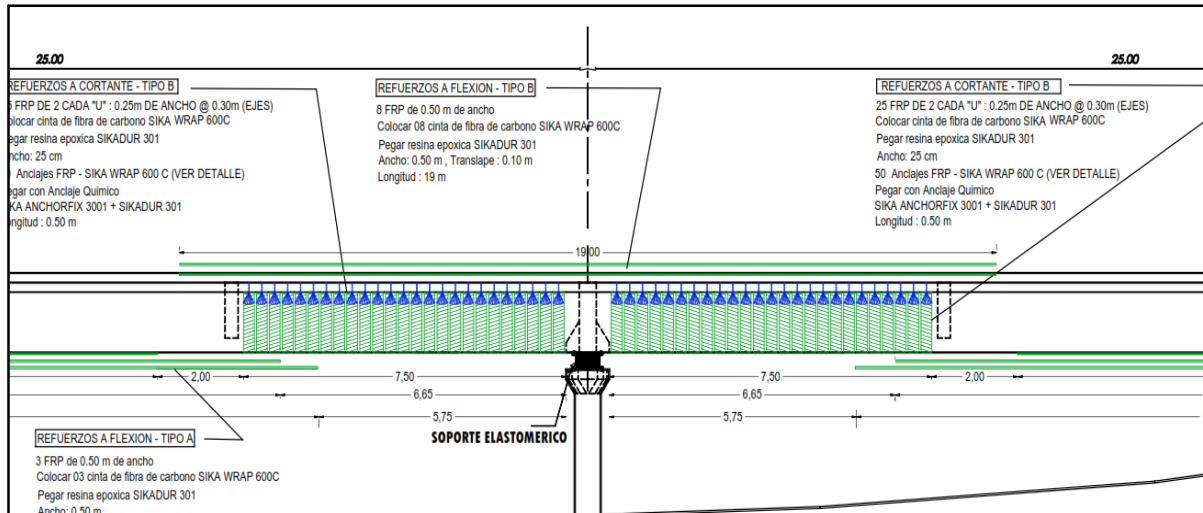
Cálculo del reforzamiento por flexión para el momento positivo.

MOMENTO POSITIVO				
Descripcion	Cantidad	Longitud	Ancho	Metrado
<b>REFORZAMIENTO POR FLEXION</b>				
TIPO A Refuerzo 1	4	16.65	0.5	33.3
TIPO A Refuerzo 2	4	14.95	0.5	29.9
TIPO A Refuerzo 3	4	9.65	0.5	19.3
<b>TOTAL (m2)</b>				<b>82.5</b>

### 7.2.2 REFORZAMIENTO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO.-



*Figura 7.4 Detalle de reforzamiento tipo B para vigas principales.*



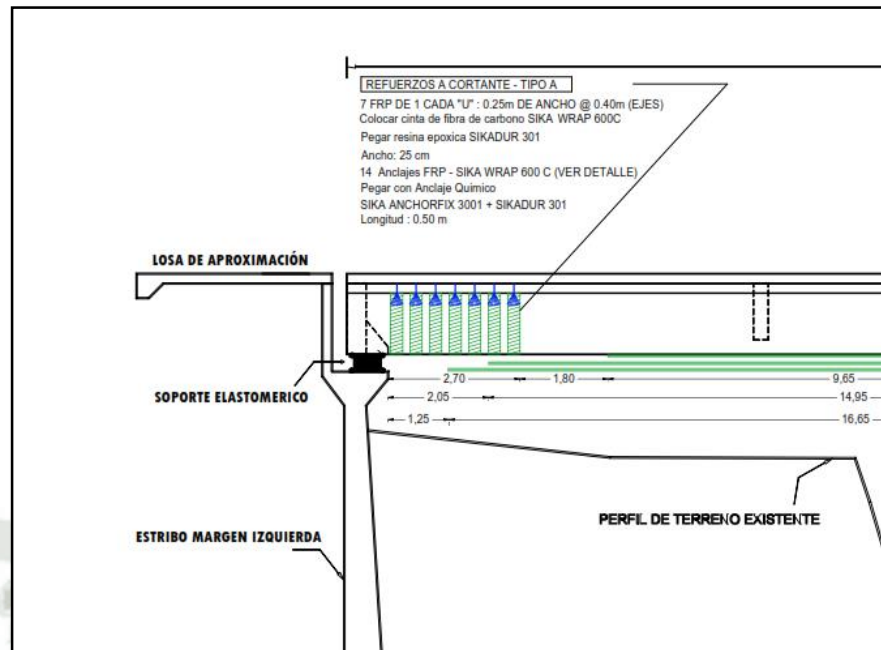
**Figura 7.5 Corte de detalle de reforzamiento tipo B.**

- Reforzamiento tipo B, 8 capas para cada viga longitudinal (en total existen 2), de 19m de longitud como se muestra en la figura 7.5

MOMENTO NEGATIVO				
Descripción	Cantidad	Longitud	Ancho	Metrado
<b>REFORZAMIENTO POR FLEXION</b>				
<b>TIPO B</b>	16	19	0.5	<b>152 m2</b>

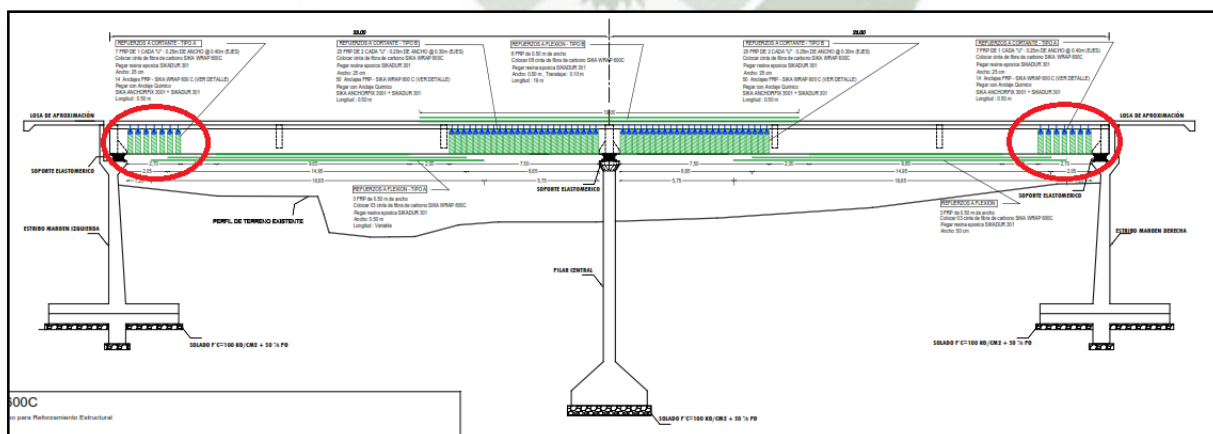
### 7.2.3 REFORZAMIENTO POR CORTE.-

Se reforzara en los apoyos del estribo, con nombre reforzamiento tipo A.



**Figura 7.6 Corte de detalle de reforzamiento tipo A.**

El cual consta 14 unidades de anclajes hechos de fibra de carbono y 7 unidades de fibra en forma de U la cual envuelve las vigas longitudinales como la figura 7.6. Este procedimiento se repite en cada extremo del puente para las vigas principales.



**Figura 7.7 Reforzamiento por corten en los apoyos de estribos.**

REFORZAMIENTO POR CORTE EN ESTRIBOS.				
TIPO A	28	3.06	0.25	21.42
ANCLAJES	56	0.5	0.25	7
<b>TOTAL (M2)</b>				<b>28.42</b>

Se reforzara en el apoyo del pilar, con nombre reforzamiento tipo B.

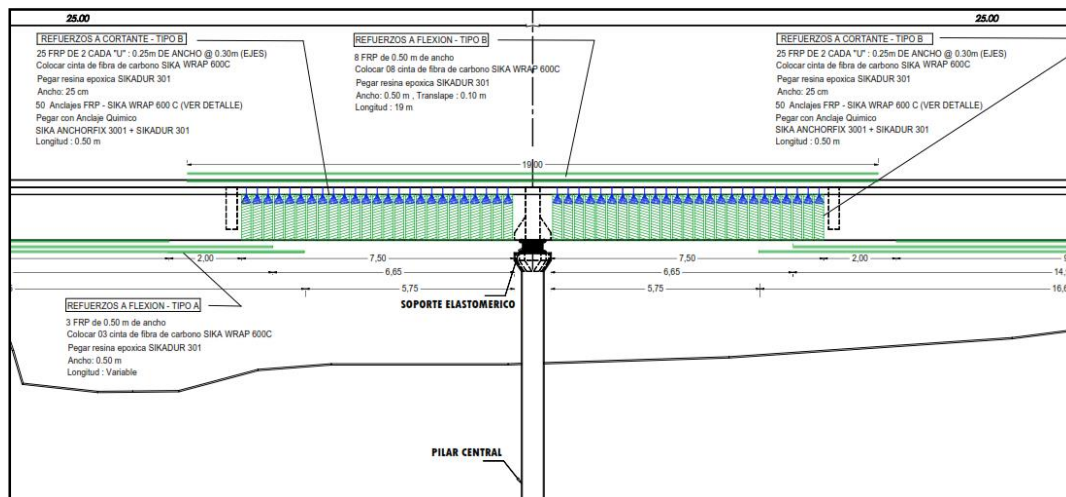


Figura 7.8 Reforzamiento por corte en el pilar.

El cual consta 50 unidades de anclajes, hechos de fibra de carbono y 25 unidades de fibra en forma de U, la cual envuelve las vigas longitudinales. Este procedimiento se repite en las vigas principales, partiendo del pilar como se aprecia en la figura 7.8

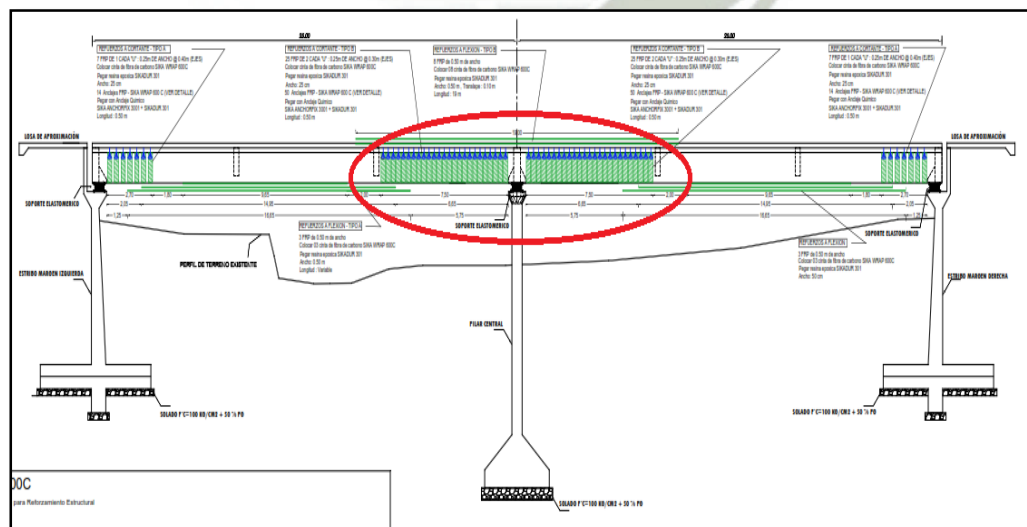


Figura 7.9 Detalle de reforzamiento por corte en pilar.

REFORZAMIENTO POR CORTE SOBRE PILAR				
TIPO B	200	3.06	0.25	153
ANCLAJES QUIMICOS				
ANCLAJES	200	0.5	0.25	25
TOTAL (M2)				178

#### 7.2.4 RESUMEN DE METRADO.-

METRADO FINA DE FIBRA DE CARBONO.				
Descripción	Cantidad	Longitud	Ancho	Metrado
REFORZAMIENTO POR FLEXION				
TIPO A Refuerzo 1	4	16.65	0.5	33.3
TIPO A Refuerzo 2	4	14.95	0.5	29.9
TIPO A Refuerzo 3	4	9.65	0.5	19.3
TIPO B	16	19	0.5	152
REFORZAMIENTO POR CORTE				
TIPO A	28	3.06	0.25	21.42
TIPO B	200	3.06	0.25	153
ANCLAJES QUIMICOS				
ANCLAJES	256	0.5	0.25	32
<b>Cantidad de Metrado</b>				440.92
<b>Desperdicio 10%</b>				44.092
<b>Cantidad de Metrado Total (M2)</b>				<b>485.012</b>

### 7.3 PRESUPUESTO.-

**PRESUPUESTO A TODO COSTO**  
**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIGAS**

**Atencion**

**Obra:** PUENTE LA CAPILLA  
**Solicita** REGION DE MOQUEGUA  
**Ubicación** MOQUEGUA  
**Fecha:** 11 11 2017

ITEM	ESPECIFICACION	UND.	METRADO	P.U.	SUB TOTAL
<b>1.00 OBRAS PRELIMINARES</b>					
1.01	Movilización de equipos y herramientas	Glb.	1.00	S/. 3,000.00	S/. 3,000.00
1.02	Seguridad de Obra e implementos de seguridad	Glb.	1.00	S/. 1,500.00	S/. 1,500.00
<b>2.00 REFORZAMIENTO CON FIBRA DE CARBONO</b>					
2.01	Resane de fisuras con mortero de alta resistencia	Glb	129.11	S/. 15.00	S/. 1,936.62
2.02	Pulido de superficie	m2	215.18	S/. 20.00	S/. 4,303.60
2.03	Habilitación de andamios normalizados 2 cuerpos	m2	150.00	S/. 80.00	S/. 12,000.00
2.03	Aplicación de Sikadur 301 , Fibra de Carbono y Anclajes	m2	485.00	S/. 600.00	S/. 291,000.00
				COSTO DIRECTO	S/. 313,740.22
				GASTOS GENERALES Y UTILIDAD (12%)	S/. 37,648.83
				<b>TOTAL</b>	<b>S/. 351,389.05</b>

**CONCLUSIONES. -**

1. El análisis de las fisuras presentadas en las vigas del puente, son de tipo de falla por flexión y corte. Donde ancho de la fisura son del orden de 0.2mm a 0.4mm clasificándolo estas fisuras con repercusiones estructurales de importancia.
2. Después de realizar el estudio patológico en el puente la Capilla, se concluye que el daño estructural es en la superestructura, ocasionado por errores de análisis y diseño, según se pudo verificar con los cálculos realizados y al comparar con la memoria cálculo y planos del expediente técnico del proyecto.
3. El tipo de fisuras no corresponden a asentamientos diferenciaciones, esto se pudo verificar al constatar que los esfuerzos transmitidos a nivel de fundación en el estribo y pilar central son de 0.4kg/cm<sup>2</sup> y 0.92kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente comparado con la capacidad portante admisible (3.45kg/cm<sup>2</sup>) son muy inferiores. Se verifico el pre dimensionamiento de la subestructura cumplen los parámetros de diseño.
4. Se pudo verificar que el reforzamiento a flexión y corte con fibra de carbono FRP, es una alternativa muy eficiente y fácil de instalar, resultando económica en comparación de otras alternativas de reforzamiento, como es el caso de reforzamiento con planchas de acero, ensanchamiento de la sección en concreto armado, con mayor costo de 2 a 3 veces y tiempo en ejecución.
5. El costo de reforzamiento asciende a S/. 351,389.05
6. De acuerdo al análisis estructural el índice de demanda para momento positivos en las vigas principales indica que falta un 25% del momento

resistente ( $M_u = 572.25 \text{ T/m}$ ,  $M_{ur} = 457.13 \text{ T/m}$ ). El índice de demanda para momentos negativos en el pilar central en las vigas principales indica que falta un 57% del momento resistente ( $M_u = 847.88 \text{ T/m}$ ,  $M_{ur} = 537.96 \text{ T/m}$ ).

7. En el caso de cortante en apoyo de los estribos se verificó que el índice de demanda para vigas principales indica un cortante faltante de 44.8% ( $V_u = 128.12 \text{ T}$ ,  $V_{ur} = 88.48 \text{ T}$ ). En el pilar se verificó que el índice de demanda para vigas principales indica un cortante faltante de 100% ( $V_u = 178.99 \text{ T}$ ,  $V_{ur} = 87.54 \text{ T}$ ).



## RECOMENDACIONES. -

1. Se debe tener mucho cuidado en utilizar programas de análisis y diseño estructural, estos siempre deberán ser verificados con cálculos simplificados por el ingeniero responsable.
2. Incentivar a los ingenieros estructurales, a especializarse en el estudio patológico de estructuras, que permita contar con profesionales que puedan estar evaluando constantemente obras de ingeniería de importancia y de gran inversión, en forma periódica. En el caso de puentes, en otros países desarrollados estas estructuras están en constante evaluación y mantenimiento.
3. Es importante que las universidades investiguen, sobre alternativas de reforzamiento de estructuras, especialmente en la utilización de la fibra de carbono FRP, tecnología que se está usando en otros países con gran éxito.
4. Se recomienda antes de utilizar la fibra de carbono, verificar sus propiedades físicas y mecánicas según las fichas técnicas para poder realizar el diseño de reforzamiento de los diferentes elementos estructurales.
5. Es importante que el reforzamiento realizado con fibra de carbono sea realizado por personal calificado y que cuenten con certificación.
6. Para que el reforzamiento con fibra de carbono cumpla con lo propuesto en el diseño debe verificarse la resistencia del concreto además deberá de realizarse la prueba de adherencia.
7. Nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones, ya debe de incorporar un artículo respecto a la utilización de la fibra de carbono, según nuestra realidad en base a la ACI – 440-2R-8.

8. Según el análisis y diseño del puente La Capilla, se pudo verificar que los cortantes en el apoyo del pilar tiene valores significativos, por lo que se recomienda en este tipo de puentes realizar un acartelamiento para aumentar la resistencia al corte.



## BIBLIOGRAFIA.

- HELENE PAULO, PEREIRA FERNANDA. Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto, Sao Paulo – 2007.
- RODRIGUEZ SERQUÉN Arturo. Puentes con AASHTO-LRFD 2007, Chiclayo Perú – 2011.
- RODRIGUEZ SERQUÉN Arturo, 7ma edición. Puentes con AASHTO-LRFD 2014, Perú – 2016.
- ALVARADO CALDERÓN Cesar, 2da edición. Análisis y Diseño de Puentes con CsiBridge Instituto de la Construcción y Gerencia, Perú – 2010
- SINGURI LENIZ MARCO ANTONIO, PORTILLO MARCELO, 4ta edición. Texto para Análisis y Diseño de Superestructura de Puentes de Hormigón Armado, Potosí Bolivia – 2016.
- VALLECILLA B. Carlos Ramiro, 1ra edición. Manual de Puentes de Concreto Reforzado, Bogotá Colombia – 2006.
- ALVARADO CALDERÓN Cesar, Curso de Actualización Professional Diseño Estructural de Puentes Según AASHTO-LRFD con Aplicación de Software CsiBridge. Instituto de la Construcción y Gerencia.
- ICG Instituto de la Construcción y Gerencia. Reglamento de Puentes, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú – 2002.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Puentes. Perú – 2016.
- HERRERA M. Jerónimo H, 2da Edición. Puentes, Universidad Católica de Colombia Facultad de Ingeniería Civil. Bogotá Colombia – 1996.
- BLANCO BLASCO Antonio. Estructuras y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Perú – 1999.
- R. PARK, T. PAULAY. Estructuras de Concreto Reforzado. México – 1995.
- GARCÍA ROSSELL César Aranis. Tomo I. Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado, Método AASHTO – LRFD. Peru – 2006

**“Universidad Católica de Santa María”**  
**Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y**  
**del Ambiente**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



**“EVALUACION Y REPARACION ESTRUCTURAL CON FIBRA  
DE CARBONO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE LA  
CAPILLA - MOQUEGUA”**

**TOMO II**

**Tesis presentada por la bachiller:  
Calla Deza Leslie Noemí**

**Para optar Título Profesional de:  
Ingeniera Civil**

**Asesor:  
Ing. Rosas Espinoza Jorge**

**Arequipa – Perú  
2017**



**ANEXO 1: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA,  
MEMORIA, PLANOS ORIGINALES DEL PROYECTO LA  
CAPILLA.**



## CAPÍTULO III

# MEMORIA DESCRIPTIVA CONSTRUCCION PUENTE LA CAPILLA COMPONENTE (03)

### 3.1 GENERALIDADES

#### Código SNIP

Declaración de Viabilidad a nivel de Pre inversión con registro SNIP 72810

#### Nombre del Proyecto

“MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA VECINAL MO- 503, TRAMO PUQUINA - LA CAPILLA -LD AREQUIPA, PROVINCIA GENERAL SÁNCHEZ CERRO, REGIÓN MOQUEGUA”

#### Nombre de Componente de Proyecto

Función : 015  
Programa : 033  
Sub Programa : 0065  
Proyecto : 2088690  
Componente : 2002794

#### **Componente 03:**

Construcción del Puente La Capilla, carrozable de concreto armado, con luz hidráulica de 50 m, la estructura consta de dos tramos con pilar central, se considera además obras de protección como defensas ribereñas de enrocado.

#### Costos y Presupuestos

##### Componente (3)

Descripción	%	Presupuesto (S/.)
Construcción de Puente La Capilla		1,611,812.60
<b>Costo Directo</b>		<b>1,611,812.60</b>
Gastos Generales + Seguridad	11.00%	177,299.39
Gastos por Supervisión	3.00%	48,354.38
Gastos por Gestión Administrativa	3.00%	48,354.38
Gastos por Liquidación	2.00%	32,236.25
Gastos por Elaboración de Expediente	0.00%	0.00
<b>Costo Indirecto</b>		<b>306,244.40</b>
<b>Presupuesto Total</b>		<b>1,918,057.00</b>



**Fecha de Presupuesto**

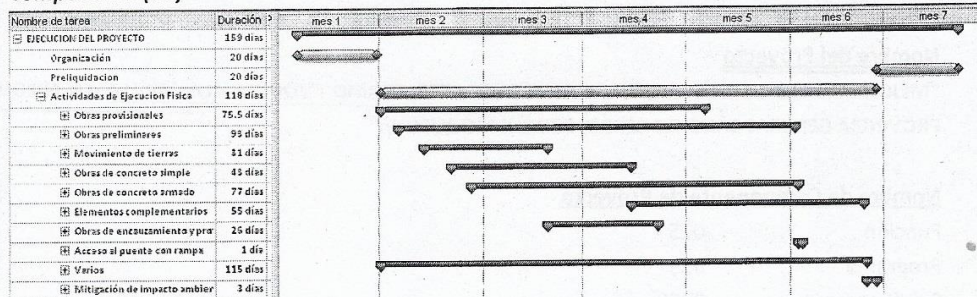
La fecha de la elaboración de costos y presupuestos es a Julio 2009.

**Plazo de Ejecución**

El plazo para la construcción del puente (componente 3), es de 07 meses, la ejecución es independiente con los demás componentes.

Dentro del plazo indicado se consideran dos meses libres al inicio y al final del plazo de ejecución, el primer mes es para organización del proyecto y el último mes para la elaboración de la pre liquidación del proyecto.

**Componente (03)**



**Modalidad de Ejecución**

La modalidad de ejecución es administración directa (AD), esta componente se ejecutara en forma independiente con los demás componentes.

**Supervisión de la Obra**

La supervisión en obra será de planta (AD), con inspectores asignados con resolución con capacidad técnica y administrativa.

**Metas Físicas**

**Componente 3: Construcción de Puente La Capilla, luz 50 m**

- el puente proyectado es carrozable de 01 carril, de concreto armado, tiene los siguientes elementos estructurales, en la sub estructura se consideran 02 estribos con 01 pilar central y la super estructura comprende 02 vigas principales, 07 vigas diafragma y una losa, como obras complementarias considera 02 barandas de concreto y 02 barandas tipo NEW JERSEY.

La filosofía de diseño plantea un moderno método de protección sísmica, consiste en aislamiento de base. El Aislamiento de Base tiene como característica disminuir la rigidez horizontal de la superestructura para así desacoplar la transmisibilidad de la energía que se transmite desde el suelo hacia la estructura, de esta manera la masa de la superestructura de



los puentes ya no forma parte de la masa inercial que tiene que soportar la subestructura por lo que los esfuerzos se reducen sustancialmente llegando a no ser necesario considerar la ductilidad (Reducción R) la cual es sinónimo de daño en la estructura.

- Se considera como obras de encauzamiento y protección defensas ribereñas de enrocado, en el margen izquierdo se considera enrocado de 20 m y en el margen derecho enrocado en 50 m.



### 3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

#### Ubicación

La Carretera Vecinal proyecto de mejoramiento vial en donde considera como componente (03), la construcción de 01 puente carrozable pertenece políticamente al departamento de Moquegua, Provincia General Sánchez Cerro y comprende los distritos de Puquina y La Capilla.

#### Accesibilidad Por Moquegua

Por la ruta nacional asfaltada PE-36A, Moquegua – Torata, (km. 35+000), desvío a la ruta nacional a nivel de trocha PE-34D, Torata – Omate – Puquina (km. 160+000), empalma al km. 00+000 del tramo 1 (Puquina – La Capilla).

#### Accesibilidad Por Arequipa

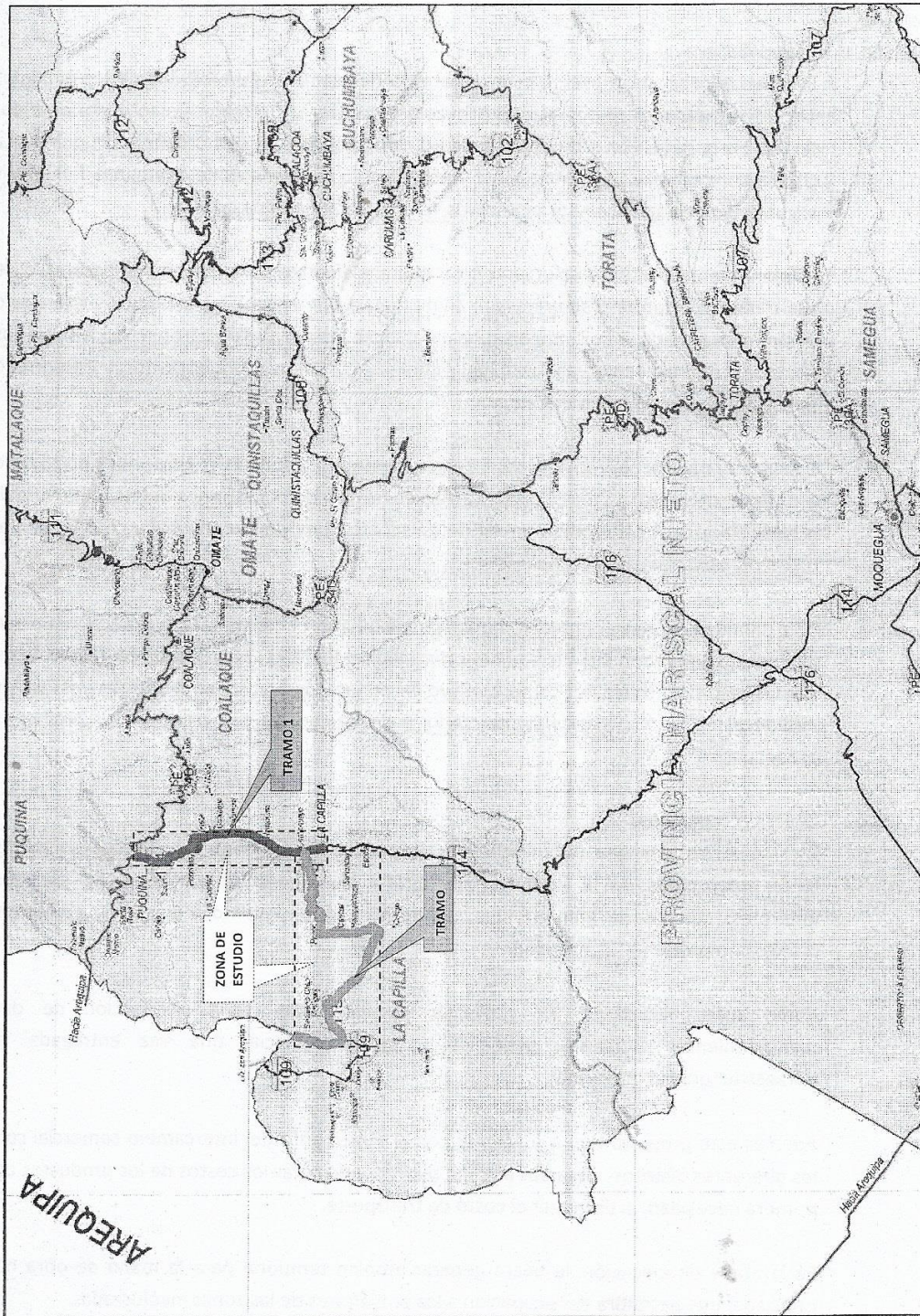
Por la ruta nacional a nivel de trocha carrozable PE-34D, Arequipa – Mollebaya – Pocsi – Talamolle – Puquina (km. 55+000), empalma al km. 00+000 del tramo 1 (Puquina – La Capilla). La otra ruta es por la vía departamental asfaltada AR-114, Arequipa – Yarabamba – Chapi (km 55+000), empalma al Km. 37+420 del tramo 2 (La Capilla – LD. Arequipa, Chapi).

#### Descripcion de la Zona de Estudio

La zona de estudio se encuentra, en la unidad geográfica sierra de la región Moquegua, con altitudes variables, 3080 m.s.n.m en Puquina, 1810 m.s.n.m en La Capilla, 2230 m.s.n.m en LD. Arequipa (Chapi) y 2680 m.s.n.m altura máxima alcanzada en dos zonas del tramo 2.

De la descripción de altitudes, se observa que el camino vecinal compuesta por dos tramos se desplaza con altitudes menores a 3080 m.s.n.m (Puquina); el cual nos indica que no se encuentra en la cuenca húmeda de la región Moquegua, cuya precipitación pluvial es menor a 280 mm; la temperatura media varía de 5 – 18° C.

Gerencia Regional de Infraestructura  
Sub Gerencia de Estudios



Estudio Definitivo "Mejoramiento de la Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD. Arequipa"



### 3.3. OBJETIVOS

#### 3.3.1 Objetivo General

El objetivo general del proyecto es mejorar la deficiente transitabilidad de los poblados hacia los mercados regionales. El proyecto debe lograr un mejoramiento vial para dar facilidad a la población y producción de los centros poblados de los distritos Puquina y La Capilla a los mercados de Moquegua y Arequipa en condiciones de continuidad, fluidez y seguridad, reduciendo costos operativos vehiculares y tiempos de viaje.

El Mejoramiento vial no solo servirá de manera efectiva para permitir el desarrollo de otras obras de infraestructura social como canales de riego y otros accesos viales sino básicamente es un medio importante para sacar los productos agropecuarios hacia los mercados regionales como es Arequipa. Además contribuye a la integración y desarrollo de los pueblos andinos de Moquegua.

Ejecutada el mejoramiento vial será de gran beneficio a futuras generaciones no solo de los pueblos del distrito de Puquina, La Capilla, sino a las poblaciones del nivel provincial, regional, nacional y atraerá la presencia de turistas, que dejen divisas y contribuirán al progreso y desarrollo de las poblaciones.

En términos generales el proyecto busca contribuir con el desarrollo socio económico de la Población de la zona involucrada directa o indirectamente, identificado en el estudio de pre inversión del proyecto. Como objetivo central es Mejorar la transitabilidad vial de los pobladores de la zona hacia los mercados Regionales para comercializar sus productos agropecuarios.

#### 3.3.2 Objetivo Específicos

Estos objetivos son base de los objetivos generales, básicamente comprende las metas físicas proyectadas en la ingeniería de detalle que fueron descritas en los párrafos anteriores; además de generar una cultura de mantenimiento a cargo de gobiernos locales para preservar la inversión.

Como sostenibilidad de los gobiernos locales están en la obligación de dar mantenimientos rutinarios, periódico u de emergencia, una vez entregada la infraestructura vial mejorada.

Además este proyecto busca contribuir con el incremento del intercambio comercial con los diferentes distritos inmersos a la vía, permitiendo bajar los costos de los productos de primera necesidad, al disminuir el costo de transporte.

En la etapa de ejecución se busca generar empleo temporal para la mano de obra no calificada, que permitirá dar ocupación a los pobladores de las zonas involucradas.



Para dar cumplimiento con el objetivo central se han identificado las siguientes actividades del proyecto:

Componente (1), (2)	Componente (3)
Obras Provisionales	Obras Provisionales
Obras Preliminares	Obras Preliminares
Movimiento de Tierras	Obras de Concreto Simple
Superficie de Rodadura	Obras de Concreto Armado
Transportes	Elementos Complementarios
Obras de Arte y Drenaje	Obras de Encausamiento y Protección
Señalización	Acceso al Puente
Protección Ambiental	Varios
Plan de Seguridad y Salud Ambiental	Mitigación de Impacto Ambiental

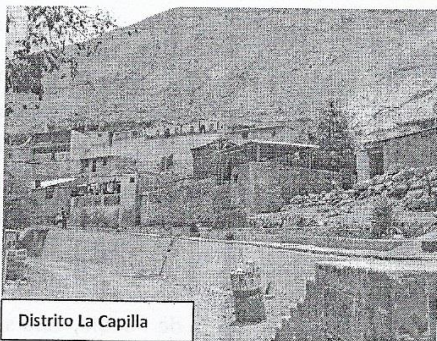
### 3.4 POBLACIÓN BENEFICIADA

En el área de influencia del Proyecto se encuentra el distrito de La Capilla con sus respectivos Centros Poblados y Anexos.

Es decir, los que están involucrados directamente es la capital del distrito La Capilla y los Anexos de Coalaque, Sojamure, Caimán, Hembruna, Torca, Talahuayo, asimismo se tiene el Centro Poblado de Yalaque, con su capital Carrizal y los Anexos de Pampa Blanca, Calepa, Mormolle, Cambaya, Callabusi como los más involucrados en el presente estudio.

Los principales beneficiarios directos son los pobladores de los Centros Poblados y Anexos que involucra la carretera en estudio

En el distrito de La Capilla, luego los Anexos de Vinomore y Sahuanay, asimismo se tiene al Centro Poblado de Yalaque con su capital El Carrizal y los Anexos de Pampa Blanca, Pecón, Calepa, Mormolle, Cambaya, Callabusi.



Distrito La Capilla



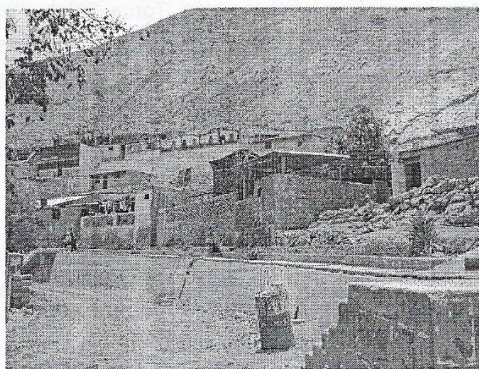
Aquí debemos de mencionar que uno de los distritos que se beneficiaría directamente es el Distrito de La Capilla y el centro poblado denominado Yalaque que se encuentra en el distrito de La Capilla, pues al final del tramo de La Capilla – Yalaque – Chapi existe una carretera que los une con la región Arequipa (Arequipa – Santuario de Chapi) y sus productos de comercialización podrán salir a los mercados regionales identificados en el estudio.

Actualmente existe el transporte (Microbús de pasajeros) interregional (Arequipa – Yalaque), llegando ocasionalmente hasta la capital La Capilla. Cabe destacar además que la vía Arequipa – santuario de Chapi está completamente asfaltada.

La población beneficiaria directa es de 4739 habitantes (Año 2005), proyectando al año 2008 se tiene como población beneficiada a 5,218 pobladores, según fuentes de estudio de pre inversión (identificación pág. 38).

#### 3.4.1 Principales Beneficiarios

- Distrito La Capilla



La Capilla, fue creado por la ley 9617 dada por el Congreso de la República el día 29 y fue promulgada por el ejecutivo al día siguiente 30 de Setiembre del Año 1942. Su inauguración tuvo lugar el 20 de Marzo de 1943 naciendo en esta forma a la vida política del país el nuevo distrito de La Capilla, en la Provincia General Sánchez Cerro, departamento de Moquegua, anhelo que se cristalizó después de varios años de constantes gestiones ante los distintos poderes estatales.

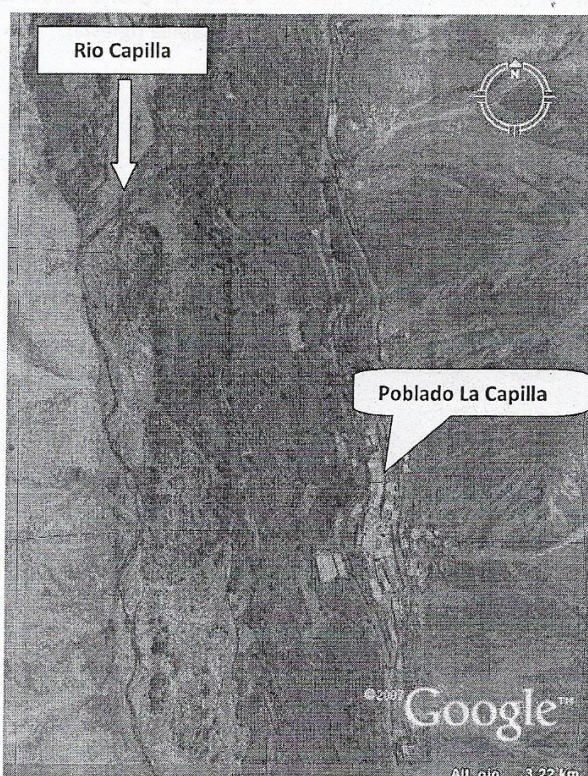
La Capital del distrito, La Capilla, con la categoría de Pueblo, está situada en las faldas y parte baja del cerro tutela denominado Yale a 1800 m.s.n.m. El distrito tiene una extensión de 776,04 Km<sup>2</sup> y una densidad poblacional de 2,04 hab./Km<sup>2</sup>, se encuentra al norte de la provincia Mariscal Nieto y al sur de la capital de la provincia General Sánchez Cerro, Omate.



Gerencia Regional de Infraestructura  
Sub Gerencia de Estudios

El distrito está conformado por su capital La Capilla y los anexos de Coalaque, Sojamure, Caimán, Hembruna, Torca, Talahuayo, Challahuayo, Vinamore, Sahuanay, Seche – La Libertad. Y el Centro Poblado de Yalaque según Ley 9617, con su capital El Carrizal y los anexos de Pecón, Pampa Blanca, Calepa, Moromolle.

Sus límites son: por el Norte con Puquina, por el Sur con el Río Tambo – Cocachacra (Arequipa), por el Este con Coalaque – Moquegua y por el Oeste con Polobaya (Arequipa). El clima en La Capilla es seco (templado cálido). Su ubicación geográfica es: Latitud Sur 16°45'21", Latitud Oeste 71°10'53".



En este pueblo de La Capilla se encuentra el local de la Municipalidad distrital de La Capilla, a un costado de la plaza de armas y de la iglesia que se encuentra en reconstrucción. A la entrada de este pueblo se encuentra el puesto de salud de La Capilla que pertenece a la Microred de Omate. La atención del referido puesto de salud es de lunes a domingo de 8 a.m. a 2 p.m., para cuyo servicio se cuenta con una enfermera y un técnico.

En Educación, se tiene a la Institución Educativa La Capilla, que se encuentra unificado en los niveles de Inicial con 8 alumnos, Primaria y Secundaria con 35

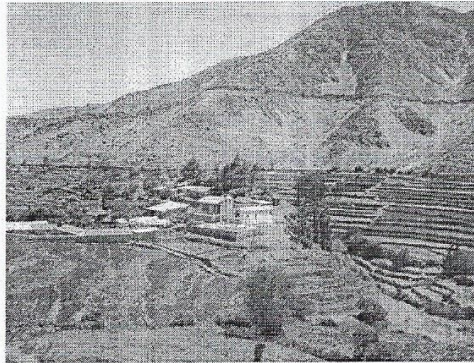


alumnos, contando para ello con el servicio de 16 profesores para todos los niveles. La población cuenta con los servicios de agua y energía eléctrica en forma permanente.

Las actividades económicas principales: agricultura, ganadería, pesca de camarón, minería. Los suelos bajo riego en actividades agropecuarias en La Capilla alcanzan a 464 Hectáreas. Los suelos destinados a irrigaciones, en La Capilla son 220 Has., los cuales servirán para la ampliación de la frontera agrícola.

Atractivos turísticos de La Capilla: Santuario del Señor de la Caridad; molinos de trigo con una antigüedad en promedio de 80 años. Andenerías (hornos rústicos) – Bodegas de sillas – se dice que fue la casa de Chalcotúpac: cacique de finales del Virreinato quien asistía a las misas de La Capilla (Iglesia).

- Anexo de Coalaque



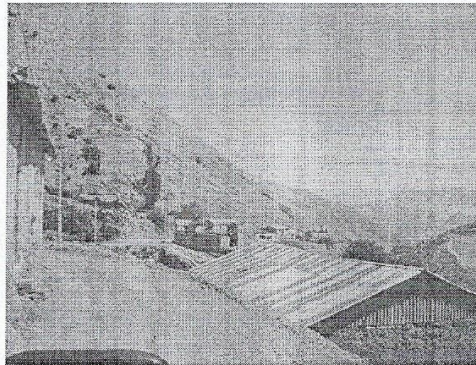
Ubicado en el distrito de La Capilla, a 500 m. del puente Kalamayo el cual es el límite distrital que separa La Capilla con Puquina. Se encuentra a 11,60 Km de la Villa de Puquina y a 11 Km del pueblo de La Capilla.

En el sector salud, tienen que acudir al puesto de salud de La Capilla, para cualquier atención. En Educación existe un colegio de nivel primario con 2 profesores. La población se dedica a la agricultura y a la ganadería para producción lechera, para el acopio de la empresa Gloria S.A. Tienen agua domiciliaria permanente, de igual forma energía eléctrica, pero no cuentan con servicio de desagüe.

En cuanto al servicio de transporte existe servicio diario a las 2 a.m. y 6 a.m. y 4 p.m. los días viernes.



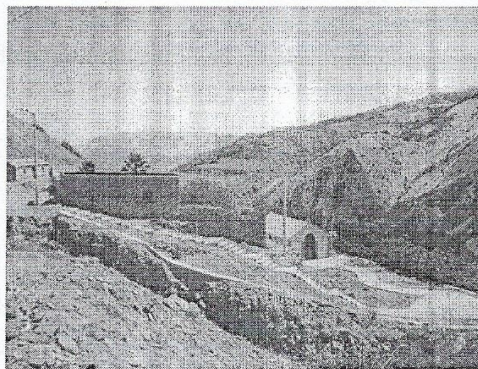
- Anexo de Sojamure



Está ubicado en el distrito de La Capilla, a 12 Km de la villa de Púquina y a 10 Km del pueblo de La Capilla. No cuentan con instituciones educativas ni servicios de salud, tienen que ir al puesto de salud de La Capilla.

Tienen servicios de energía eléctrica y agua en forma permanente y no tienen servicio de desagüe. La población es netamente agrícola. Existe una pequeña capilla que generalmente está cerrada. Existen aproximadamente 24 casas de material de adobe con piedra.

- Anexo de Caymán



Es un poblado muy pequeño, ubicado en el distrito de La Capilla, a 14,30 Km de la villa de Puquina y a 8 Km del pueblo de La Capilla.

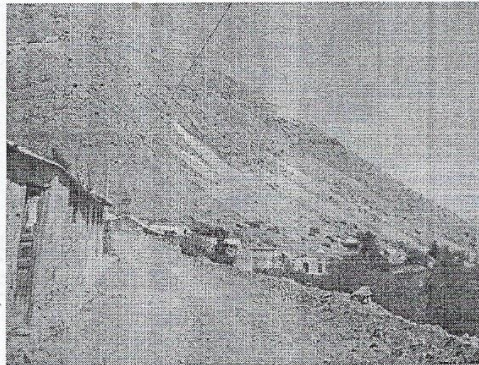
Tiene servicios permanentes de electricidad y agua, pero no cuentan con desagüe. En todo el anexo existen aproximadamente 20 casas construidas de material rústico, tienen una capilla que sólo abren en fiestas.



En educación, los niños tienen que trasladarse hasta el anexo de Hembruna para estudiar. Para atención de salud tienen que trasladarse hasta el puesto de salud de La Capilla.

La población se dedica a la agricultura y ganadería lechera.

- Anexo de Hembruna



Poblado ubicado en el distrito de La Capilla, a 16 Km de la villa de Puquina y a 6 Km del pueblo de La Capilla.

Tienen servicios de energía eléctrica, agua a domicilio pero no cuentan con servicio de desagüe. Existe una iglesia cuya estructura está deteriorada, construida el año 1959, y sólo lo abren en fiestas que se realizan en este anexo.

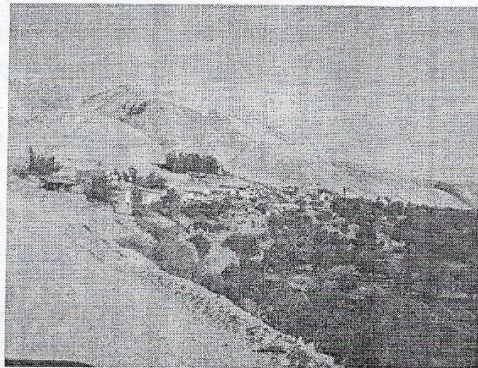
Para fines recreativos existe una losa deportiva de usos múltiples. Y la plazoleta está en estado de abandono.

En educación, se cuenta con una institución educativa de nivel primaria I.E. 43062, con 6 aulas, en el que estudian 9 niños. Según los pobladores habitan 42 personas en este anexo. No existen servicios de salud.

La población se dedica a la agricultura y ganadería lechera para el acopio de la empresa Gloria S.A. Las construcciones de las casas son de material rústico, de piedra y barro.



- **Centro Poblado de Yalaque (Carrizal)**

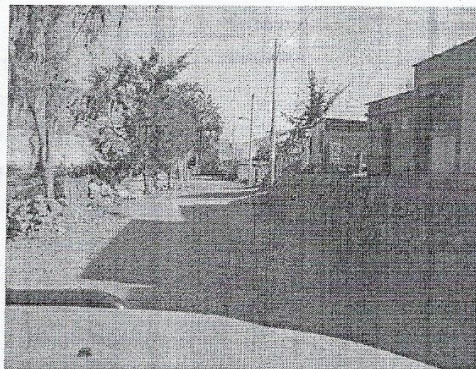


Yalaque es un Centro Poblado Menor del distrito La Capilla, creado por Resolución de Alcaldía N° 001-91-MPGSC del año 1991 de la Municipalidad Provincial General Sánchez Cerro – Omate, con la opinión favorable de la comisión respectiva conformada por los señores Regidores: Prof. Edgar A. Tapia Alarcón, Prof. Henry Pamo Manrique y Lic. Roy Navarro.

El Centro Poblado de Yalaque, tiene su capital Carrizal y además cuenta con anexos de Pecón, Pampa Blanca, Calepa (2443 m.s.n.m.), Moromolle (2410 m.s.n.m.).

La población se dedica a la agricultura y ganadería. En la agricultura destacan los árboles frutales como la pera y los cítricos (lima y limón). Además destaca la producción de camarón, cuyes.

- **Anexo de Pampa Blanca**





En Carrizal se encuentra la Institución Educativa Técnico Agro-Carrizal, de nivel secundaria con 8 aulas. También hay una institución educativa de nivel primaria, y la I.E. Inicial N° 271 Carrizal con 3 aulas. Para la atención de salud, existe el Puesto de Salud de Yalaque, que cuenta con una enfermera y un técnico.

Para la recreación de la población existe una losa deportiva de usos múltiples. La Iglesia se encuentra cerrada y sólo se abre en las fiestas patronales que son: San Isidro, Las cruces del Señor del Perdón. En la plaza de Carrizal se encuentran tres campanas cuya construcción es del año 1952.

Entre los principales problemas identificados en Yalaque se tiene: escaso recurso hídrico, agricultores no capacitados, desorganización social, actitud individualista del poblador, poco interés del servicio educativo, servicio de salud deficiente, servicio de transporte interprovincial deficiente, servicio de comunicación deficiente (teléfono, televisión), vías de comunicación deficientes.

Entre las amenazas identificados se puede mencionar: Inestabilidad política, procesos migratorios, fenómenos naturales (frío, calor), presencia de plagas, pérdida de precio de los productos.

---

Entre los principales problemas identificados en Yalaque se tiene: escaso recurso hídrico, agricultores no capacitados, desorganización social, actitud individualista del poblador, poco interés del servicio educativo, servicio de salud deficiente, servicio de transporte interprovincial deficiente, servicio de comunicación deficiente (teléfono, televisión), vías de comunicación deficientes.

Entre las amenazas identificados se puede mencionar: Inestabilidad política, procesos migratorios, fenómenos naturales (frío, calor), presencia de plagas, pérdida de precio de los productos.

---

### 3.4.2 Características Culturales de la Población Involucrada

En estas zonas altas andinas se caracteriza por tener costumbres propias del lugar de origen el cual existe un intercambio cultural muy fuerte, pues ante el predominio de fiestas patronales y costumbristas de cada centro poblado de la zona la afluencia de pobladores es masiva, llegando a incrementar la población residente en un 50-100% dependiendo de la festividad. Cada centro poblado descrito anteriormente tiene sus propios días de festividad el cual concurren una gran cantidad de pobladores vecinos permitiendo la integración de los pobladores de la zona.



El nivel de instrucción de la población de la zona de influencia es de un 59% de primaria incompleta el 38% cuenta con instrucción de educación secundaria y el 3% tiene instrucción superior Técnica.

Generalmente las viviendas de los pobladores de la zona de influencia son de materiales de adobe y tienen los servicios básicos limitados en cambio las instituciones públicas que se encuentran en dichas zonas son de material Noble (concreto) como por ejemplo los colegios, puestos de salud, Municipios y otros. Estas instituciones cuentan con los servicios básicos como por ejemplo agua, luz, y servicio de telefonía.

El idioma común en la zona es el castellano practicando además como segunda lengua el quechua y el aymara.

### 3.4.3 Características Socio-económicas de la Población Involucrada

La región Moquegua tiene una estructura productiva basada en sectores primarios de la economía, especialmente en el sector agropecuario.

La actividad económica es uno de los ejes más importantes que relaciona el crecimiento económico y social para el bienestar de las personas.

Los pobladores de estas zonas se dedican exclusivamente a la actividad de sus antepasados es decir a la actividad agropecuaria. Estas actividades generan ingresos a los pobladores de la zona cuyo desarrollo socio económico se ve afectado o limitado en gran medida por la falta de vías de integración entre los mercados regionales y locales de la zona.

El ingreso económico familiar Per Cápita al 2005 de la zona de influencia del proyecto (Torata, Quinistaquillas, Omate, Coalaque, Puquina, La Capilla, Matalaque y Ubinas) es en promedio de S/. 420.06 nuevos soles (Fuente Informe sobre el Desarrollo Humano 2005).

## 3.5 CARACTERISTICAS CLIMATICAS

### 3.5.1 Clima

El clima de la zona es variada, dentro de los principales factores condicionantes esta la Corriente Peruana y la Cordillera de los Andes,

El distrito de Puquina es de clima templado y frígido en ciertas épocas del año, y se caracteriza por presentar una uniformidad promedio durante el año. El mes de máximo calor es en Febrero con temperaturas máximas de 25°C y el más frío en Agosto con 10°C de clima casi desértico y seco que se prolonga hasta la región andina, mientras que el distrito La Capilla ubicados a menor altura la temperatura ascienden hasta los 30°C.



### 3.5.2 Precipitación Pluvial

Varía desde escasos milímetros en la costa, hasta 105 mm en el mes de enero y 17.7 mm como promedio anual.

### 3.5.3 Humedad Relativa

Guarda estrecha relación con el régimen termo pluviométrico y la altura. En las partes medias como La Capilla la humedad intermedia varía entre 50 y 70%, mientras que en las partes altas en donde se ubica el distrito de Puquina tiene un promedio de evaporación anual de 1,838 mm.

### 3.5.4 Horas Sol

La luminosidad media mensual varía 8.5 a 10 horas/día por el sector de La Capilla y por Puquina, se observa que la luminosidad varía entre 6.8 a 8.9 horas/día. El promedio de horas sol anual en la Región Moquegua es de 8.7 horas/sol.



### 3.6 MARCO DE REFERENCIA

El presente proyecto se ha formulado, como resultado de una necesidad por parte de la población y de las autoridades correspondientes, ante la falta del mejoramiento de la vía el cual se encuentra a nivel de trocha carrozable y en mal estado de conservación donde se encarece los costos de transporte y deterioro de los productos que salen de la zona a causa del mal estado de la vía.

#### 3.6.1 Lineamientos de Política Regional

Los Gobiernos Regionales dentro del marco de las facultades que le otorga la Ley de Gobiernos Regionales N° 27867 y su modificatoria Ley N° 27902, art. 56, funciones en materia de transporte está facultado para:

- Coordinar con los gobiernos locales las acciones en materia de transporte de alcance regional.
- Formular, aprobar, ejecutar, evaluar, dirigir, controlar y administrar los planes y políticas en materia de transportes de la región de conformidad con las políticas, nacionales y los planes sectoriales.
- Planificar, administrar y ejecutar el desarrollo de la infraestructura vial regional, no comprendida en la Red Vial Nacional o Rural, debidamente priorizada dentro de los planes de desarrollo regional. Asimismo promover la inversión privada, nacional y extranjera en proyectos de infraestructura de transporte.
- Autorizar, supervisar, fiscalizar y controlar la prestación de servicios de transporte interprovincial dentro del ámbito regional en coordinación con los gobiernos locales.
- Regular, supervisar y controlar el proceso de otorgamiento de licencias de conducir, de acuerdo a la normatividad vigente.

#### 3.6.2 Lineamientos de Política Sectorial de Transportes

Que, la Ley Organización y Funciones del Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Ley N° 27791, establece que este Ministerio integra interna y externamente al país, para lograr un racional ordenamiento territorio vinculando las áreas de recursos, producción, mercados y centros poblados, a través de la formulación, aprobación, ejecución y supervisión de la infraestructura de transporte y comunicaciones y, a tal efecto, dicta norma de alcance nacional y supervisa su cumplimiento:

Que, el artículo 4° de la Ley N° 27791 y el artículo 5° del Reglamento de Organización y Funciones del Ministerio de Transporte y Comunicaciones establecen que sus funciones del Ministerio de Transporte y Comunicaciones, diseñar, normar y ejecutar la política de promoción y desarrollo en materia de Transporte y Comunicaciones.

Por tal razón, la Política Nacional del Sector Transporte se determina a través de lineamientos, entendidos como directrices o ejes conductores de la acción del Sector Transporte en el mediano y largo plazo, cuya aplicación permitirá la definición de prioridades y facilitara la toma de decisiones ante situaciones de múltiples demandas.



Asimismo, su establecimiento contribuirá con la política general del gobierno de construir un país más justo, equitativo, competitivo y descentralizado, con plena participación de todos sus ciudadanos, integrando nacional e internacional.

Los lineamientos de la Política Nacional del Sector Transporte que se establecen como orientaciones generales a seguir, son los siguientes:

1. Conservación prioritaria de la Infraestructura del Transporte en los
2. distintos modos y niveles de gobierno. Desarrollo ordenado de la
3. infraestructura de transporte.
4. Promoción del desarrollo, seguridad y calidad en los servicios de
5. transporte y de logística vinculados.
6. Promoción de la participación del sector privado en la provisión de
7. servicios e infraestructura de transporte.
8. Apoyo a la integración nacional e internacional.
9. Contribución a la consolidación del proceso de descentralización del país.
10. Fortalecimiento de la Gestión socio ambiental en el Sector Transporte.

#### **Objetivos del Sector Transportes**

- Priorizar efectiva conservación de la infraestructura de transporte en sus distintos modos para mantenerla en buen estado.
- Tercerizar el mantenimiento utilizando mecanismos acordes con las características de la infraestructura transporte.
- Desarrollar la infraestructura de transporte en concordancia con la dinámica de la demanda de los distintos sectores económicos, de las necesidades de la población y con el uso eficiente de los recursos.
- Promover la inversión en el desarrollo de la infraestructura de transporte, dentro de un marco jurídico de estabilidad y seguridad.
- Incrementar sustancialmente los niveles de seguridad de la infraestructura de transporte.
- Promover el desarrollo y optimización de los servicios vinculados a la infraestructura de transporte.

#### **3.6.3 Marco Institucional**

El Ministerio de Transporte es un órgano del Poder Ejecutivo, que se concibe como un sistema integrado por la infraestructura y los servicios que se prestan a través de ellas. Esto implica una visión integral que conecte los modos de transporte, la cual debe ser comprendida, compartida y desarrollada por el conjunto de actores, autoridades y operadores en los respectivos niveles de responsabilidad y competencia.

La integración de los diferentes modos debe considerar todos los procesos de actuación para lograr la eficiencia y eficacia del sistema: planificación, regulación, interconexión física y servicios de transporte.



El presente proyecto se encuentra enmarcado entre los lineamientos y objetivos del Gobierno Regional de Moquegua, ya que como responsable de diseñar políticas, estrategias, programas y proyectos que promuevan el desarrollo regional de manera concertada y participativa, conforme a la Ley de Bases de la Descentralización, a la Ley Orgánica de Gobiernos Regionales N° 27867 sus Modificatorias la Ley N° 27902 y 28968, el resultado de la ejecución del estudio incentiva y apoya actividades del sector privado nacional y extranjero, orientado a impulsar el desarrollo regional.

#### 3.6.4. Marco Legal

El estudio definitivo se ha elaborado bajo los parámetros con la que fue otorgada la viabilidad a nivel de pre inversión dentro del siguiente marco legal:

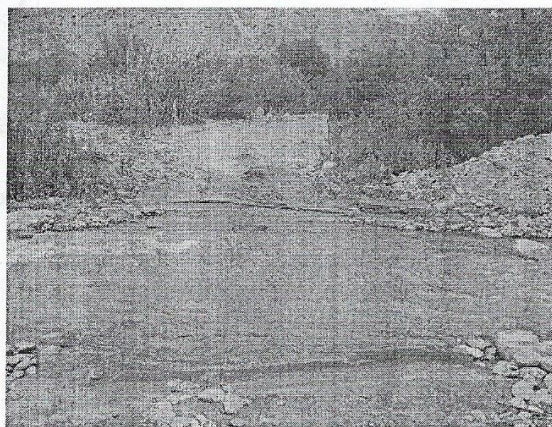
- Ley N° 27293 Ley del Sistema Nacional de Inversión Pública modificada por las leyes N° 28522 Y 28802.
- Directiva N° 009-2007-EF/68.1 Directiva General del Sistema Nacional de Inversión Pública.
- D.S N° 102-2007 EF, que aprueban el nuevo Reglamento del Sistema Nacional de Inversión Pública.



### 3.7 DIAGNOSTICO DE TRANSITABILIDAD

Teniendo una percepción de transitabilidad de una vía, es dar continuidad y fluidez en cualquier época o temporada del año a los usuarios de la vía.

El tramo 2 Puquina – LD. Arequipa, en el km. 0+650 cruza el río La Capilla con flujo constante de caudales considerables, que en épocas de lluvias es intransitable, aislando al centro poblado de Yalaque y sus anexos con la región Moquegua, por lo tanto genera que el transporte realice su circuito por otras vías alternas de mayor recorrido.



El proyecto como tercer componente plantea la construcción del punto La Capilla, carrozable de 01 carril de luz hidráulica de 50 m, considerando obras de encauzamiento y protección como defensas ribereñas de enrocado, debido a las características propias del cauce que requieren dichas obras.

Es importante mencionar que la intervención del proyecto con mejoramiento vial en el tramo 2 Puquina – LD. Arequipa, no tiene sustento si no se construye el puente en el río La Capilla, debido a que la transitabilidad sería restringido en épocas de lluvia, es por lo cual se justifica el proyecto construcción del puente La Capilla.

Esta carretera es una vía estratégica para los distritos de Puquina y La Capilla, pues son distritos que necesitan realizar sus actividades comerciales mediante la comercialización de sus productos Agrícolas y pecuarios de la zona hacia los Mercados Regionales, como son las ciudades de Moquegua y Arequipa, pues existe una creciente demanda de consumidores en dicha región.



Gerencia Regional de Infraestructura  
Sub Gerencia de Estudios

Es por eso que ante esta necesidad el Gobierno Regional de Moquegua ha elaborado el estudio definitivo, cumpliendo el marco legal para una inversión pública como corresponde.

En conclusión la Carretera Vecinal MO 503 (Puquina – La Capilla - LD Arequipa) que une a diversos Centros Poblados y Anexos de la zona, se encuentra con deficiente transitabilidad, que dificulta el flujo de vehículos y peatones, el cual lleva a altos costos operativos vehiculares perjudicando económicamente a los pobladores de la zona.

Además la falta de un puente en el Rio la Capilla hace inaccesible el paso a los mercados locales y regionales en épocas de lluvia y por ende se encarece los costos de transporte.



### 3.8 ESTUDIO BASICOS

#### 3.8.1 ESTUDIO HIDROLOGIO

Para calcular el caudal en el Puente La Capilla, se aplicará el modelo del Hidrograma Unitario apoyado en el entorno del Software HMS, el cual satisface a una amplia gama de tamaños de cuencas, y es aplicable a ríos que tienen cauces con redes de drenaje esencialmente dendríticos (como árbol), se usa el modo macro para cuencas grandes, generalmente mayor a 25 kilómetros cuadrados, con intervalos de tiempo que empiezan en 7.5 min. para cuencas más pequeñas por debajo de las 40 hectáreas., se utiliza el modo micro, con intervalos de tiempo tan bajos como 7.5 seg.

##### 3.8.1.1 Componentes Generales del Modelamiento de la Cuenca Capilla en HEC-HMS (vers. 3.2)

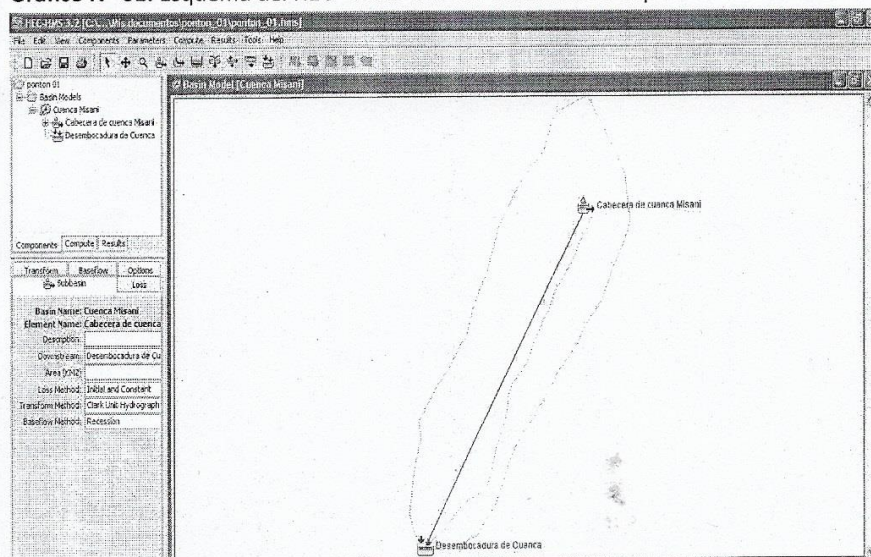
Estos componentes sirvieron para agrupar las diferentes partes, que en conjunto forman el modelo completo de la cuenca La Capilla. Los componentes analizados en este estudio son los siguientes:

##### a) Modelo de la cuenca (Basin Model)

El modelo representado para la cuenca La Capilla representaran la cuenca física, disgregandose subcuencas para un análisis más detallado. En este software se desarrollo las subcuencas agregando y conectando elementos hidrológicos. Los elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos que se producen en las cuencas.

En particular el análisis en las subcuencas mencionadas son modelos sencillos que constan de una sola cabecera de cuenca.

**Grafico N° 01:** Esquema del HEC - HMS v.3.2 de la cuenca La Capilla





3.8.1.2 Calculo de caudal para la cuenca la capilla

$t_R =$  Tiempo de duracion

$$\frac{t_R}{t_L} = \frac{2}{9}$$

$t_R =$  0.84 horas  
**Tiempo de Concentracion**

$t_C =$  Tiempo de Concentracion en horas

$$\frac{t_R}{t_C} = \frac{2}{15}$$

$t_C =$  6.27 horas  
**Tiempo Pico**

$t_P =$  Tiempo Pico en Horas

$$t_P = \frac{t_R}{2} + t_L$$

$t_P =$  4.18 horas  
**Caudal Pico**

$A =$  Area de la Cuenca en Km<sup>2</sup>

$Q_P =$  Caudal Pico en m<sup>3</sup>/s\*cm

$$Q_P = \frac{2.08 A}{t_P}$$

$A =$  379.25 km<sup>2</sup>

$Q_P =$  188.66 m<sup>3</sup>/s\*cm

**Precipitacion Efectiva**

$$P_E = \frac{\left[ P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

$P =$  5.7 cm

$P_E =$  1.193841779 cm

$P_E =$  1.19 cm  
**Caudal de Diseño**

$Q_D =$  Caudal de Diseño en m<sup>3</sup>/s

$Q_D =$  225.23 m<sup>3</sup>/s ≈ 230 m<sup>3</sup>/s

**b) Modelo Meteorológico (Meteorological Model)**

En este componente se han asociado registros de precipitación diaria máxima de 24 horas, intensidad de precipitación como resultado del procesamiento de los pluviogramas obtenidos de la estación de Characato. (para más detalle ver análisis pluviométrico en el ítem )

**c) Especificaciones de Control (Control Specification)**

En este componente se indica cuando debe empezar y terminar los cálculos, así como el incremento de tiempo (Time Interval) con el que se deben realizar los cálculos. Es decir, en este componente se indicaron los tiempos de simulación y Optimización.

Por ejemplo, en el modelo corrido para la cuenca La Capilla se ha indicado que ha llovido desde las 2 pm hasta las 6pm.

**d) Resultados del Modelamiento Hidrológico**

Grafico N° : 02 Histograma de precipitación e Hidrograma en la desembocadura de la cuenca La Capilla.

$t/t_p$	$Q/Q_p$	$t$ (h)	$Q$ (m)	$Q_D = Q_p * P_E$ (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0.0	0.00	0.00
0.1	0.015	0.4	2.83	3.38
0.2	0.075	0.8	14.15	16.89
0.3	0.16	1.3	30.19	36.04
0.4	0.28	1.7	52.82	63.06
0.5	0.43	2.1	81.12	96.85
0.6	0.6	2.5	113.20	135.14
0.7	0.77	2.9	145.27	173.43
0.8	0.89	3.3	167.91	200.45
0.9	0.97	3.8	183.00	218.47
1	1	4.2	188.66	225.23
1.1	0.98	4.6	184.89	220.73
1.2	0.92	5.0	173.57	207.21
1.3	0.84	5.4	158.47	189.19
1.4	0.75	5.9	141.49	168.92
1.5	0.65	6.3	122.63	146.40
1.6	0.57	6.7	107.54	128.38
1.8	0.43	7.5	81.12	96.85
2	0.32	8.4	60.37	72.07
2.2	0.24	9.2	45.28	54.06
2.4	0.18	10.0	33.96	40.54
2.6	0.13	10.9	24.53	29.28
2.8	0.098	11.7	18.49	22.07
3	0.075	12.5	14.15	16.89
3.5	0.036	14.6	6.79	8.11
4	0.018	16.7	3.40	4.05
4.5	0.009	18.8	1.70	2.03
5	0.004	20.9	0.75	0.90



### 3.8.2 ESTUDIO GEOTECNICO

#### 3.8.2.1 Geotecnia para Cimentación de Estructuras

Los trabajos de exploración se realizo en base a 02, prospecciones excavadas con maquinaria pesada a cielo abierto sobre el cauce natural del río, con profundidades de 4.60 hasta 5.0m., ubicadas en cada estribo, para determinar las características físicas y mecánicas del suelo infrayacente.

El presente informe corresponde al trabajo de campo y gabinete realizado en el mes de mayo del presente año, siguiendo los lineamientos de los términos de referencia (E-50) del reglamento nacional de edificaciones y las Normas Técnicas del ASTM.

#### 3.8.2.2 Objetivos del Estudio

- Realizar la investigación geotécnica para caracterizar y evaluar las propiedades físicos mecánicos de los materiales de los estratos sub yacientes del cauce del río donde se construirá la estructura para proponer medidas de estabilidad mediante ensayos de laboratorio.
- Determinar las columnas estratigráficas del sub suelo infrayacente.
- Identificación y evaluación de las zonas críticas producidas por los diferentes fenómenos geodinámicos que se encuentran afectando el área en estudio
- Ubicar el nivel freático del agua .

#### 3.8.2.3 Inspección Geotécnica

En la zona de estudio se realizó el sondaje de 02 calicatas en la modalidad "a cielo abierto" con la finalidad de evaluar las condiciones del terreno e identificar la conformación estratigráfica de la misma.

La profundidad máxima alcanzada en la excavación es de aproximadamente 5.00 metros, tomando como el nivel de partida el corte erosionado superior existente.

Se ha tomado nota de las características del suelo en la superficie, por los alrededores, y taludes de corte erosionados por la corriente del río, y en los estratos de la misma calicata, resaltando claramente estratos con características similares, pero de diferente proporción granulométrica.

La exploración in situ del terreno de fundación nos permite analizar directamente los diferentes estratos encontrados, así como sus principales características físicas y mecánicas, tales como: Identificación del tamaño de las partículas, Forma de las Partículas, Contenido de humedad, Color, Compacidad y Cambios litológicos.

Las muestras fueron debidamente embaladas, etiquetadas y trasladadas al Laboratorio para sus análisis correspondientes de laboratorio, y obtener los valores finales e interpretación adecuada de dichos ensayos.



### 3.8.2.4 Análisis de Cimentación

#### Profundidad de cimentación

La profundidad de cimentación de acuerdo al perfil estratigráfico será a una profundidad mayor de 5.00m, en vista que en esta profundidad se ubicaron suelos gruesos conformados por bolonería grande en una matriz gravosa pobremente graduada (GP), que constituyen materiales de excelente calidad como terreno de cimentación los cuales son más estables y los parámetros de resistencia mejores.

Esta profundidad estará referido a la profundidad máxima de socavación esperada durante la vida útil de la estructura, según la información del estudio de Hidrología respecto al fondo del cauce, la cimentación estará confinada como mínimo 1.50 m por debajo de la cota de socavación.

Calicata	Estríbo	Profundidad. De cimentación (m)	Contenido de humedad (%)	Clasificación. Suelos (SUCS)	q. adm. (Kg./cm <sup>2</sup> )	Nivel Freático cauce río (m)
Cn-01	IZQUIERDO	5.00	10.48	GP	3.77	0.80
Cn-02	DERECHO	5.00	10.52	GP	3.70	1.20

#### Tipo de Cimentación

Sobre la base de las propiedades físicas y mecánicas que presenta el perfil estratigráfico del terreno investigado y de acuerdo a los coeficientes de compresibilidad, de los diferentes suelos encontrados, lo cual corresponde una cimentación superficial, mediante zapatas aisladas cuadradas o rectangulares.

#### Capacidad Admisible de Carga

En vista que los suelos granulares de los cimientos de los pilares se encontró cantos y bolonería de TM. De 15" en cantidades mayores de 30% en estado compacto se asumieron los parámetros de resistencia en base a experiencias y cuadros auxiliares, descartando los valores del ensayo de corte directo efectuado en arenas.

Para tal efecto se utilizó la fórmula de Terzaghui, modificado por Vesic con un factor de seguridad FS=3 por encontrarse ubicadas las localidades en una zona altamente sísmica. El análisis resumido es el siguiente:

- Zapatas cuadradas  
 $q_{ult} = CNcSc + q NqSq + 0.4 B y NySy$
- Zapatas corridas  
 $q_{ult} = CNcSc + q NqSq + 0.5 B y NySy$



Obteniéndose los siguientes parámetros de diseño:

Descripción	Angulo de fricción interna	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	q. adm. (kg/cm <sup>2</sup> )	Profundidad (m)
Est. derecho	33.52	0.00	3.77	5.00
Est. izquierdo	33.00	0.00	3.70	5.00

**Calculo de asentamientos**

Para el cálculo de asentamientos inmediatos se ha utilizado el método elástico.

$$S_i = qb(1-u^2) I_f / E_s$$

**Donde:**

S<sub>i</sub> = asentamiento probable

q = Presión de trabajo (Tn/m<sup>2</sup>)

b = Ancho de cimentación (cm.)

U = Relación poisson.

I<sub>f</sub> = Factor de forma (cm./m).

E<sub>s</sub> = Modulo de elasticidad (ton/m<sup>2</sup>) 0.9775

Descripción	Unidad	Est. derecha	Est. izquierdo
qt	Tn/m <sup>2</sup>	11.31	11.10
B	m	4.00	4.00
μ		0.15	0.15
I <sub>f</sub>	Cm/m	95.00	95.00
E <sub>s</sub>	Tn/m <sup>2</sup>	8000.00	8000.00
S <sub>i</sub>	Cm	0.52 ✓	0.52 ✓

Teniendo en consideración que el asentamiento permisible típicas es de = 1 a 2 pulg, los asentamientos calculados en suelos granulares se encuentran dentro del rango tolerable.



### 3.8.3 HIDRAULICA FLUVIAL

El estudio de hidráulica fluvial de la quebrada de La Capilla, para la zona del puente proyectado denominado La Capilla, tuvo como objetivo conocer el comportamiento de hidráulica fluvial en este ámbito de influencia, en una longitud aproximada de 600 metros aguas arriba y 400 m aguas abajo del puente

La finalidad es asegurar un adecuado comportamiento de conducción del flujo para regular y calcular los tirantes máximos y socavación para máximas avenidas, considerando la seguridad, funcionalidad estética y economía de la estructura involucrada.

Para este estudio se ha usado el modelo hidráulico Hec-Ras 4.0, que ha sido desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU, teniendo como predecesor al Hec-Ras 3.1.1 y Hec-2, con varias mejoras respecto a estos. Entre las que destaca la inter fase gráfica de usuario que facilita las labores de proceso y post proceso. El modelo numérico incluido en el programa permite realizar análisis del flujo permanente y no permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre.

El caudal de máxima avenida, se calculo en los estudios de hidrología, considerándose un caudal instantáneo máximo de 230 m<sup>3</sup>/s, para un tiempo de retorno de 100 años.

#### 3.8.3.1 Características Generales de al Subcuenca en Estudio

Las subcuencas comprendidas para el análisis de la hidráulica fluvial del Puente La Capilla, son parte del sistema de drenaje de la cuenca el Tambo. (Ver Plano H-01) se encuentra localizada al sur del país, en el departamento de Moquegua, Provincias de General Sánchez Cerro y de Mariscal Nieto, geográficamente se encuentra comprendida entre las coordenadas UTM 267627, 8147596 y 272093,8177932 forma parte del sistema hidrográfico de la vertiente del Pacífico.

El análisis comprende la Cuenca de La Capilla, a partir del puente proyectado sobre el río Capilla. cubriendo una extensión de aproximadamente 379.25 km<sup>2</sup> de los cuales el 70% corresponden a la cuenca húmeda o imbrifera, ubicada por encima de los 3 000 msnm. (ONERN 1984).

La subcuenca limitan al norte con la cuenca endorreica de la Laguna Salinas, al este con la cuenca del río Vagabundo, al oeste con las cuencas del río Polobaya y Mollebaya, cercanas a Characato y al sur con las subcuencas del río Tambo, conformado una serie de quebradas de corto, mediano y largo recorrido que drenan sus aguas al río Tambo y este al Océano Pacífico.



### Área

El cálculo del área de la cuenca de La Capilla fue calculada a partir de la delimitación digitalizada de la microcuenca, Obteniéndose un área de 379.25 km<sup>2</sup>, el cual es la proyección en un plano horizontal.

### Perímetro

El perímetro de la subcuenca de La Capilla obtenido es: 93.55 Km

#### 3.8.3.2 Características Hidráulicas

La gradiente hidráulica Sw es 0.03 y la rugosidad del cauce es .0367

#### Propiedades del agua

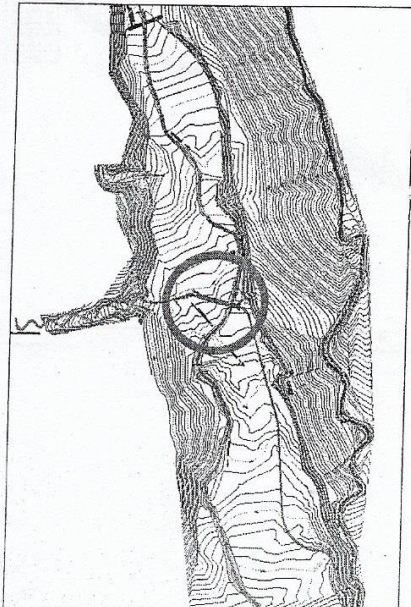
La temperatura media durante la época de avenidas es de 5.0 °C. Con esta temperatura se tiene que la viscosidad del agua es la siguiente:

- Viscosidad dinámica  $1.519 \times 10^{-3} \text{ N s/m}^2$
- Viscosidad cinemática  $1.519 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

#### 3.8.3.3 Análisis Hidráulico

La metodología de los análisis hidráulicos de las quebradas estudiadas, por el Hec Ras, acompañados de otros como el estudio del transporte de sedimentos, socavación se describe a continuación, de tal manera que se pueda realizar la planificación hidráulica de la quebrada de La Capilla en la zona de interés y el dimensionamiento del puente La Capilla.

#### Ubicación del Puente

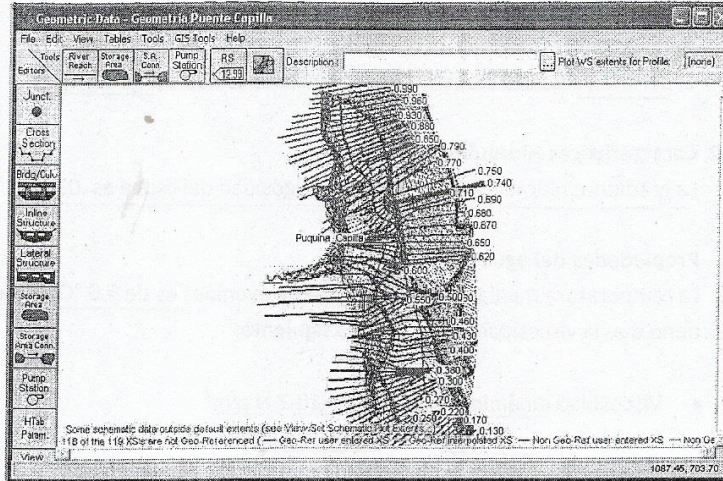




Los resultados de la simulación en HEC RAS, se muestran en las siguientes figuras y tablas:

Figura Nro 01

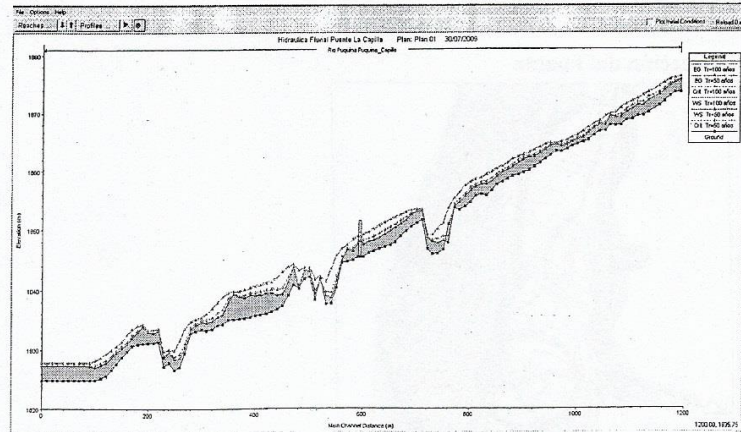
Vista de planta del tramo estudiado en el entorno del HEC -RAS



En la figura se aprecia el cauce de la quebrada, se caracteriza por su alineamiento con cierto grado de curvatura, con un ancho estable de 80m que se ira reduciendo a 50m (luz del puente).

Figura Nro 02

Perfil hidráulico del tramo





La figura muestra los tramos de pendiente pronunciada, que incrementaría la socavación

Figura Nro 03

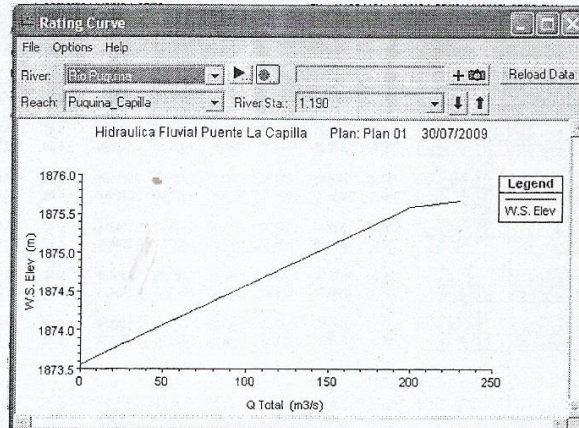
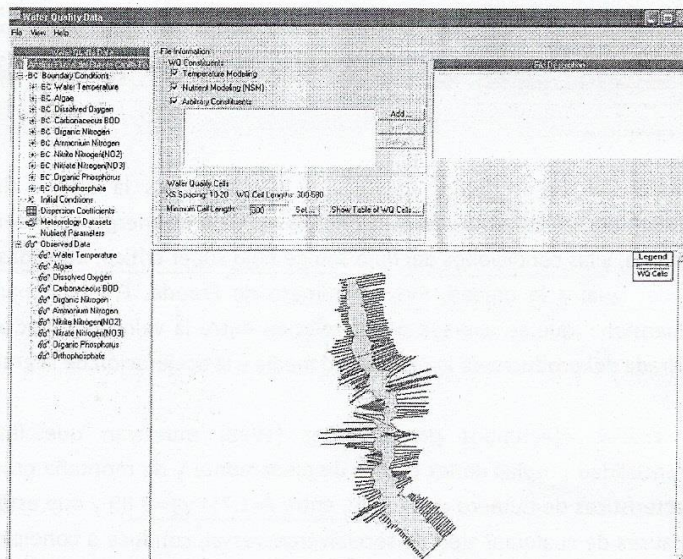


Figura Nro 04

A continuación se presentan las secciones transversales para caudales de diseño y tiempos de retorno de T=50 y T=100 años





**Cuadro Nro 04**  
**Resultados para un periodo de retorno de 50 y 100 años**

Reach	River Sta	Profile	Q Total [m <sup>3</sup> /s]	Min Ch El [m]	W.S. Elev [m]	Out W.S. [m]	E.G. Elev [m]	E.G. Slope [m/m]	Vel Chnl [m/s]	Flow Area [m <sup>2</sup> ]	Top Width [m]	Froude # Chl
Puquina_Capilla	0.660	Tr=50 años	200.00	1847.96	1950.40	1950.95	1852.07	0.042012	5.72	34.96	35.23	1.63
Puquina_Capilla	0.650	Tr=100 años	230.00	1847.53	1949.99	1950.60	1851.87	0.035551	6.09	38.31	34.40	1.75
Puquina_Capilla	0.650	Tr=50 años	200.00	1847.53	1949.96	1950.43	1851.65	0.038620	5.93	34.02	32.63	1.79
Puquina_Capilla	0.640	Tr=100 años	230.00	1847.21	1949.35	1950.00	1851.44	0.047253	6.41	35.89	33.22	1.97
Puquina_Capilla	0.640	Tr=50 años	200.00	1847.21	1949.24	1949.84	1851.20	0.049080	6.20	32.27	32.38	1.99
Puquina_Capilla	0.630	Tr=100 años	230.00	1846.85	1948.82	1949.47	1850.95	0.051191	6.46	35.59	34.75	2.04
Puquina_Capilla	0.630	Tr=50 años	200.00	1846.85	1949.72	1949.32	1850.69	0.052518	6.23	32.11	33.78	2.04
Puquina_Capilla	0.620	Tr=100 años	230.00	1846.48	1948.32	1949.96	1850.40	0.054316	6.40	35.93	37.36	2.08
Puquina_Capilla	0.620	Tr=50 años	200.00	1846.48	1948.23	1948.81	1850.14	0.054481	6.12	32.66	36.39	2.06
Puquina_Capilla	0.610	Tr=100 años	230.00	1846.24	1948.11	1949.61	1849.79	0.045628	5.75	40.00	42.87	1.90
Puquina_Capilla	0.610	Tr=50 años	200.00	1846.24	1948.01	1848.49	1849.57	0.040333	5.54	36.06	36.99	1.79
Puquina_Capilla	0.600	Tr=100 años	230.00	1845.53	1847.69	1848.29	1849.39	0.036374	5.78	39.82	34.42	1.71
Puquina_Capilla	0.600	Tr=50 años	200.00	1845.53	1847.55	1848.10	1849.20	0.032783	5.70	35.09	28.44	1.54
Puquina_Capilla	0.595	Bridge										
Puquina_Capilla	0.590	Tr=100 años	230.00	1845.53	1848.01	1848.28	1849.04	0.017647	4.50	51.15	37.28	1.23
Puquina_Capilla	0.590	Tr=50 años	200.00	1845.53	1847.81	1846.10	1848.86	0.020760	4.56	43.87	35.47	1.31
Puquina_Capilla	0.580	Tr=100 años	230.00	1844.94	1846.53	1847.05	1848.57	0.120456	6.32	36.39	70.08	2.90
Puquina_Capilla	0.580	Tr=50 años	200.00	1844.94	1846.48	1846.97	1848.36	0.119434	6.09	32.86	66.58	2.77
Puquina_Capilla	0.570	Tr=100 años	230.00	1844.75	1846.67	1846.92	1847.54	0.042890	4.15	55.54	93.85	1.72
Puquina_Capilla	0.570	Tr=50 años	200.00	1844.75	1846.63	1846.84	1847.39	0.039656	3.85	52.09	92.96	1.64
Puquina_Capilla	0.560	Tr=100 años	230.00	1844.52	1845.06	1845.59	1846.98	0.049866	2.88	42.12	69.46	1.67
Puquina_Capilla	0.560	Tr=50 años	200.00	1844.52	1844.99	1845.52	1846.82	0.050900	2.66	37.17	64.53	1.64
Puquina_Capilla	0.550	Tr=100 años	230.00	1840.35	1841.49	1842.35	1845.86	0.199322	9.68	24.93	40.77	3.78
Puquina_Capilla	0.550	Tr=50 años	200.00	1840.35	1841.42	1842.23	1845.67	0.214491	9.62	22.01	39.37	3.89
Puquina_Capilla	0.540	Tr=100 años	230.00	1837.72	1838.71	1839.66	1843.76	0.209283	9.95	23.11	33.76	3.84
Puquina_Capilla	0.540	Tr=50 años	200.00	1837.72	1838.63	1839.54	1843.47	0.212866	9.75	20.51	31.31	3.84
Puquina_Capilla	0.530	Tr=100 años	230.00	1837.64	1839.04	1839.74	1841.67	0.095040	7.18	32.05	42.50	2.64
Puquina_Capilla	0.530	Tr=50 años	200.00	1837.64	1838.97	1839.62	1841.39	0.094951	6.88	29.05	40.67	2.60

Total flow in cross section.

La hidráulica de los flujos torrenciales analizados es la de los flujos de velocidad considerable, en todos los casos la energía del flujo es energía considerable para el cauce existente, y las condiciones del flujo son de flujo súper crítico, definidas por el Número de Froude, igual a la unidad,  $F=1$ . El número de Froude,  $F$ , es un parámetro hidráulico adimensional que se expresa por la relación entre la velocidad media del flujo y la raíz cuadrada del producto de la profanidad media y la aceleración de la gravedad.

Los análisis efectuados por Ordoñez (1998) muestran que las condiciones de torrencialidad propias de los cauces de piedemonte y de montaña producen condiciones características de número de Froude, entre  $F=1.75$  y  $F=3.89$  y que este comportamiento, en cauces de cualquier tipo de sección transversal, conduce a condiciones a las del flujo súper crítico propiamente dicho, con gran inestabilidad superficial; esto implica la altura promedio del flujo en corrientes torrenciales. En el cauce de La Capilla, en la zona del puente, aguas arriba y abajo, el número de Froude varía entre 1.75 y 3.89.

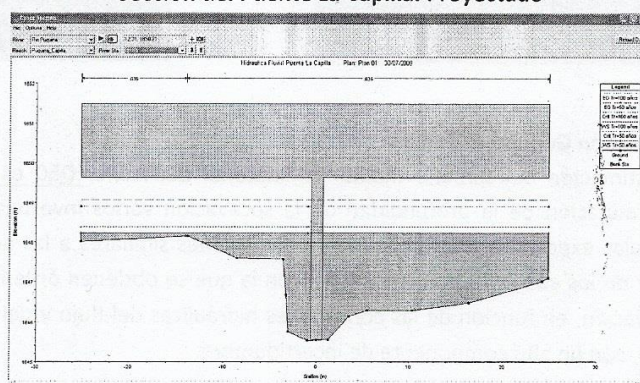
Además de que las velocidades del flujo son altas, lo más grave del flujo torrencial es su tendencia a fluir inercialmente, sin necesariamente recorrer los contornos del cauce, y a



saltar sobre los obstáculos que se le interpongan en lugar de rodearlos suavemente como lo hacen los flujos de baja velocidad. La tendencia es a fluir en zigzag dentro del cauce de la quebrada, rebotando el flujo cada vez que golpea uno de los contornos, produciendo una fuerte erosión en la parte del talud en el sitio de impacto, cuando el material que conforman la orilla no es un estrato competente.

En referencia al análisis hidrológico y la delimitación de cuencas para la generación de caudales y para un tiempo de retorno considerado, se aprecia que el tramo del puente proyectado es adecuado, identificándose un ancho estable adecuado para la construcción del puente La Capilla .. (Ver informe de hidrología).

**Figura Nro 06**  
**Sección del Puente La Capilla. Proyectado**



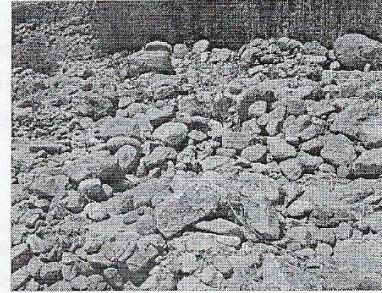
#### 3.8.3.4 Socavación

La metodología de los análisis hidráulicos de las quebradas estudiadas, por el Hec Ras, acompañados de otros como el estudio del transporte de sedimentos, socavación se describe a continuación, de tal manera que se pueda realizar la planificación hidráulica de la quebrada de La Capilla en la zona de interés y el dimensionamiento del puente La Capilla.

**Pendiente:** La pendiente del cauce en la zona del proyecto del puente La Capilla., es el factor más importante que favorece la socavación en la zona del puente. Induciendo la reducción de la pendiente se reduce directamente la velocidad de los flujos y su capacidad de transporte de material. En el tramo estudiado el promedio de la pendiente es de 3.5% en cercanías del tramo del puente y de 4.5 a 6% en otros tramos, y las restricciones al flujo es moderada (ver plano de sección del puente), los taludes están en constante degradación en zonas donde no hay vegetación ni roca. Sin embargo por la amplitud del cauce (Ancho estable definido), y la pendiente también moderada la socavación general será crítico en entradas máximas de caudal.



**Material del lecho del Puente La Capilla.** El transporte de sedimentos está gobernado por el tamaño de las partículas y la energía de la corriente. En las fotos se aprecia el material no cohesivo y la granulometría con un diámetro medio de partículas de 25mm. Ver análisis granulométrico realizado en el estribo izquierdo y derecho del puente proyectado.



#### **Socavación General Estimada**

La estimación del tamaño medio del material del lecho, D50 es de 25 mm. Para la determinación de la profundidad de la socavación varios investigadores han deducido fórmulas experimentales, aplicables a condiciones similares a las de los experimentos a partir de los cuales fueron calibradas, con la que se obtienen órdenes de magnitud de la socavación, en función de las condiciones hidráulicas del flujo y del D50 del material del lecho, con un alto componente de incertidumbre.

En el presente estudio, mediante la fórmula de Laureen, (1980), Van Lebediev, son las más conocidas y de fácil aplicación, se estimó la profundidad de socavación general ante eventos de diverso periodo de recurrencia par la condición más desfavorable ( $d_{50}=25$  mm).

De acuerdo con los análisis efectuados, la socavación general esperada en el cauce de la quebrada es del orden de 6.5 m, para un evento extraordinario de 230 m<sup>3</sup>/s



### 3.8.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE LA CAPILLA

#### 3.8.4.1 Filosofía de Diseño

Para el Diseño del puente se ha considerado dos criterios:

1º Para las cargas de gravedad producidas tanto por las Cargas Permanentes y las Cargas Variables se ha tomado en cuenta la Norma que rige en el Perú que es el Manual de Diseño Puentes que fue realizada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones y aprobada el 31 de Julio del 2003. Asimismo esta norma ha sido complementada con la Norma AASHTO LRFD Bridge Design and Specifications – 2004.

2º Para el diseño sísmico se ha tomado en cuenta uno de los Métodos Modernos de Protección Sísmica como es el Aislamiento de Base, el cual está ganando rápidamente aceptación mundial sobre todo en países que tienen un riesgo sísmico alto como los EE.UU., Japón, China, Nueva Zelanda, Italia, Chile y otros.

El Aislamiento de Base tiene como característica disminuir la rigidez horizontal de la superestructura para así desacoplar la transmisibilidad de la energía que se transmite desde el suelo hacia la estructura, de esta manera la masa de la superestructura de los puentes ya no forma parte de la masa inercial que tiene que soportar la subestructura por lo que los esfuerzos se reducen sustancialmente llegando a no ser necesario considerar la ductilidad (Reducción R) la cual es sinónimo de daño en la estructura.

El aislamiento de base permite que los puentes resistan las cargas sísmicas de diseño (para sismos de periodo de retorno de 475 años) dentro del rango elástico, esto es, sin sufrir ningún daño reduciendo considerablemente los costos de reposición o reestructuración cuando se dan los sismos de gran intensidad ya que la filosofía actual de diseño es de que las estructuras resistan los sismos de mayor intensidad sin colapsar haciendo uso de la ductilidad que proporciona el daño principalmente en elementos de la subestructura como los pilares y estribos.

#### Normas utilizadas

- Manual de Diseño de Puentes (MDP) aprobado mediante R.M. N° 589-2003-MTC/02 el 31-07-2003.
- AASHTO LRFD Bridge Design and Specifications – 2004
- ACI 318 S-05 y ACI 318 R-05.
- AASHTO for Isolated Bridges – NCHRP 2001



### 3.8.4.2 Aislamiento de la Vibración

#### Principios

El uso de soportes laminados caucho-acero como aisladores de vibración para estructuras comienza a mitad de la década de los años 60.

El principio del aislamiento es el desacoplamiento de frecuencias, esto se consigue montando la estructura sobre soportes de tal forma que la frecuencia natural  $f_n$ , sea más baja que la frecuencia de excitación  $f_s$  (frecuencia del suelo). La transmisibilidad,  $t$ , de un soporte esta dado por:

$$t = \left\{ \frac{1 + tg^2\delta}{(1 - f_s^2/f_n^2)^2 + tg^2\delta} \right\}^{1/2} \quad (3.3)$$

La tangente de pérdida mide el nivel de amortiguamiento del soporte,  $tg\delta = c\omega/k$  donde:

$c$  = es el coef. de amortiguación de la estructura

$k$  = rigidez de la estructura

$\omega = 2\pi f_n$  = frecuencia angular de la estructura

$f_n$  = frecuencia natural de la estructura

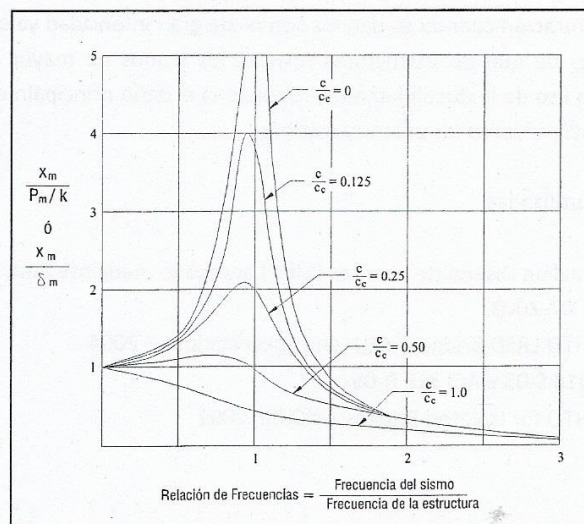


Fig. 3.1 Transmisibilidad



La Fig. 3.1 muestra la transmisibilidad como una función de  $f_s / f_n$  para un valor de la tangente de pérdida  $tg\delta$  de 0.14, este es un valor común del caucho natural para estructuras de ingeniería, se ve que para que exista una atenuación eficiente se necesita que la frecuencia del sistema de aislamiento (estructura y aisladores) sea menos de un tercio de la frecuencia de excitación, la cual esta usualmente dentro del rango de 20 a 50 Hz, en el caso de vibraciones debidas al paso de camiones o ferrocarriles y de 1 a 5 Hz. para el caso de movimientos sísmicos. Para una estructura de masa  $m$  montada sobre un soporte elástico ideal de rigidez  $k$  la frecuencia natural está dada por:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} (k/m)^{1/2} \quad (3.4)$$

Los soportes de caucho natural-acero laminado pueden ser fácilmente diseñados para que puedan tener una rigidez vertical y horizontal de tal forma que la estructura soportada tenga la frecuencia natural requerida alterando la rigidez global; debemos tener en cuenta que cada soporte puede resistir una carga de hasta varios cientos de toneladas, aunque otros sistemas tales como los resortes de acero, pueden reunir los requerimientos de la Ec. 3.4, los soportes de caucho natural son preferidos debido a que éstos eliminan las transmisión directa de frecuencias altas, además proporcionan un nivel adecuado de amortiguamiento interno (un bajo amortiguamiento puede ocasionar resonancia, mientras que demasiado amortiguamiento reduce el grado de aislamiento deseado, ver Ec. 3.3).

Los estructuras protegidos con soportes de caucho muestran que en la banda de frecuencias de 3-30 Hz, las velocidades de vibración de la estructura son de solamente  $\frac{1}{4}$  de las observadas en estructuras similares sin aislamiento en el mismo lugar. La eficiencia de los soportes aisladores de vibración se han monitoreado desde su construcción, a la fecha no se ha encontrado deterioro físico importante y los estimados actuales predicen un vida de servicio que puede exceder los 100 años.

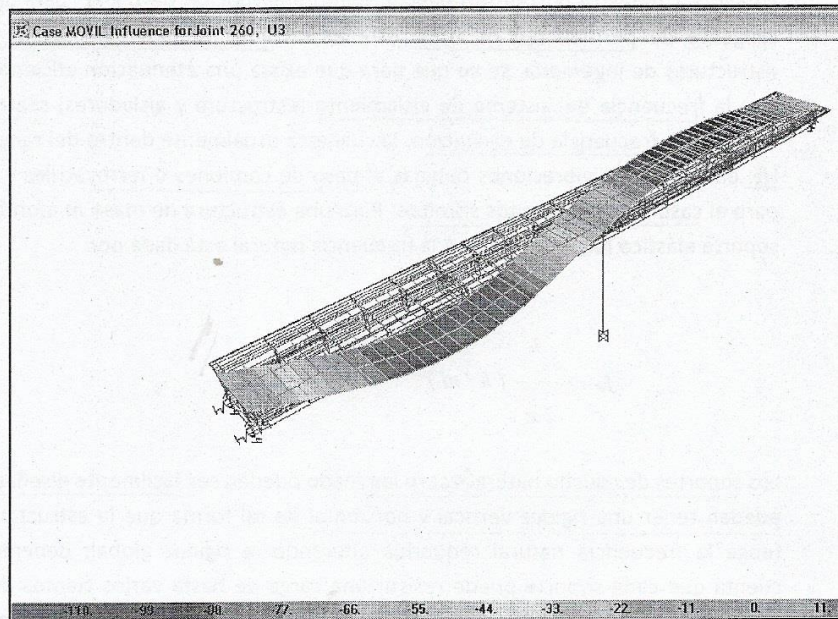
### 3.8.4.3 Análisis Estructural

#### Superestructura - Tablero

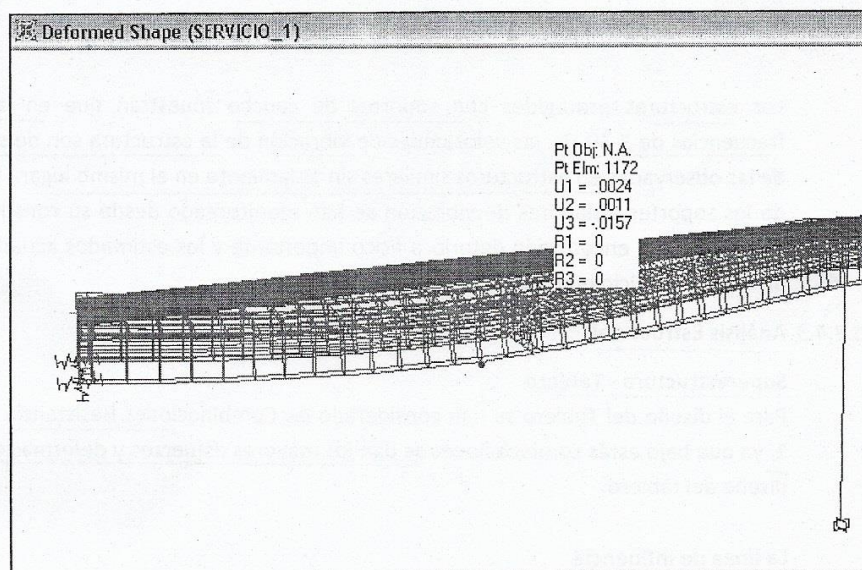
Para el diseño del Tablero se han considerado las Combinaciones Resistencia 1 y Servicio 1, ya que bajo estas combinaciones se dan los mayores esfuerzos y deformaciones para el diseño del tablero.

#### La línea de influencia

Para deformación vertical en el centro de cada tramo (punto 260)

Gerencia Regional de Infraestructura  
Sub Gerencia de Estudios

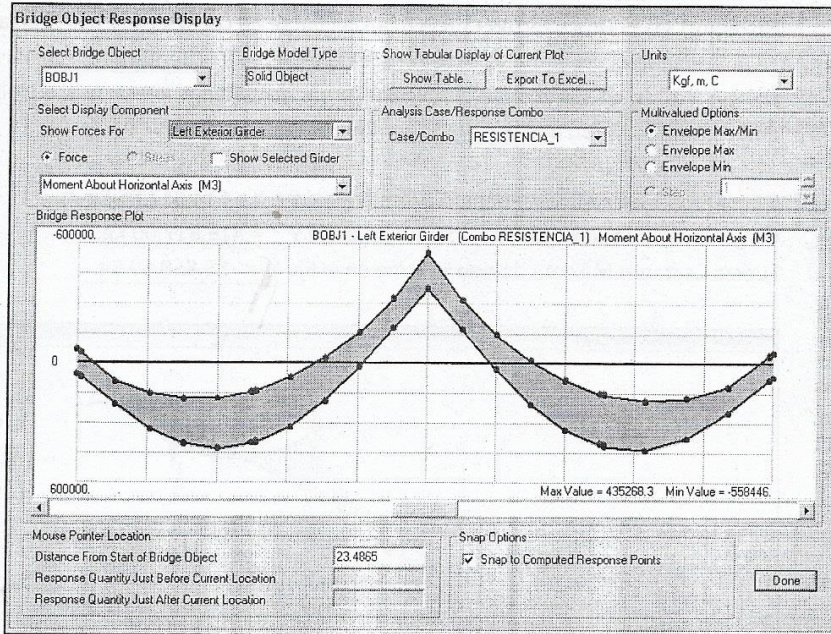
La deformación máxima bajo cargas de Servicio 1, es de 1.57 cm. que está por debajo de lo permisible que es de  $L/1000 = 25/1000 = 2.5$  cm.



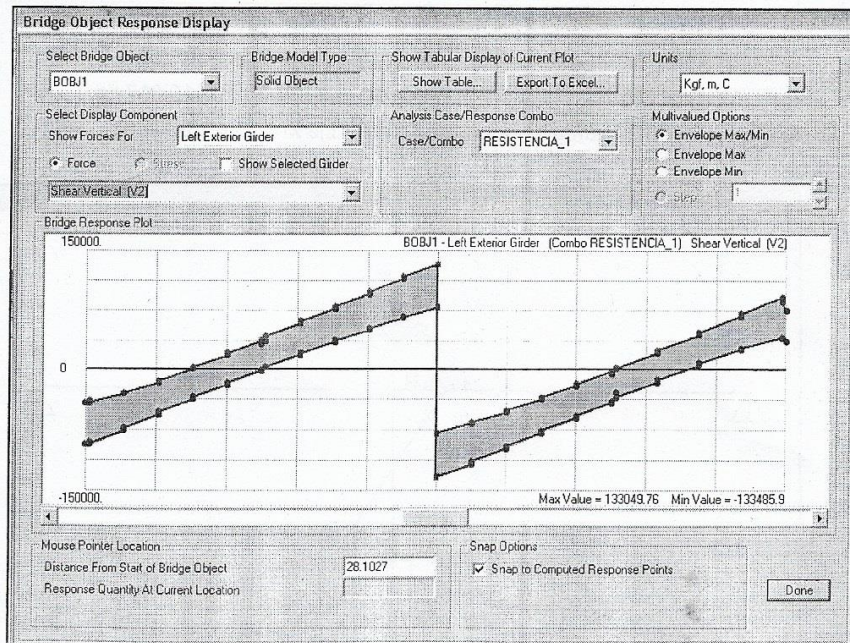
Estudio Definitivo "Mejoramiento de la Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD. Arequipa"



Envolvente de momentos para una (01) viga de puente bajo combinación Resistencia 1:



Envolvente de cortantes para una viga del puente bajo la combinación Resistencia 1:



Estudio Definitivo "Mejoramiento de la Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD. Arequipa"



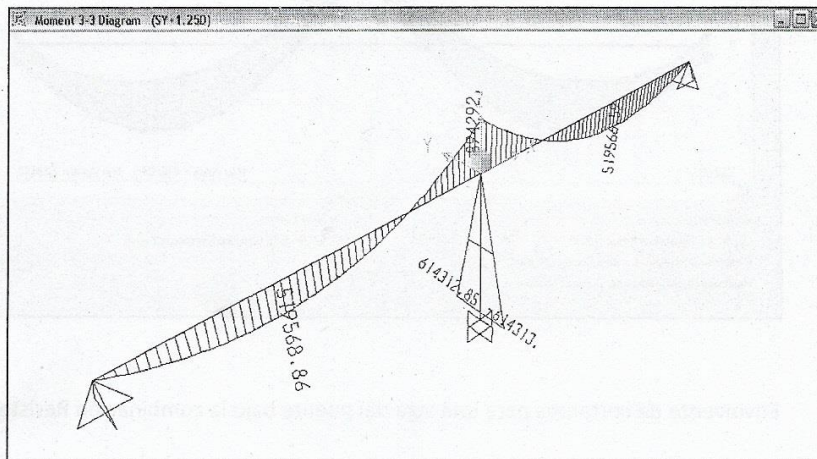
**Pilar Central – Análisis Sísmico**

La columna está sometida a los mayores esfuerzos debido a condición de carga Evento Extremo 1 (1.25 DC+1.25 DW+1.0 EQ), en la cual se ha considerado una fuerza sísmica que se ha calculado con el método de respuesta espectral, el sentido más desfavorable es el del eje Y o en el sentido perpendicular al eje del puente y con una ductilidad R=2 en ambos sentidos, con una aceleración máxima de 5.52 m/seg<sup>2</sup>.

Momento Flector Máximo debido a Sismo en el Eje Y = 614,312.85 Kg-m.

Carga Vertical Máxima debido a Sismo en el Eje Y = 416,817.00 Kg.

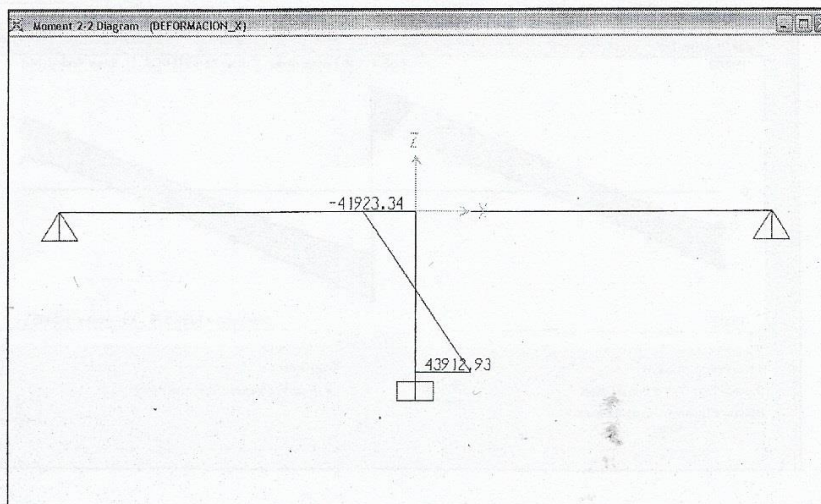
Fuerza Cortante Máxima debido a Sismo en el Eje Y = 55,850.00 Kg.



Momento Flector Máximo debido a Def. L/1500 en el Eje X = 41,923 Kg-m.

Carga Vertical Máxima debido a Def. L/1500 en el Eje X = 416,817 Kg.

Fuerza Cortante Máxima debido a Sismo en el Eje X = 16,754 Kg.





### 3.8.4.4 Sistema de Aislamiento

Para diseñar el sistema de aislamiento se tiene que calcular las cargas permanentes de la estructura:

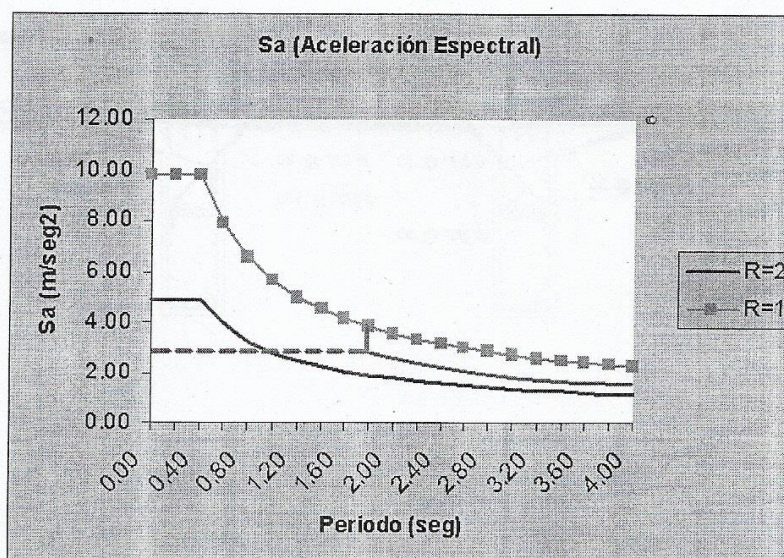
Se tiene en los apoyos un peso total  $W$  de 90,435.34 Kg, lo cual nos da un peso  $w$  por cada aislador de 45,217.50 Kg.

En el apoyo central tenemos un peso de 292,836 kg. que se tiene que distribuir en 4 apoyos cada uno de 73,209,00 Kg.

De acuerdo al módulo existente en el material de los elastómeros diseñamos el sistema de aislamiento con un periodo de aislamiento de 2 seg.

Para poder calcular la aceleración efectiva a que estarán sometidas la superestructura utilizamos el espectro  $C_n$ .

Vemos que para un periodo de 2 seg. La aceleración es de  $3.56 \text{ m/seg}^2$ , además hay que considerar un factor de 1.20 al cual hay que disminuirle la aceleración debido a que vamos a tener aisladores de Caucho de Alto Amortiguamiento con un 10% de amortiguamiento sobre el amortiguamiento crítico, por lo que aceleración a que estará sometido el tablero será de  $3.56/1.20 = 2.97 \text{ m/seg}^2$ , esta aceleración es 3.30 veces menos que la de diseño que es de  $9.81 \text{ m/seg}^2$ , lo cual significa que al haber diseñado nuestras estructuras con una Reducción  $R=2$  y con aisladores que nos dan un periodo de 2 segundos en el tablero el pilar y los estribos estarán sometidos a fuerzas que pueden ser resistidos por deformaciones elásticas, esto es sin ningún daño en la estructura.



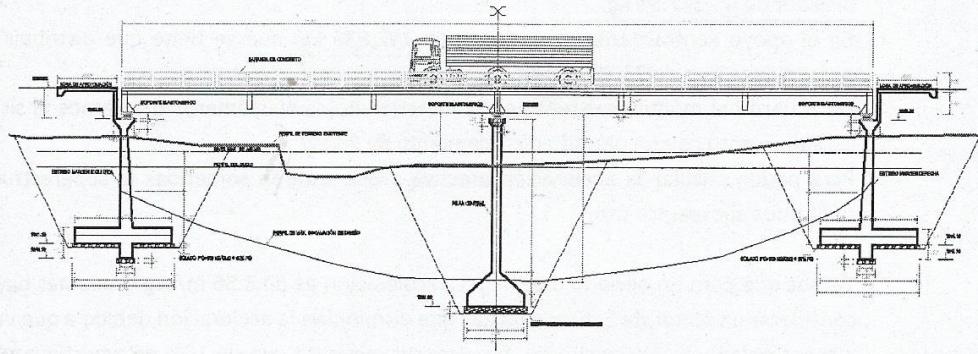
Se puede observar que la línea punteada en rojo es la aceleración a la cual estará sometida la superestructura con el sistema de aislamiento, con este valor reemplazamos la aceleración espectral en el modelo del puente:



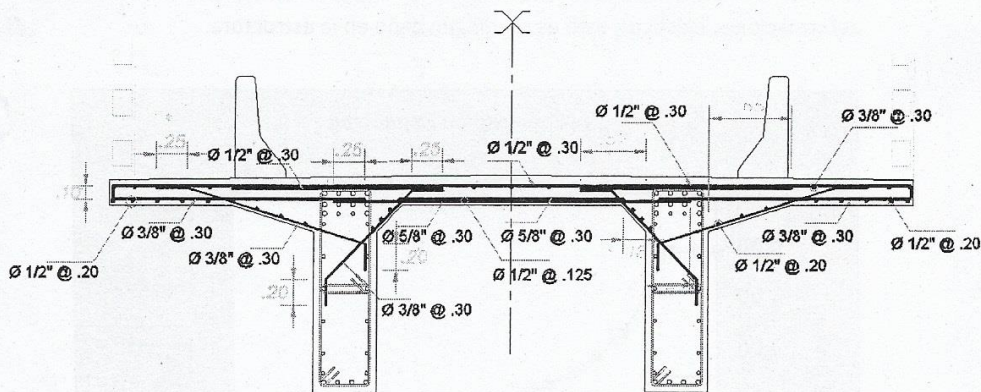
Gerencia Regional de Infraestructura  
Sub Gerencia de Estudios

### 3.8.4.5 Esquemas de Diseño

#### Elevación



#### Super Estructura

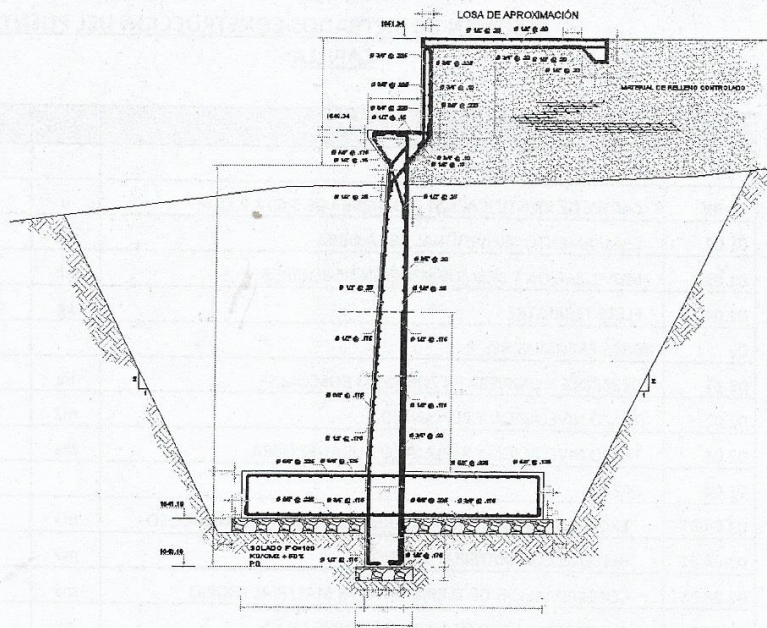


Estudio Definitivo "Mejoramiento de la Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD. Arequipa"

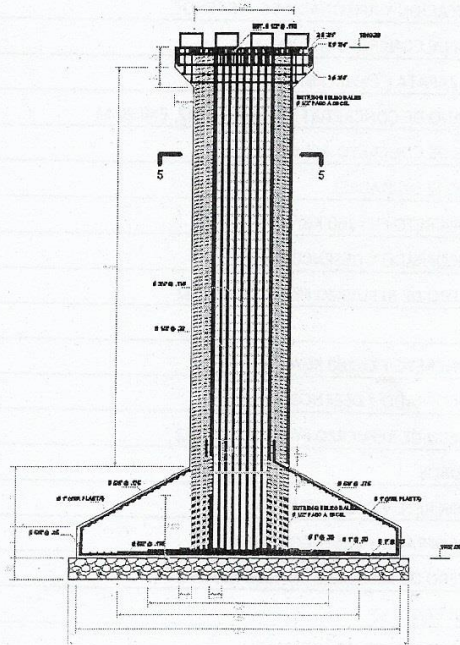


Gerencia Regional de Infraestructura  
Sub Gerencia de Estudios

**Sub Estructura (Estribo)**



**Sub Estructura (Pilar)**



Estudio Definitivo "Mejoramiento de la Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD. Arequipa"



## 3.9. RESUMEN DE METRADOS

**RESUMEN DE METRADOS CONSTRUCCION DEL PUENTE LA  
CAPILLA**

Item	Descripción	Und.	Metrado
01	OBRAS PROVISIONALES		
01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40 m	u	1.00
01.02	CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA	m2	144.00
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00
01.04	FLETE TERRESTRE	kg	452,801.00
02	OBRAS PRELIMINARES		
02.01	DESBROCE Y LIMPIEZA EN ZONAS NO BOSCOSAS	ha	0.20
02.02	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO	m2	2,385.00
02.03	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE OBRA	día	40.00
02.04	DRENES		
02.04.01	EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO SEMIROCOSO	m3	9,382.05
02.04.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	9,382.05
02.04.03	CONFORMACION DE TERRAPLEN CON MATERIAL PROPIO	m3	840.00
02.04.04	ALCANTARILLA PVC TIPO RIB LOC Ø 1000 MM	m	30.00
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.01	EXCAVACION MASIVA A MAQUINA TERRENO CON BOLONERIA	m3	4,854.00
03.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	4,154.10
03.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (D>1KM)	m3k	839.88
03.04	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	m2	370.00
04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
04.01	SUB ZAPATA F'C=100 KG/CM2 + 30% PG	m3	88.91
04.02	SOLADO DE CONCRETO F'C=100 KG/CM2, E=0.20 M	m2	370.00
05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
05.01	VIGAS (2 UNIDADES)		
05.01.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	87.71
05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	438.49
05.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	12,655.89
05.02	LOSA		
05.02.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	66.88
05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	205.00
05.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	8,411.18
05.03	ESTRIBOS		
05.03.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	437.75
05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	808.97
05.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	25,857.71
05.04	PILAR CENTRAL		
05.04.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	53.75

Estudio Definitivo "Mejoramiento de la Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD. Arequipa"

Gerencia Regional de Infraestructura  
Sub Gerencia de Estudios

05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	112.68
05.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	5,133.95
06	ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS		
06.01	BARANDAS		
06.01.01	CONCRETO f 'c=210 kg/cm2	m3	10.59
06.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	198.88
06.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	2,966.09
06.02	BARANDAS TIPO NEW YERSEY		
06.02.01	CONCRETO f 'c=210 kg/cm2	m3	19.00
06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	182.00
06.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	1,552.83
06.03	LOSA DE APROXIMACION		
06.03.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2	m3	11.78
06.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	15.57
06.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	1,805.21
06.04	FALSO PUENTE		
06.04.01	ALQUILER DE FALSO PUENTE	GLB	1.00
07	OBRAS DE ENCAUSAMIENTO Y PROTECCION		
07.01	OBRAS PRELIMINARES		
07.01.01	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO	m2	1,050.00
07.01.02	DESBROCE Y LIMPIEZA EN ZONAS NO BOSCOSAS	ha	0.14
07.02	ENCAUSAMIENTO Y PROTECCION		
07.02.01	EXCAVACION PARA DEFENSAS RIBEREÑAS	m3	5,351.41
07.02.02	ENROCADO D>=1.00 M	m3	2,617.66
07.02.03	FILTRO DRENANTE	m3	181.41
08	ACCESO AL PUENTE CON RAMPA		
08.01	CONFORMACION DE TERRAPLEN CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	560.00
09	VARIOS		
09.01	LIMPIEZA PERMANENTE EN OBRAS	día	150.00
09.02	JUNTAS METALICAS DE DILATAACION	u	2.00
09.03	TUBERIA DE DRENAJE Ø 2"x0.50m	u	12.00
09.04	SOPORTE ELASTOMERICO	u	8.00
09.05	SEÑALES INFORMATIVAS	u	2.00
09.06	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	glb	1.00
09.07	SOLAQUEADO DE MUROS DE CONCRETO	m2	100.00
09.08	SOLAQUEADO EN VEREDAS	m2	100.00
10	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL		
10.01	ELIMINACION DE RESIDUOS DE COMBUSTIBLE, LUBRICANTES Y OTROS	glb	1.00
10.02	REACONDICIONAMIENTO DEL AREA A LA MORFOLOGIA CIRCUNDANTE	m2	200.00
10.03	REVEGETALIZACION	m2	200.00

Estudio Definitivo "Mejoramiento de la Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD. Arequipa"



### 3.10 ASPECTOS CRITICOS

#### Juntas de expansión

La junta de expansión es crítica debido a que los puentes con aislamiento de base necesitan una expansión para que puedan desplazarse una distancia que les permita obtener el periodo necesario para satisfacer los requerimientos del aislamiento, normalmente el modulo de elasticidad de corte de los elastómeros permiten desplazamientos que varían de 25 cm hasta 30 cm, para lo cual se necesitan juntas de expansión especiales que permitan dicho desplazamiento en ambos sentidos

### 3.11 CONCLUSIONES

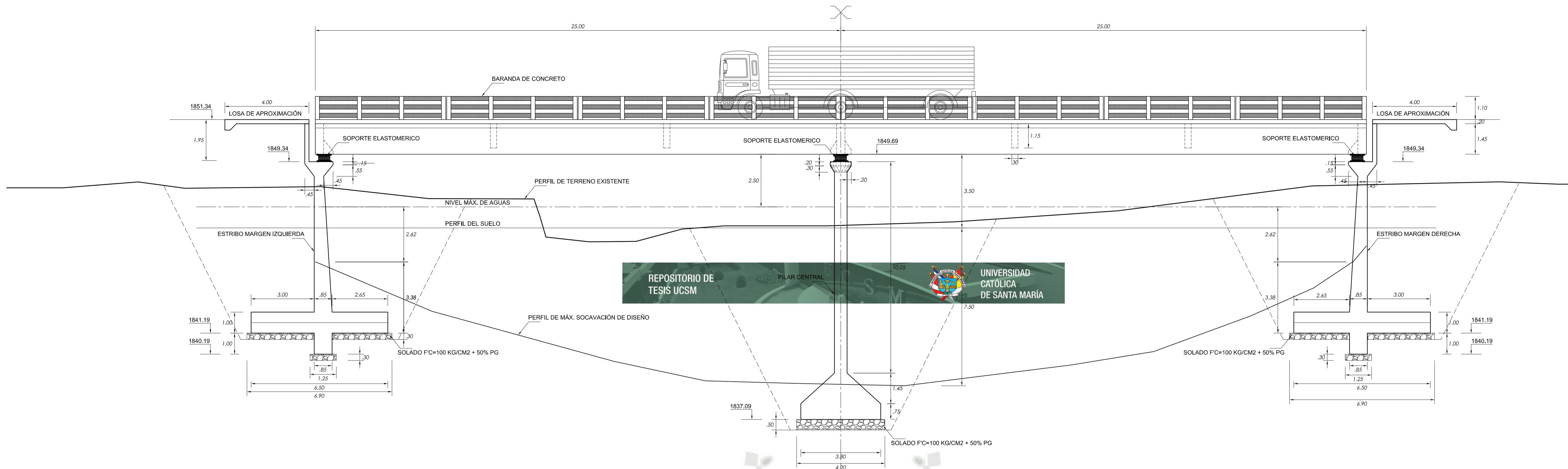
Debido al aporte científico y técnico se ha permitido el diseño de un puente con una tecnología de punta, que permite a partir de este puente diseñar estructuras con un gran desempeño sísmico que permita que estas estructuras se puedan diseñar dentro rango elástico sin daño después de un sismo de gran magnitud,

Este sistema de diseño estructural permitirá que el Perú se encuentre dentro de los países que usan esta tecnología moderna como Japón, EEUU, Italia, China y Chile.

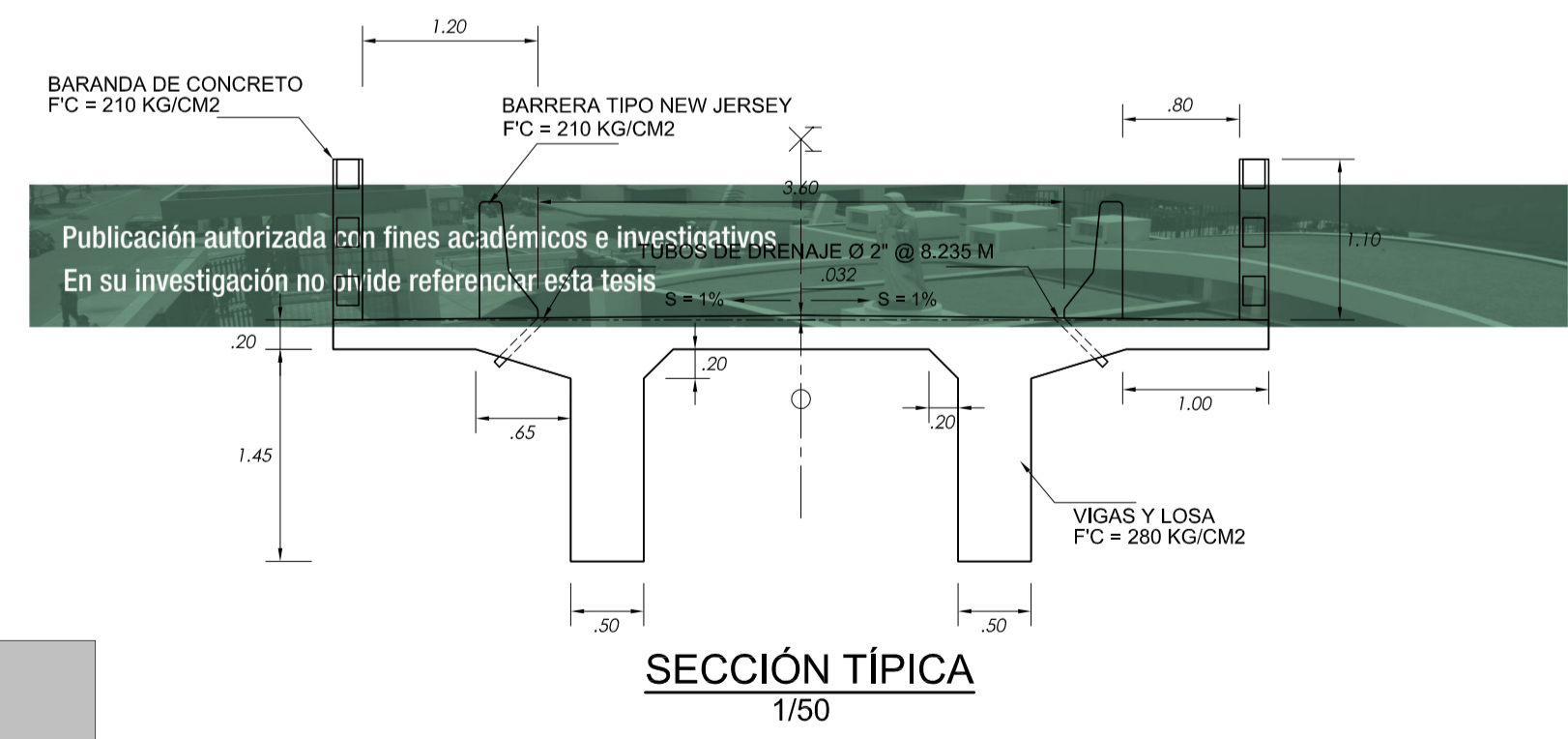
### 3.12 RECOMENDACIONES

En vista que esta técnica no es común, el ejecutor deberá realizar coordinaciones con el proyectista para la materializar lo proyectado.

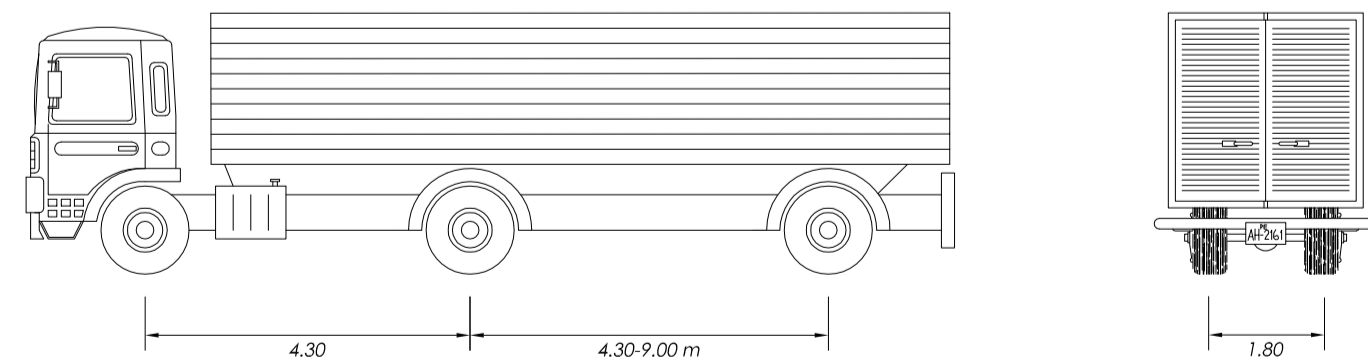
Teniendo en consideración que los aisladores se producen en el extranjero, se recomienda que las adquisiciones se realicen anticipadamente al inicio de la ejecución.



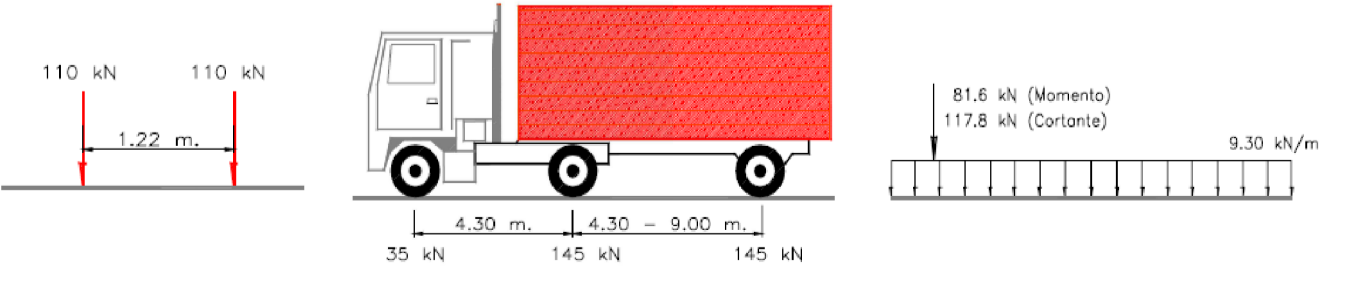
**PLANTA**  
1/100  
**PUENTE LA CAPILLA**



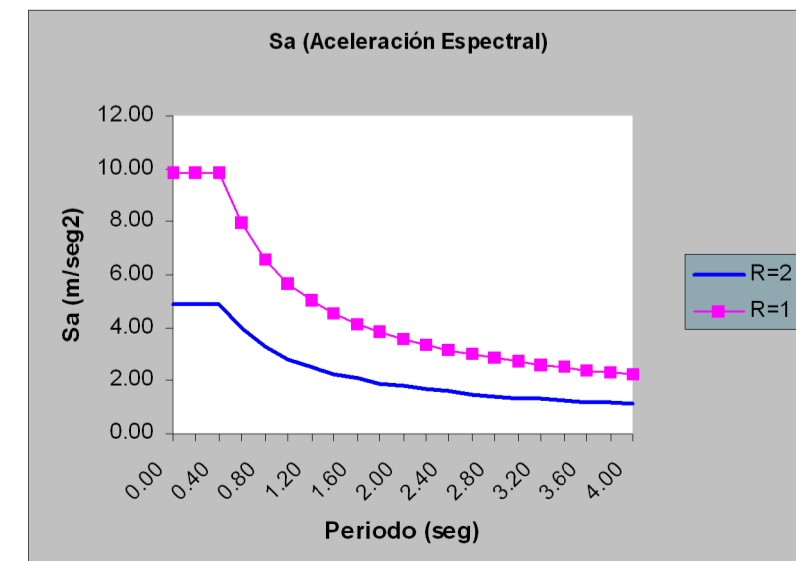
**SECCIÓN TÍPICA**  
1/50



**CAMIÓN DE DISEÑO HL-93**



**SISTEMA DE CARGAS HL-93**



CONCRETO VIGAS Y LOSA:	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días.
CONCRETO PILAR Y ESTRIBOS:	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días.
CONCRETO BARRANDA Y BARRERA:	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días.
SOLADO:	Relación Cemento/Hormigón = 1/10 50 % Piedra Grande Ø Máx. 6"-8"
ACERO:	ASTM A-60, $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Ø	TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS												
	TRACCIÓN	COMPRES.	GANCHO													
6 mm	-	-	-													
8 mm	250	200	200													
3/8"	320	245	255													
1/2"	405	305	320													
5/8"	485	365	380													
3/4"	565	425	440													
1"	645	485	505													
1-3/8"	725	545	570	<table border="1"> <tr> <th>Ø</th> <th>L</th> <th>Rmax</th> </tr> <tr> <td>1/4"</td> <td>7.5 cm</td> <td>1.3 cm</td> </tr> <tr> <td>3/8"</td> <td>10 cm</td> <td>2.0 cm</td> </tr> <tr> <td>1/2"</td> <td>15 cm</td> <td>2.5 cm</td> </tr> </table>	Ø	L	Rmax	1/4"	7.5 cm	1.3 cm	3/8"	10 cm	2.0 cm	1/2"	15 cm	2.5 cm
Ø	L	Rmax														
1/4"	7.5 cm	1.3 cm														
3/8"	10 cm	2.0 cm														
1/2"	15 cm	2.5 cm														

**RECUBRIMENTOS**

LOSA CAPA SUPERIOR	5 cm
LOSA CAPA INFERIOR	2.5 cm
PILAR Y MUROS DE ESTRIBOS	5 cm
ZAPATAS	7.5 cm
BARANDAS	2.5 cm
BARRERAS	2.5 cm

(\*) El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo

**PARÁMETROS SÍSMICOS**

ZONA	Ag = 0.4 (g)
GEOTECNIA	SUELO INTERMEDIO, $S=1.20$
PERIODO DEL SUELO	$Tp(s) = 0.60 \text{ seg.}$
CAPAC. PORTANTE	3.42 Kg/cm <sup>2</sup>
AMPLIFICACIÓN DINÁMICA	$Csn < 2.5$
COEF. DE REDUCCIÓN R	R = 2
PERIODO DE AISLAMIENTO	T = 2 seg.
COEF. DE AMORTIGUAMIENTO	B = 1.2
DESP. MÁXIMO	233 MM
COEF. DE RESPUESTA ELÁSTICA	$Cs = 0.23$
RIGIDEZ EFECTIVA	475 Ton/m

**GRM**  
GOBIERNO REGIONAL DE MOQUEGUA

GERENTE DE INFRAESTRUCTURA: **Ing. Julio Caminada B.**  
SUB GERENTE DE ESTUDIOS: **Arq. Edwing Fernandez Arias**  
RESPONSABLE DE PROYECTO: **Ing. Sergio Apaza Maquera**  
DISEÑO: **Ing. Noé W. Choque G.**  
SISTEMA DE AISLAMIENTO: **Ing. Jorge A. Lezama G.**

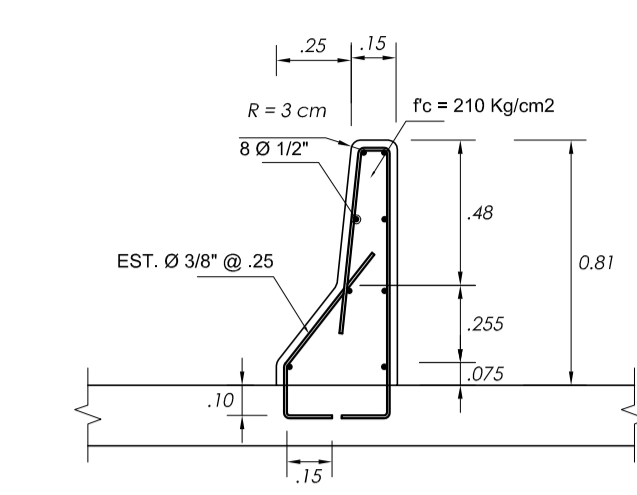
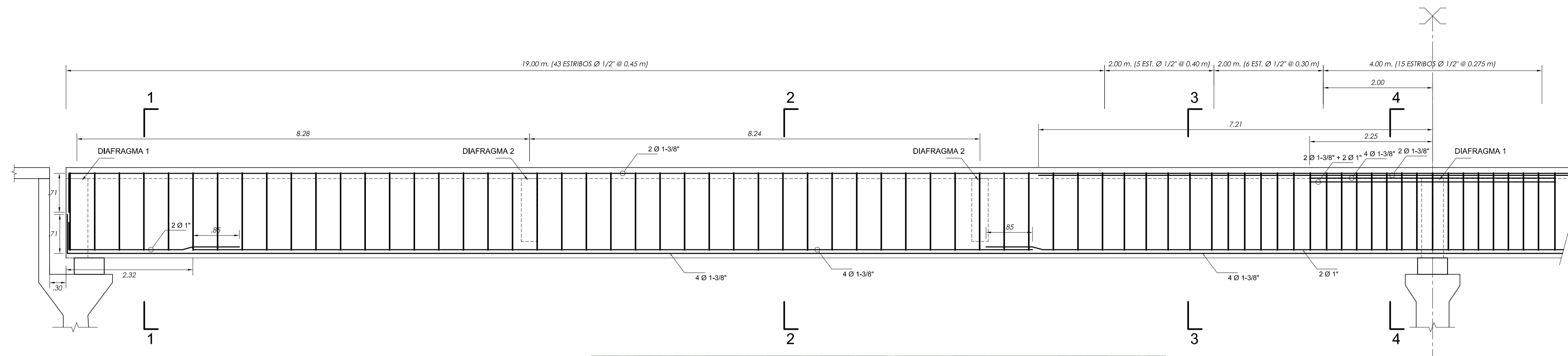
PROYECTO: **MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA VECINAL MO- 503, TRAMO PUGUINA - LA CAPILLA - LD AREQUIPA, PROVINCIA GENERAL SÁNCHEZ CERRO, REGIÓN MOQUEGUA**  
**PUENTE LA CAPILLA**

PLANO: **PLANTA Y ELEVACIONES**

UBICACION: MOQUEGUA  
DIST.: MOQUEGUA  
PROV.: MCAL. DOMINGO NIETO  
REGION: MOQUEGUA

AUTOCAD: J.C.L.  
ESCALA: 1/100  
FECHA: JULIO-2009

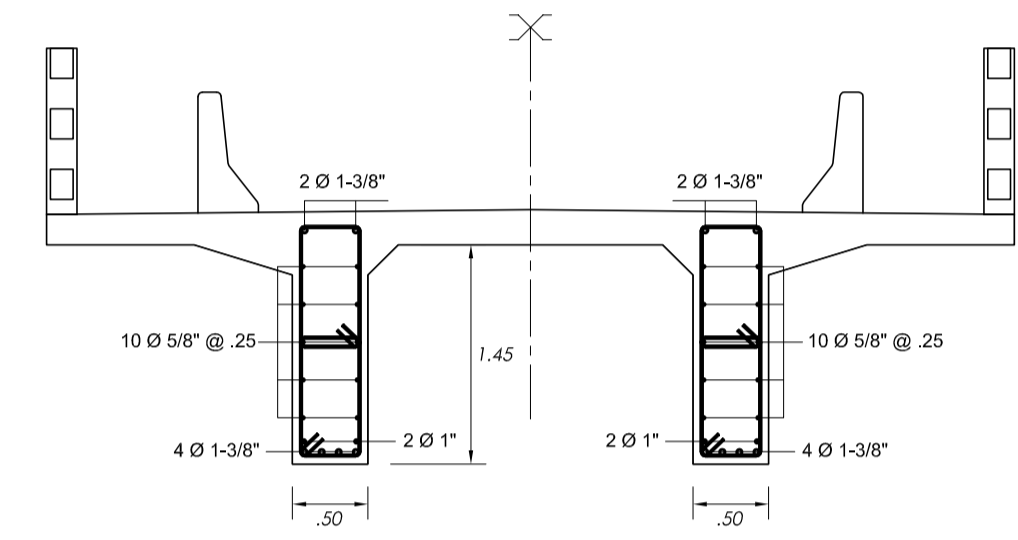
LAMINA: **P-1**  
1/8



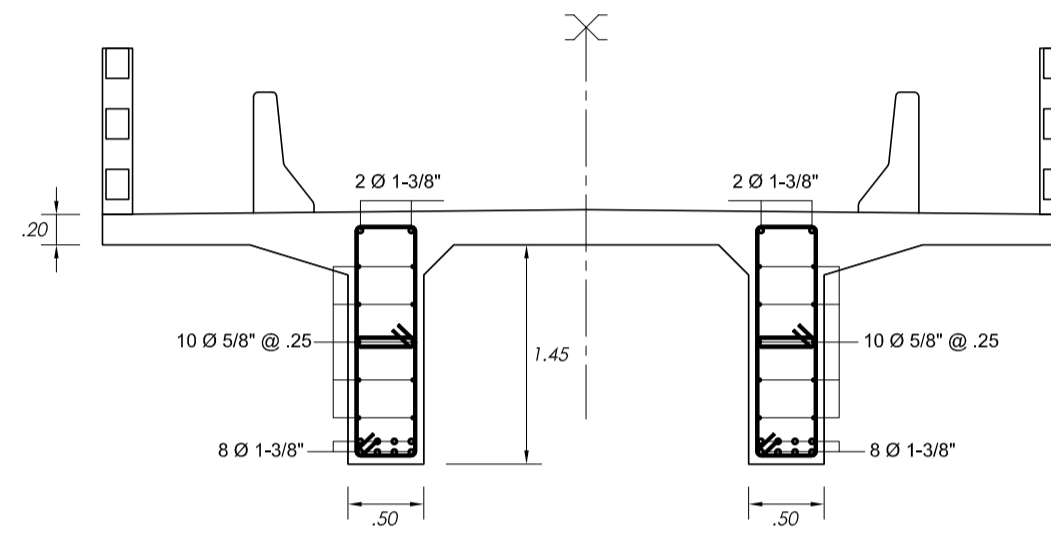
BARRERA TIPO NEW JERSEY  
1/25

REPOSITORIO DE TESIS UCSM  
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

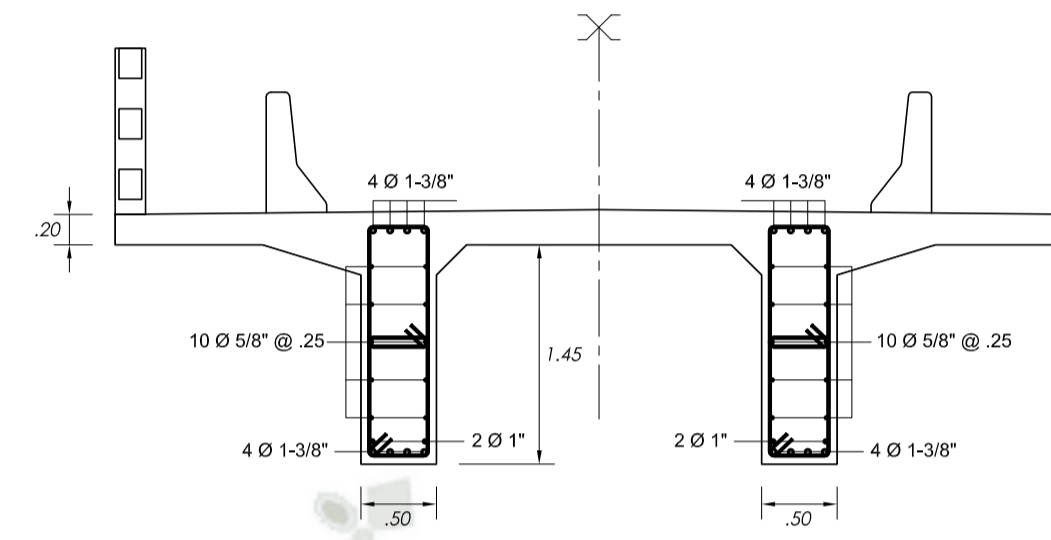
VIGA PRINCIPAL  
1/50



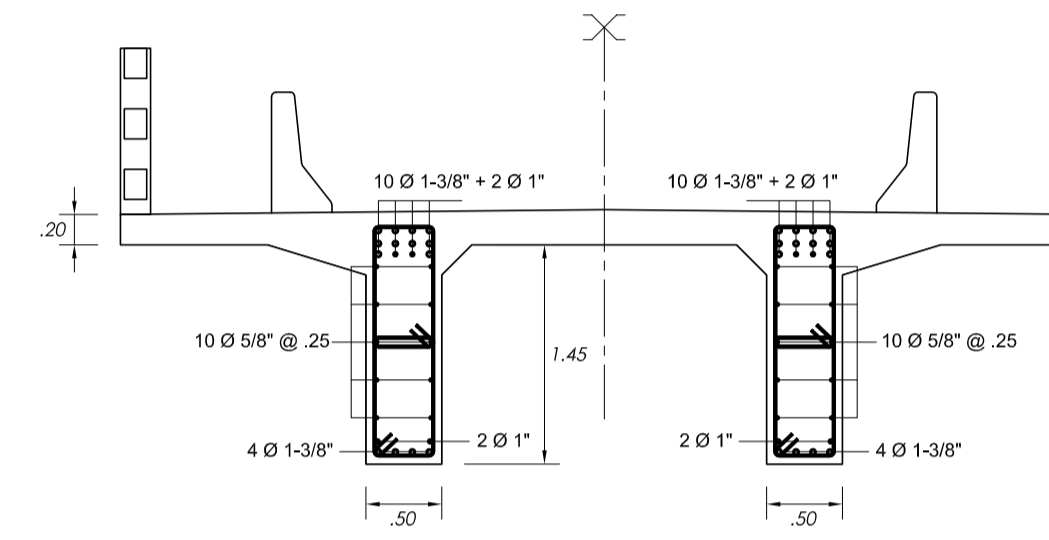
SECCION 1  
1/50



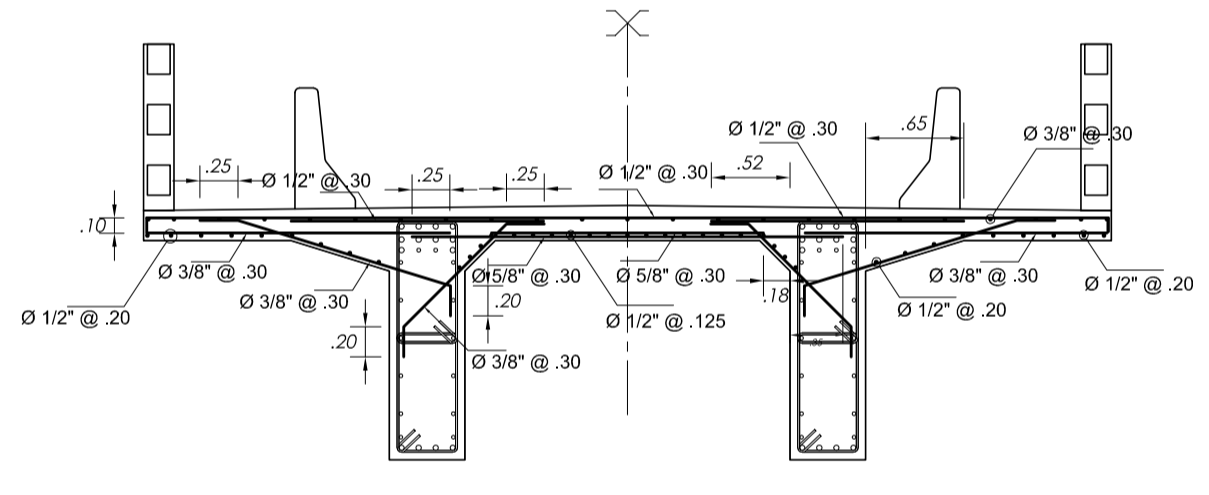
SECCION 2  
1/50



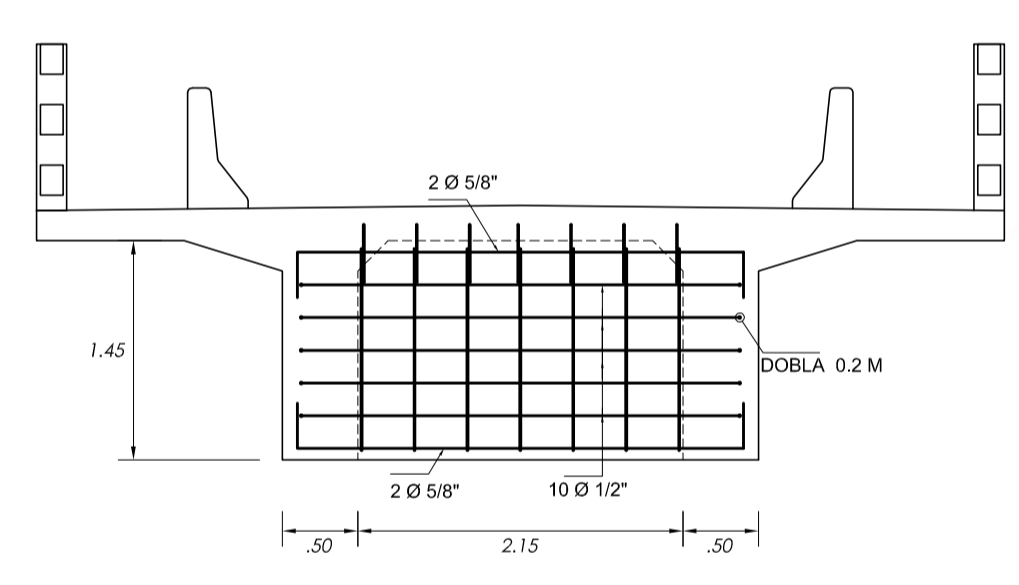
SECCION 3  
1/50



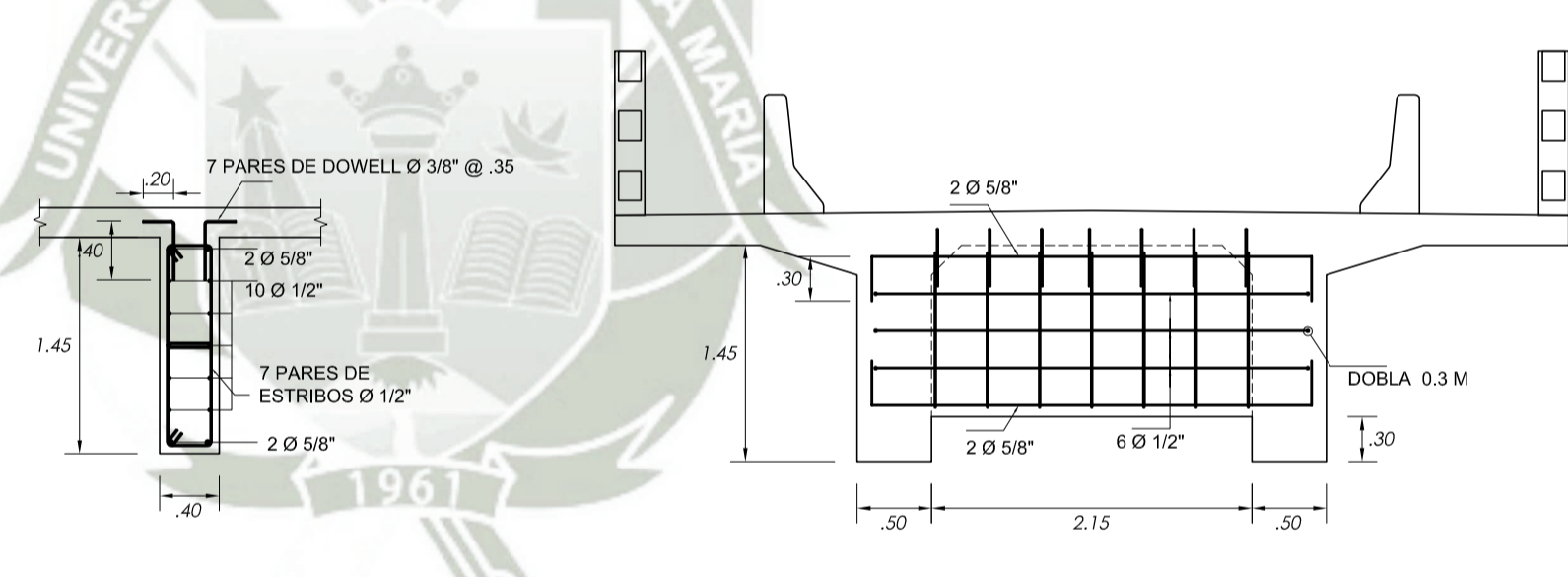
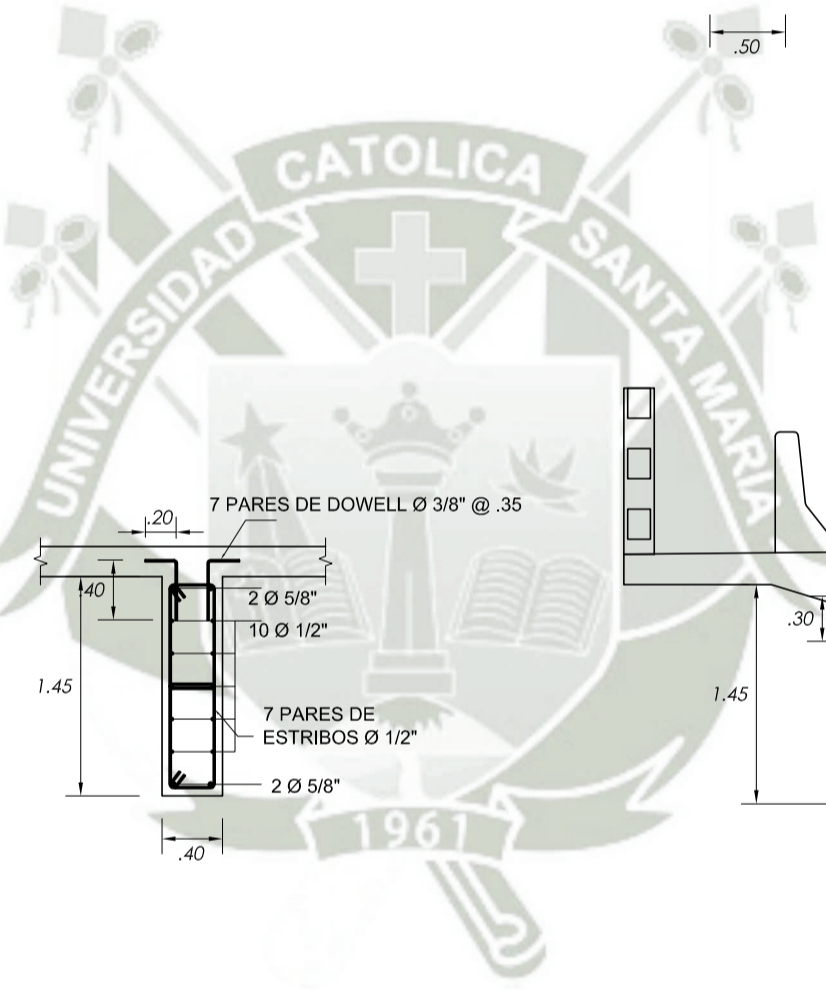
SECCION 4  
1/50



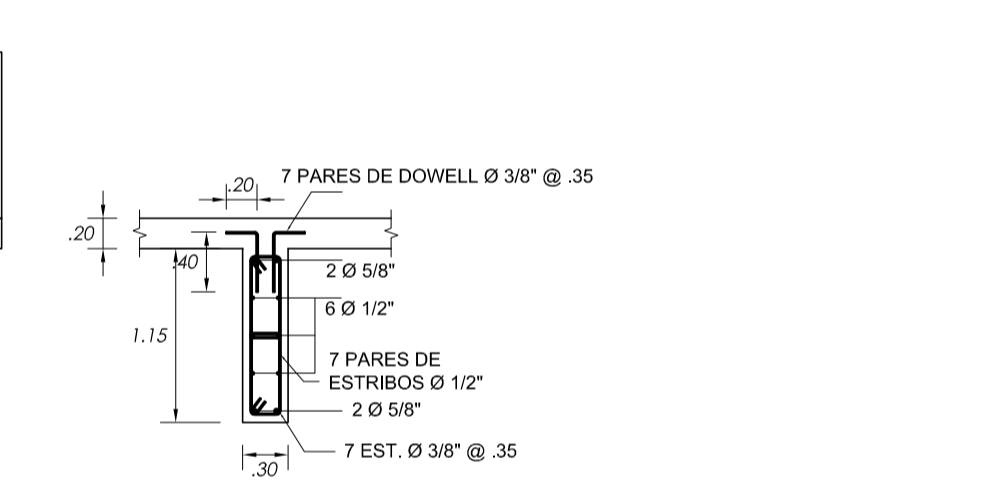
ARMADO DE LOSA (TÍPICO)  
1/50



DIAFRAGMA 1  
1/50



DIAFRAGMA 2  
1/50



Ø	TRASLAPES Y EMPALMES		GANCHO
	TRACCION	COMPRESION	
6 mm	-	-	-
8 mm	250	200	200
1/2"	320	245	255
5/8"	405	305	320
3/4"	485	365	380
1"	810	485	505
1-3/8"	1600	685	710

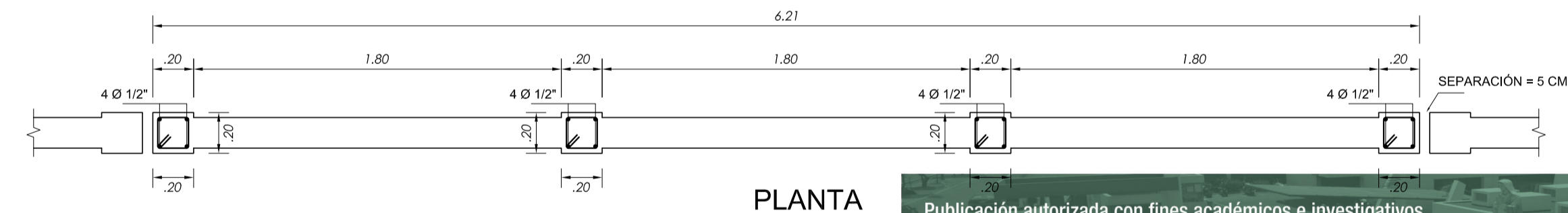
  

Ø	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm
1/2"	15 cm	2.5 cm

RECUBRIMIENTOS

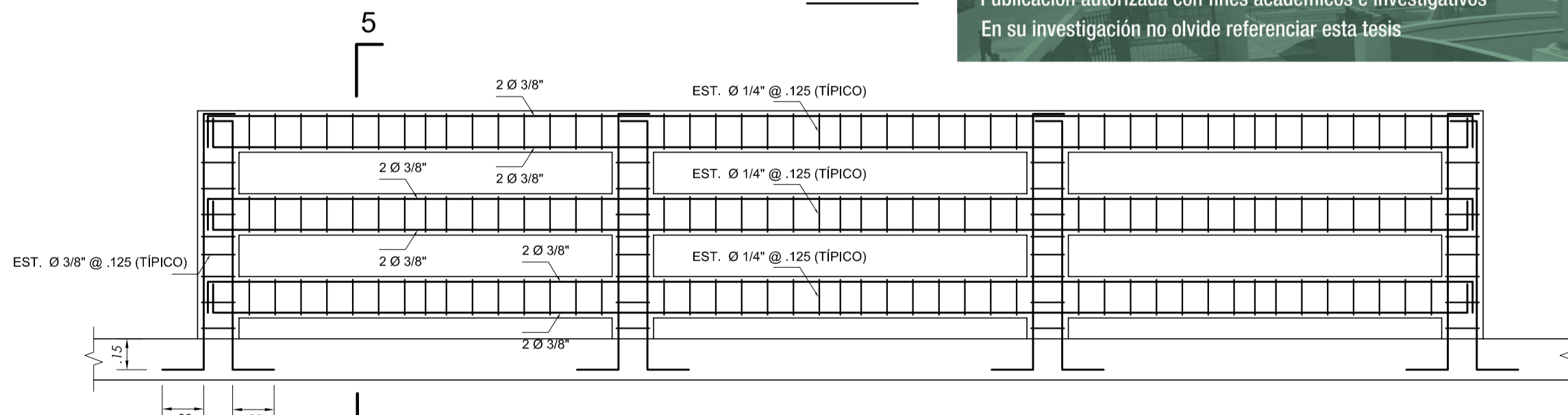
LOSA CAPA SUPERIOR	5 cm
LOSA CAPA INFERIOR	2.5 cm
PILAR Y MUROS DE ESTRIBOS	5 cm
ZAPATAS	7.5 cm
BARANDAS	2.5 cm
BARRERAS	2.5 cm

(\*) El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo



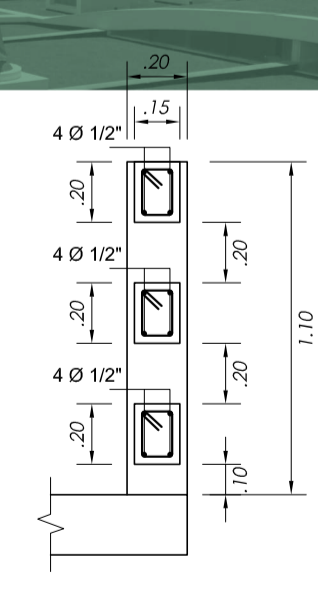
PLANTA

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



ELEVACION

BARANDA DE CONCRETO  
1/25



SECCION 5-5

SUPERESTRUCTURA

<p>GOBIERNO REGIONAL MOQUEGUA</p>	<p><b>GRM</b></p> <p>GOBIERNO REGIONAL DE MOQUEGUA</p>		<p>PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA VECINAL MO- 503, TRAMO PUGUINA - LA CAPILLA - LD AREQUIPA, PROVINCIA GENERAL SÁNCHEZ CERRO, REGIÓN MOQUEGUA</p> <p><b>PUENTE LA CAPILLA</b></p>
	<p>PLANO: SUPERESTRUCTURA</p>		
<p>GERENTE DE INFRAESTRUCTURA: <b>Ing. Julio Caminada B.</b></p> <p>SUB GERENTE DE ESTUDIOS: <b>Arq. Edwing Fernandez Arias</b></p> <p>RESPONSABLE DE PROYECTO: <b>Ing. Sergio Apaza Maquera</b></p> <p>DISERNO: <b>Ing. Noé W. Choque G.</b></p> <p>SISTEMA DE AISLAMIENTO: <b>Ing. Jorge A. Lezama G.</b></p>	<p>UBICACION: MOQUEGUA</p> <p>DIST.: MOQUEGUA</p> <p>PROV.: MCAL. DOMINGO NIETO</p> <p>REGION: MOQUEGUA</p>	<p>AUTOCAD: J.C.L.</p> <p>ESCALA: 1/50, 1/25</p> <p>FECHA: JULIO-2009</p>	<p>LAMINA: <b>P-2</b> 2/8</p>



**ANEXO 2: ENSAYO DESTRUCTIVO DE CONCRETO  
ENDURECIDO.**

## ANEXO N° 2

### ENSAYOS DESTRUCTIVOS DE CONCRETO ENDURECIDO

#### (EXTRACCIÓN DE TESTIGOS)

Como parte del estudio patológico fue necesario determinar la resistencia última del concreto que según el proyecto indicaba un valor de  $f'c=280\text{kg/cm}^2$  especificado en los planos, y en la memoria de cálculo, dicho valor según la Norma de Puentes del 2016, es aceptable como valor mínimo en el diseño de puentes.

Este valor fue verificado con ensayos de testigos de concreto, según la norma MTC E-707 – 2000, el cual está basado en las Normas ASTM C-42 y AASHTO T-24.

Para poder evaluar la resistencia del concreto en la superestructura principalmente donde se presentan las fisuras, se obtienen probetas (también llamadas corazones) de 4 pulgadas (10.00cm), para lo cual se tuvo en cuenta la granulometría de los agregados en campo utilizadas, especialmente en la piedra utilizada, verificando que el tamaño mayor era aproximadamente una pulgada y según el Boletín Técnico Cemento N° 75 ASOCEM, indica que solo podrán utilizarse testigos de 8.75cm de diámetro o más.

Se obtuvieron muestras con diámetro de 10cm, las normas indican que los ensayos a las pruebas de los testigos, se considera estructuralmente adecuada si el promedio de 3 muestras es por lo menos igual al 85% de la resistencia especificada ( $f'c$ ), y ninguna muestra debe resultar menor del 75% de ( $f'c$ ).

Según los ensayos tenemos resistencias superiores:  $f'c=300\text{kg/cm}^2$  (ver resultados)

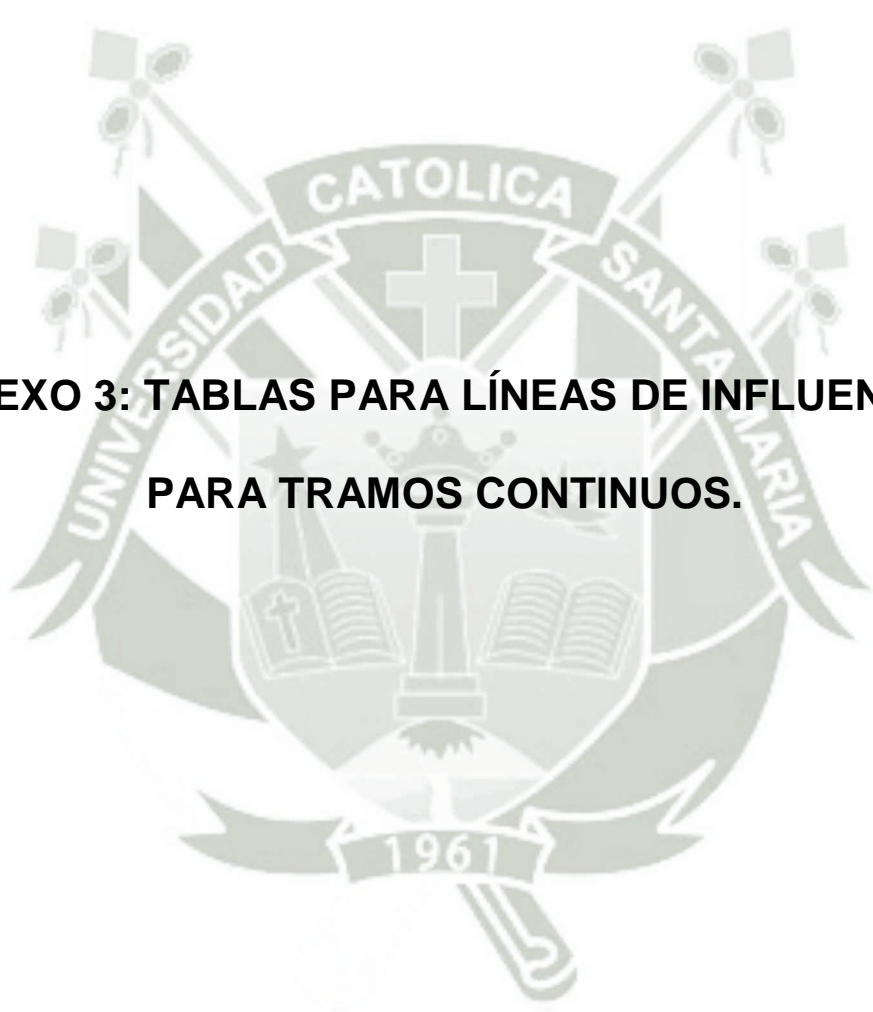
Por lo tanto, la resistencia calculada de las probetas se interpreta mayor a  $f'c=280\text{kg/cm}^2$  a los 28 días, cumpliendo lo especificado en el proyecto. En nuestro análisis patológico solo consideraremos la resistencia de diseño  $f'c=280\text{kg/cm}^2$ .



*Extracción de testigos de concreto con equipo de diamantinas*



*Ensayos a compresión de testigos muestra los resultados, los cuales son corregidos por esbeltez en todos los casos estos son superiores  $f'c=300\text{kg/cm}^2$  se concluye utilizar la resistencia de diseño  $f'c=280\text{kg/cm}^2$  según el expediente.*

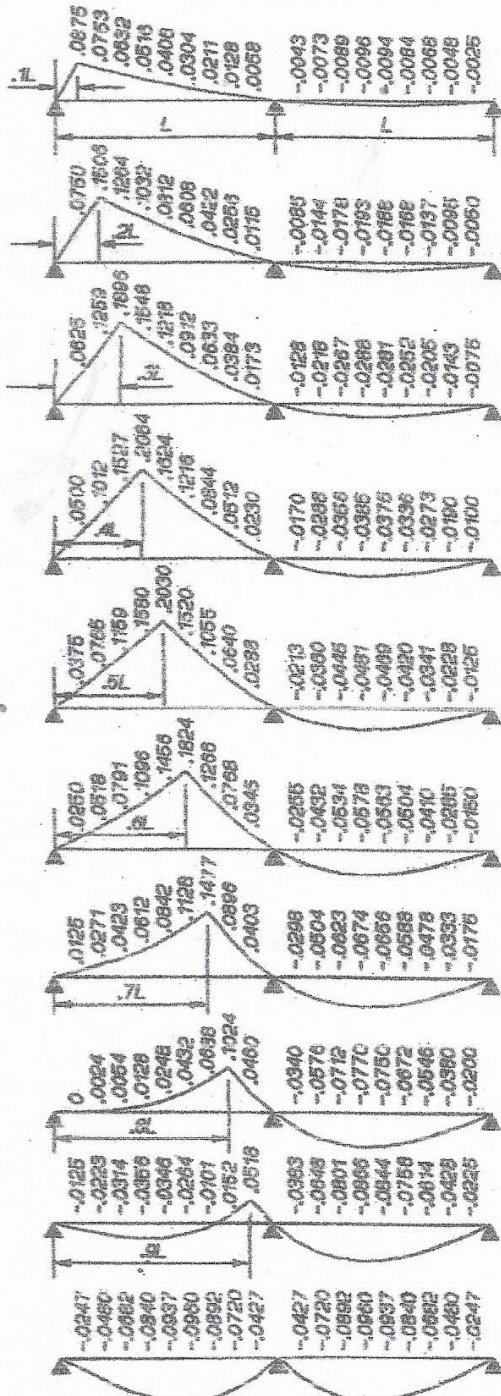


**ANEXO 3: TABLAS PARA LÍNEAS DE INFLUENCIA  
PARA TRAMOS CONTINUOS.**

APÉNDICE II-D

LÍNEAS DE INFLUENCIA DE MOMENTOS EN  
VIGAS DE DOS TRAMOS IGUALES  
(multiplicar ordenadas por L)

ÁREAS EN LÍNEAS DE INFLUENCIA  
DE MOMENTOS  
(multiplicar valores por L<sup>2</sup>)



A(+)= 0.0388  
A(-)= -0.0062  
A<sub>T</sub> = 0.0326

A(+)= 0.0676  
A(-)= -0.0124  
A<sub>T</sub> = 0.0552

A(+)= 0.0864  
A(-)= -0.0166  
A<sub>T</sub> = 0.0679

A(+)= 0.0952  
A(-)= -0.0248  
A<sub>T</sub> = 0.0705

A(+)= 0.0941  
A(-)= -0.0309  
A<sub>T</sub> = 0.0631

A(+)= 0.0829  
A(-)= -0.0371  
A<sub>T</sub> = 0.0457

A(+)= 0.0617  
A(-)= -0.0433  
A<sub>T</sub> = 0.0184

A(+)= 0.0305  
A(-)= -0.0495  
A<sub>T</sub> = -0.0190

A(+)= 0.0064  
A(-)= -0.0727  
A<sub>T</sub> = -0.0664

A(+)= 0  
A(-)= -0.1236  
A<sub>T</sub> = -0.1236

11 DE MOMENTO EN APOYO CENTRAL

MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén

ENVOLVENTE DE MOMENTOS POR FATIGA CON SOBRECARGA HL-93 EN VIGAS CONTINUAS  
DE DOS TRAMOS IGUALES (Incluye III-0.15)

L(m)	SECCIONES										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.00	-0.79	-1.59	-2.38	-3.17	-3.96	-4.76	-5.55	-6.34	-7.15	-7.98
	0.00	7.37	12.57	15.84	17.26	16.99	15.27	12.37	8.60	4.34	0.00
6	0.00	-0.96	-1.91	-2.86	-3.82	-4.77	-5.79	-6.68	-7.63	-8.37	-11.78
	0.00	9.08	15.39	19.00	20.70	20.38	18.31	14.82	10.31	5.20	0.00
7	0.00	-1.12	-2.23	-3.35	-4.46	-5.58	-6.69	-7.81	-8.92	-12.42	-17.57
	0.00	10.83	18.29	22.62	24.14	23.76	21.35	17.62	12.06	6.05	0.00
8	0.00	-1.33	-2.66	-3.99	-5.33	-6.66	-7.99	-9.32	-10.65	-15.71	-23.07
	0.00	12.61	21.32	26.37	28.09	27.15	24.95	20.47	13.86	6.91	0.00
9	0.00	-1.55	-3.11	-4.66	-6.21	-7.76	-9.32	-10.87	-12.42	-19.18	-28.07
	0.00	14.40	24.37	30.17	32.16	30.90	28.63	23.35	15.70	7.77	0.00
10	0.00	-1.77	-3.55	-5.32	-7.09	-8.86	-10.63	-12.40	-14.18	-21.69	-33.14
	0.00	16.20	27.45	34.01	36.29	35.08	32.32	26.25	17.58	8.62	0.00
11	0.00	-1.99	-3.98	-5.97	-7.96	-9.95	-11.94	-13.93	-15.92	-23.99	-37.36
	0.00	18.01	30.53	37.87	40.45	39.26	36.02	29.16	19.49	9.48	0.00
12	0.00	-2.21	-4.41	-6.61	-8.82	-11.02	-13.23	-15.43	-17.63	-25.68	-41.11
	0.00	19.82	33.64	41.76	44.66	43.44	39.74	32.12	21.46	10.34	0.00
13	0.00	-2.42	-4.84	-7.26	-9.67	-12.09	-14.51	-16.93	-19.35	-27.03	-44.47
	0.00	21.73	36.74	45.66	48.87	47.63	43.47	35.07	23.42	11.20	0.00
14	0.00	-2.63	-5.27	-7.90	-10.53	-13.16	-15.80	-18.43	-21.06	-27.81	-47.35
	0.00	24.37	39.85	49.55	53.08	51.82	47.19	38.03	25.39	12.06	0.00
15	0.00	-2.95	-5.89	-8.84	-11.78	-14.73	-17.67	-20.62	-23.56	-28.44	-50.15
	0.00	27.03	43.74	53.47	57.33	56.02	50.94	41.02	27.41	12.92	0.00
16	0.00	-3.36	-6.71	-10.07	-13.42	-16.78	-20.13	-23.49	-26.84	-30.20	-52.32
	0.00	29.97	48.28	58.22	61.59	60.23	54.69	44.75	29.45	13.78	0.00
17	0.00	-3.79	-7.58	-11.37	-15.16	-18.95	-22.74	-26.53	-30.32	-34.11	-54.23
	0.00	32.94	52.96	64.59	67.93	64.43	60.12	49.30	31.49	14.64	0.00
18	0.00	-4.27	-8.53	-12.80	-17.07	-21.33	-25.60	-29.86	-34.13	-38.40	-55.95
	0.00	35.95	57.94	70.94	74.52	68.64	66.36	63.85	53.53	15.50	0.00
19	0.00	-4.73	-9.45	-14.18	-18.90	-23.63	-28.35	-33.08	-37.80	-42.53	-57.64
	0.00	39.01	63.04	77.52	81.42	74.54	72.66	68.53	55.57	16.36	0.00
20	0.00	-5.16	-10.36	-15.53	-20.71	-25.89	-31.06	-36.24	-41.41	-46.59	-59.32
	0.00	42.12	68.26	84.18	88.45	81.53	78.97	69.25	57.61	17.22	0.00
21	0.00	-5.63	-11.26	-16.89	-22.52	-28.14	-33.77	-39.40	-45.03	-50.66	-60.99
	0.00	45.24	73.49	90.84	95.49	88.85	85.28	67.98	59.65	18.08	0.00
22	0.00	-6.08	-12.15	-18.22	-24.29	-30.36	-36.44	-42.51	-48.58	-54.65	-62.65
	0.00	48.35	78.73	97.50	102.53	96.20	91.63	72.75	62.17	18.94	0.00
23	0.00	-6.51	-13.02	-19.53	-26.04	-32.55	-39.05	-45.56	-52.07	-58.58	-65.09
	0.00	51.49	84.01	104.19	109.62	103.58	98.02	77.59	65.01	19.80	0.00
24	0.00	-6.92	-13.84	-20.76	-27.68	-34.60	-41.52	-48.44	-55.35	-62.27	-69.20
	0.00	54.69	89.43	111.05	116.98	110.97	104.52	82.60	68.13	20.66	0.00
25	0.00	-7.33	-14.66	-21.99	-29.32	-36.65	-43.98	-51.31	-58.64	-65.97	-73.30
	0.00	57.88	94.84	117.94	124.34	118.38	111.01	87.62	71.25	21.52	0.00
26	0.00	-7.74	-15.48	-23.22	-30.96	-38.70	-46.44	-54.18	-61.92	-69.66	-77.40
	0.00	61.07	100.25	124.81	131.71	125.79	117.50	92.63	74.97	22.38	0.00
27	0.00	-8.15	-16.30	-24.45	-32.60	-40.75	-48.90	-57.05	-65.20	-73.35	-81.51
	0.00	64.27	105.67	131.69	139.07	133.20	124.00	97.65	77.49	23.29	0.00
28	0.00	-8.56	-17.12	-25.68	-34.25	-42.81	-51.37	-59.93	-68.49	-77.05	-85.61
	0.00	67.48	111.12	138.56	146.43	140.61	130.49	102.66	80.61	24.31	0.00
29	0.00	-8.97	-17.94	-26.92	-35.89	-44.86	-53.83	-62.80	-71.77	-80.74	-89.71
	0.00	70.69	116.58	145.43	153.80	148.02	136.99	107.67	83.73	25.34	0.00
30	0.00	-9.38	-18.77	-28.15	-37.53	-46.91	-56.29	-65.67	-75.05	-84.43	-93.82
	0.00	73.91	122.04	152.31	161.16	155.43	143.48	112.69	86.85	26.37	0.00

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA HL-93 EN VIGAS CONTINUAS DE DOS TRAMOS IGUALES (Incluye IM=0.33)

L(m)	SECCIONES										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.00	-1.48	-2.96	-4.44	-5.92	-7.40	-8.88	-10.35	-11.83	-13.71	-21.12
	0.00	11.93	20.04	24.57	25.83	25.05	23.08	18.90	11.23	5.18	0.00
6	0.00	-1.85	-3.71	-5.56	-7.41	-9.26	-11.11	-12.96	-14.81	-17.24	-26.27
	0.00	14.96	25.23	31.09	32.89	32.04	29.26	23.13	14.28	6.23	0.00
7	0.00	-2.23	-4.46	-6.68	-8.91	-11.14	-13.36	-15.59	-17.82	-20.82	-31.53
	0.00	18.07	30.59	37.84	40.24	39.27	35.70	28.23	17.59	7.30	0.00
8	0.00	-2.62	-5.23	-7.84	-10.45	-13.07	-15.68	-18.29	-20.90	-24.54	-37.66
	0.00	21.26	36.07	44.76	47.77	46.69	42.31	33.45	20.97	8.36	0.00
9	0.00	-3.01	-6.02	-9.03	-12.04	-15.05	-18.06	-21.07	-24.08	-28.40	-44.08
	0.00	24.53	41.69	51.85	55.49	54.29	49.08	38.80	24.42	9.48	0.00
10	0.00	-3.53	-7.07	-10.60	-14.13	-17.66	-21.19	-24.72	-28.25	-33.39	-50.73
	0.00	28.06	47.44	59.10	63.39	62.07	56.81	44.27	27.93	10.58	0.00
11	0.00	-4.09	-8.18	-12.27	-16.36	-20.45	-24.53	-28.62	-32.71	-38.75	-57.59
	0.00	32.39	53.34	66.52	71.47	70.03	63.10	49.85	31.50	11.70	0.00
12	0.00	-4.70	-9.39	-14.09	-18.78	-23.47	-28.17	-32.86	-37.56	-44.58	-64.48
	0.00	36.86	60.92	74.10	79.74	78.17	70.34	55.55	35.12	12.93	0.00
13	0.00	-5.33	-10.65	-15.98	-21.30	-26.62	-31.95	-37.27	-42.59	-50.65	-71.31
	0.00	41.44	68.70	82.86	88.23	86.53	78.58	61.45	38.91	14.60	0.00
14	0.00	-5.97	-11.93	-17.89	-23.87	-29.83	-35.80	-41.76	-47.73	-56.86	-77.83
	0.00	48.10	78.63	92.72	98.17	96.75	88.03	68.52	42.78	16.31	0.00
15	0.00	-6.61	-13.22	-19.83	-26.44	-33.05	-39.66	-46.27	-52.88	-63.13	-84.49
	0.00	50.89	84.81	102.94	110.49	107.91	97.85	75.99	46.71	18.04	0.00
16	0.00	-7.27	-14.53	-21.79	-29.05	-36.32	-43.58	-50.84	-58.10	-69.51	-96.19
	0.00	55.76	93.15	113.36	122.05	119.29	107.90	83.64	50.70	19.78	0.00
17	0.00	-7.93	-15.86	-23.79	-31.71	-39.64	-47.57	-55.50	-63.42	-77.19	-113.47
	0.00	60.71	101.62	123.99	133.79	130.85	118.10	91.41	54.74	21.53	0.00
18	0.00	-8.60	-17.20	-25.80	-34.39	-42.99	-51.59	-60.19	-68.78	-87.45	-130.57
	0.00	65.75	110.27	134.85	145.72	142.59	128.45	99.34	58.85	23.30	0.00
19	0.00	-9.28	-18.56	-27.84	-37.12	-46.40	-55.68	-64.95	-74.23	-97.20	-147.66
	0.00	70.87	119.05	145.87	157.82	154.51	136.97	107.39	63.16	25.06	0.00
20	0.00	-9.98	-19.95	-29.92	-39.89	-49.86	-59.83	-69.81	-79.78	-106.69	-164.44
	0.00	76.06	127.96	157.06	170.11	166.61	149.64	115.56	68.01	26.87	0.00
21	0.00	-10.66	-21.33	-32.00	-42.71	-53.39	-64.06	-74.74	-85.41	-116.06	-180.85
	0.00	81.33	136.99	168.42	182.57	178.89	160.48	123.85	72.92	28.67	0.00
22	0.00	-11.37	-22.74	-34.11	-45.48	-56.85	-68.22	-79.59	-90.96	-125.02	-196.69
	0.00	86.69	143.21	180.04	195.32	191.44	171.60	132.43	78.13	30.46	0.00
23	0.00	-12.07	-24.13	-36.19	-48.25	-60.32	-72.38	-84.44	-96.50	-133.01	-211.53
	0.00	92.13	155.59	191.91	208.30	204.21	182.96	141.22	83.52	32.31	0.00
24	0.00	-12.77	-25.54	-38.31	-51.07	-63.84	-76.61	-89.37	-102.14	-141.14	-226.37
	0.00	97.65	165.09	203.97	221.46	217.16	194.48	150.17	88.98	34.15	0.00
25	0.00	-13.49	-26.97	-40.45	-53.94	-67.42	-80.90	-94.39	-107.87	-149.17	-240.64
	0.00	103.25	174.73	216.20	234.80	230.30	206.15	159.30	94.49	36.00	0.00
26	0.00	-14.22	-28.43	-42.64	-56.85	-71.06	-85.27	-99.48	-113.70	-157.33	-254.99
	0.00	108.91	184.49	228.59	248.33	243.61	217.98	168.54	100.06	37.86	0.00
27	0.00	-14.95	-29.91	-44.86	-59.81	-74.76	-89.71	-104.66	-119.61	-165.64	-268.84
	0.00	114.65	194.38	241.15	262.03	257.10	229.97	177.90	105.68	39.73	0.00
28	0.00	-15.71	-31.41	-47.11	-62.82	-78.52	-94.22	-109.93	-125.63	-174.14	-282.45
	0.00	120.47	204.40	253.87	275.92	270.77	242.11	187.37	111.37	41.62	0.00
29	0.00	-16.47	-32.94	-49.40	-65.87	-82.34	-98.80	-115.27	-131.74	-182.74	-296.27
	0.00	126.36	214.56	266.75	289.99	284.62	254.42	196.97	117.16	43.52	0.00
30	0.00	-17.25	-34.49	-51.73	-68.97	-86.21	-103.45	-120.70	-137.94	-191.45	-310.31
	0.00	132.33	224.86	279.80	304.24	298.65	266.88	206.68	123.05	45.43	0.00



**ANEXO 4: MODELAMIENTO DE LA  
SUPERESTRUCTURA EN CSI BRIDGE.**

## ANEXO N° 4

### MODELAMIENTO SUPERESTRUCTURA PUENTE LA CAPILLA.

#### 1. INTRODUCCION.

El modelado, análisis y diseño de estructuras de puentes se han integrado en CSiBridge para crea o último e herramienta informática a medida para satisfacer las necesidades de los profesionales de ingeniería. La facilidad con que todas estas tareas puede llevarse a cabo, hace de CSiBridge el mas versátil y productivo Software de la industria.

Usando CSiBridge, los ingenieros pueden definir complejas geometrías de puente, condiciones de entorno y casos de carga. Los modelos de puente se definen paramétricamente, usando términos que son familiares para los ingenieros de puentes, como las líneas de diseño, bearing, estribos, pilares, inclinaciones, bisagras, y postensado.

#### 2. MODELAMIENTO.

Se realizara el análisis estructura de un puente tipo viga-losa de concreto armado y se mostrarán las fuerzas resultantes y la deformación por la sobrecarga vehicular.

Las consideraciones geométricas son las siguientes:

Longitud	= 50 m
Números de vías	= 1
Ancho de calzada	= 4.00 m

#### **Propiedades de los materiales.**

##### **Concreto:**

Resistencia especificada  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 28 \text{ MPa}$

Peso Específico  $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$

Módulo de Poisson  $\mu = 0.2$

### **Módulo de Elasticidad.**

Las especificaciones AASHTO-LRFD indican que para concretos de densidad comprendida entre 1440 y 2500 kg/m<sup>3</sup> el módulo de elasticidad se calculará utilizando la siguiente expresión:

$$E = 0.043 * \gamma^{1.5} * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$\gamma$  = Peso específico del concreto (kg/m<sup>3</sup>)

$f'_c$  = Resistencia especificada del concreto (MPa).

### **Acero de refuerzo.**

Esfuerzo de fluencia  $f_y = 420$  MPa

Módulo de Elasticidad  $E = 200\ 000$  MPa

### **CASOS DE CARGA.**

DC: Peso de los componentes estructurales.

DW: Peso de la superficie de desgaste.

LL: Sobrecarga vehicular.

IM: Amplificación dinámica.

PL: Carga viva peatonal.

### **IDEALIZACION:**

Ejecutamos el programa CSIBRIDGE, apareciendo la ventana que se muestra en la figura 1.2. En la parte inferior derecha de la ventana se encuentran las unidades de trabajo, las cuales puede ser modificadas por el usuario seleccionando las unidades deseadas de la del menú desplegable que se muestra.

Para esta aplicación trabajaremos con las unidades de SI.

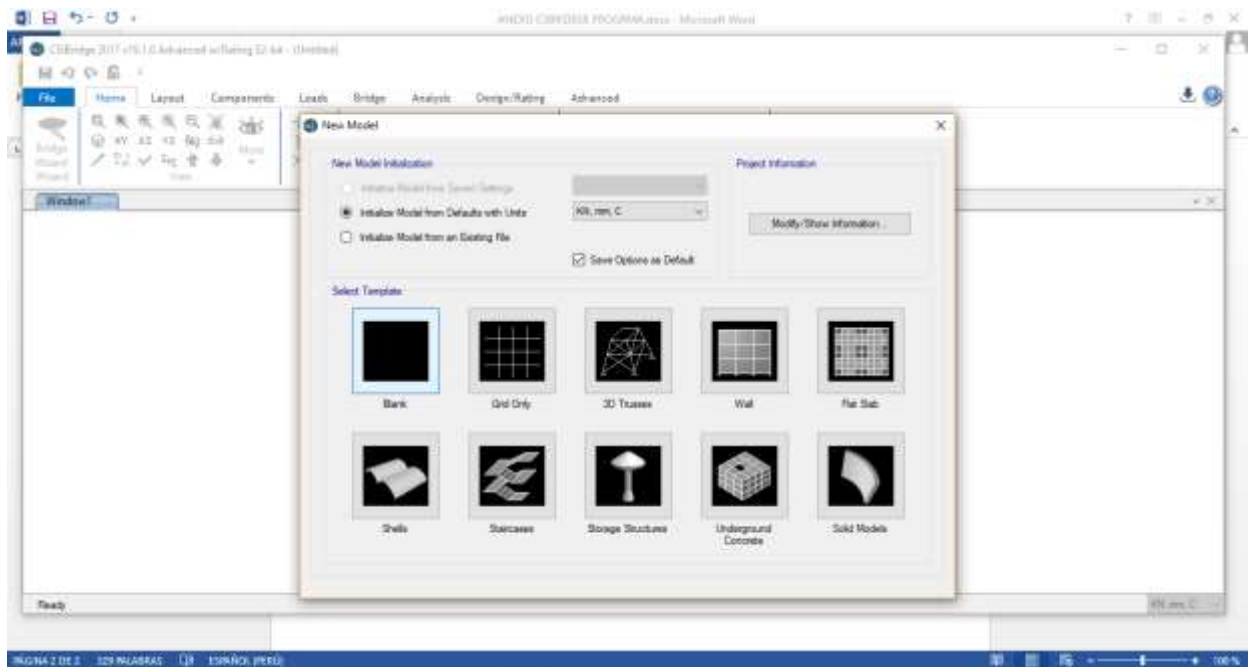


Figura 1.2.

Seguidamente debemos ingresar a la opción **Bridge Wizard**, que se encuentra en el menú Home, con lo que se apertura la **ventana Bridge Modeler Wizard**, que contiene un listado de pasos que debemos seguir para la idealización del puente. Como se ve en la figura 1.3

Cada tipo de puente tendrá características propias y de acuerdo a las condiciones de análisis (apoyos, sobrecargas, etc.) habrán pasos que se podrán obviar.

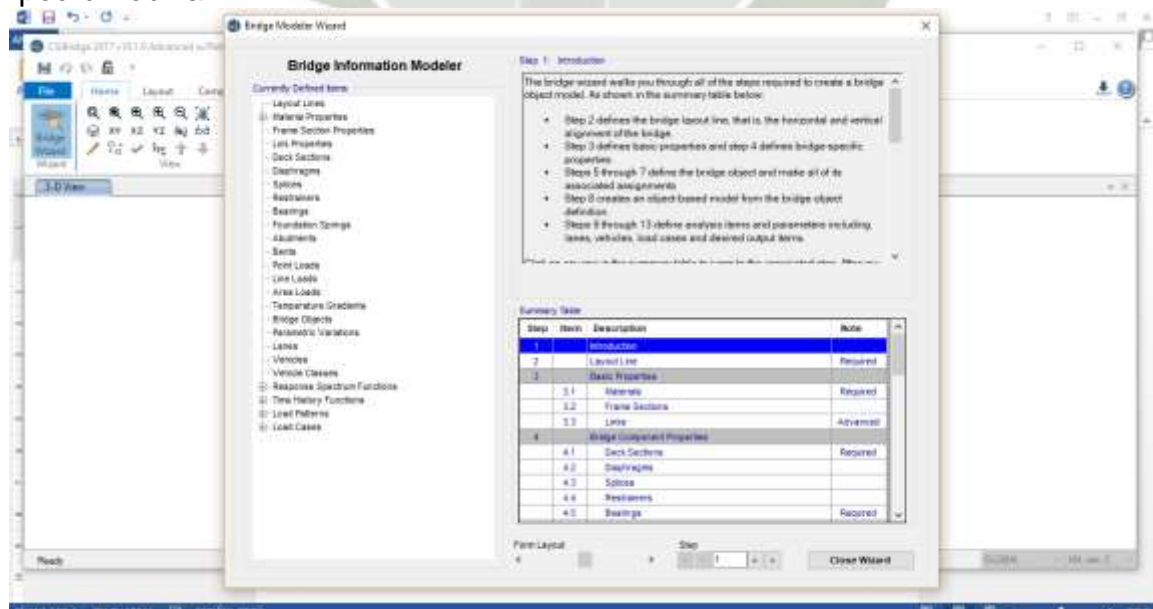
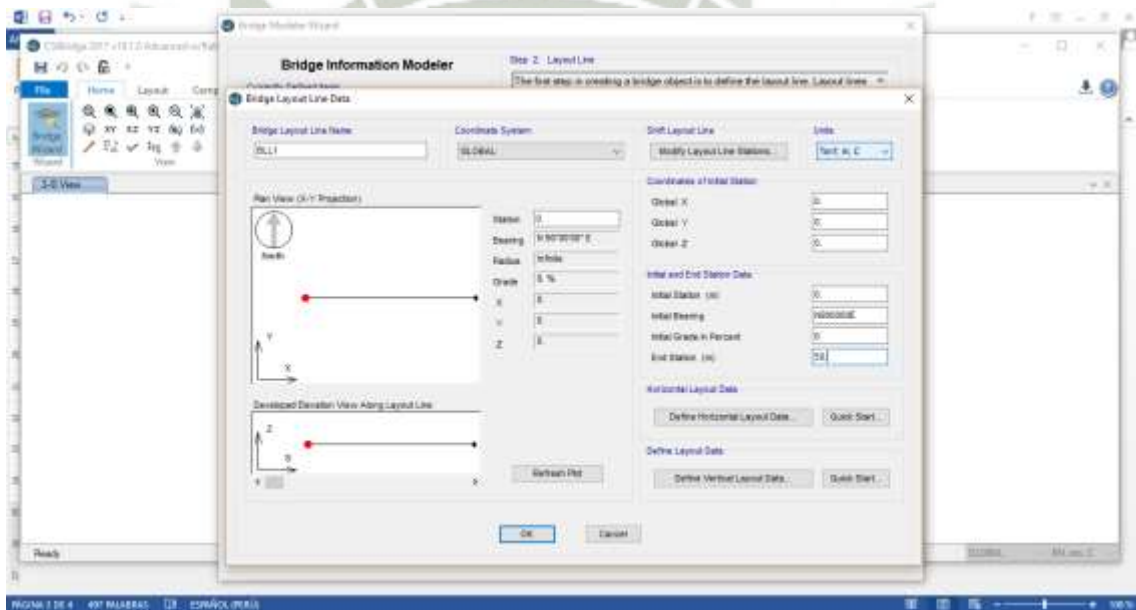


Figura 1.3.

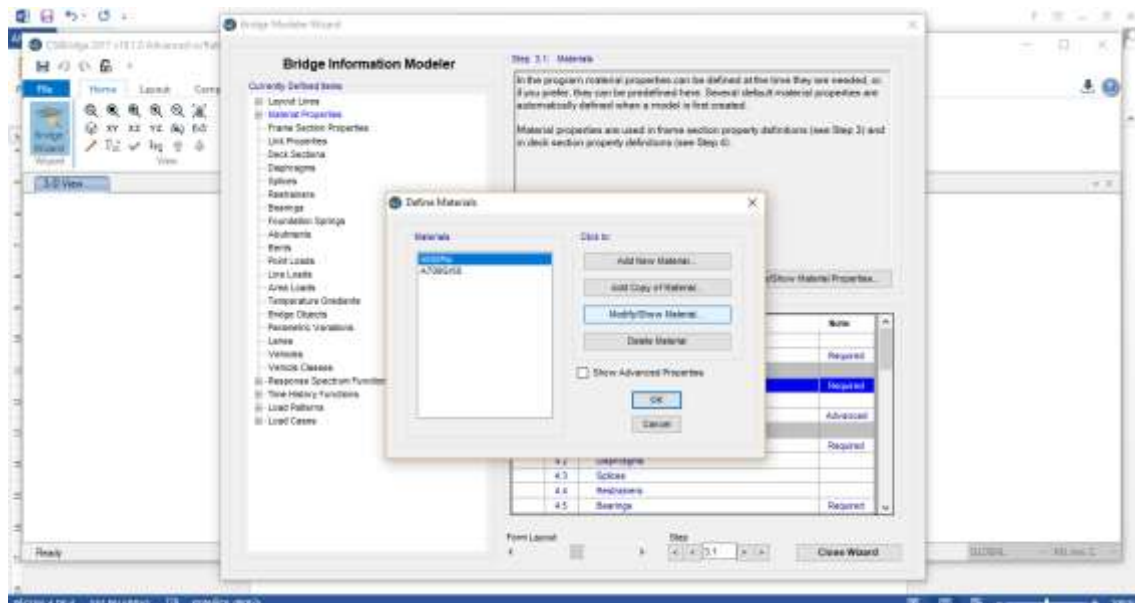
Paso 2.- **Layout Line**, aquí definiremos el alineamiento del puente, para lo cual ingresamos a **Define/Show Layout Lines** con lo que aparecerá la ventana **Define Bridge Layout Line**, donde debemos presionar el botón **Add New Line**.

En la ventana **Bridge Layout Line Data** de la figura 1.4., se configurarán las coordenadas de la estación inicial (Initial Station), la orientación angular de los ejes de apoyo del puente (Initial Grade in Percent) y la ubicación de la estación final (End Station). Todos estos valores referidos a un sistema de coordenadas globales y a las unidades anteriormente definidas por el usuario las cuales también pueden modificarse.



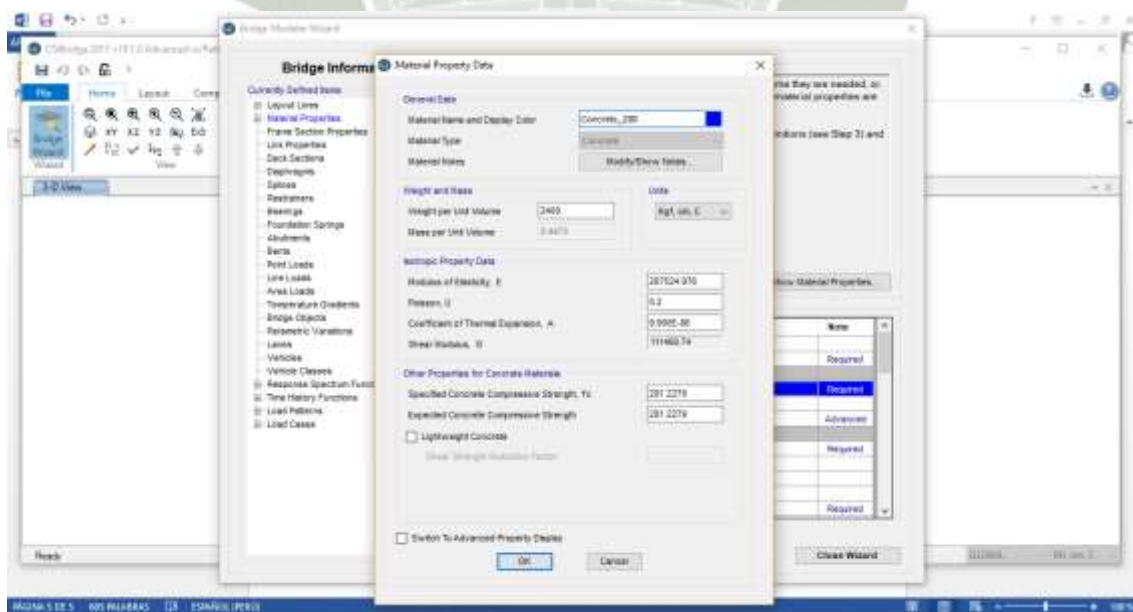
**Figura 1.4.**

**Basic Properties**, donde definiremos las características de los materiales que utilizaremos, para lo cual presionamos **Define/Show material properties** y aparecerá la ventana **Define Materials**, en la cual podemos agregar nuevos materiales, modificar los existentes y eliminar los que no son necesarios.



**Figura 1.5.**

Para esta aplicación modificaremos las características del material etiquetado como 4000 Psi, seleccionamos el material y presionamos Modify/Show Material. Con lo cual el programa nos mostrará la ventana Material Property Data en la que ingresamos en los campos correspondientes las propiedades características del material y cambiaremos la etiqueta a Concreto\_280, como se muestra en la figura 1.6



**Figura 1.6.**

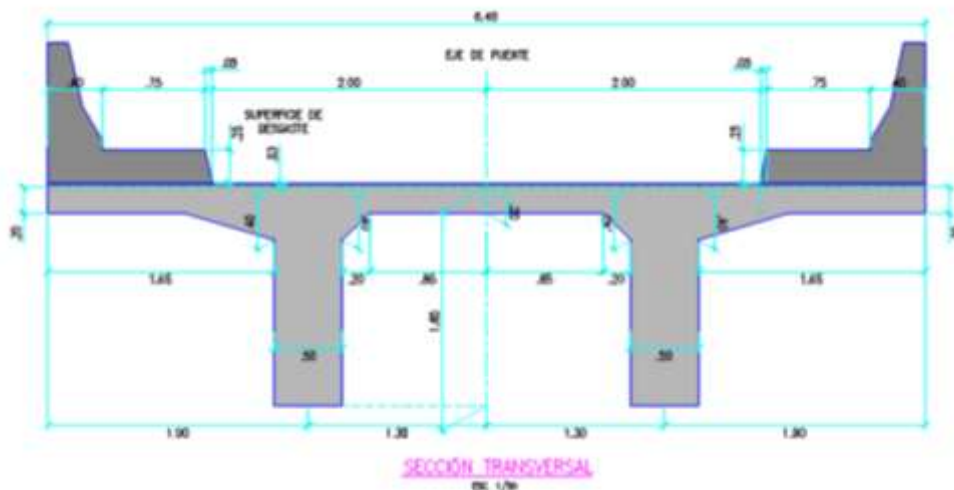
**Bridge Component Properties**, ingresamos a **4.1 Deck Sections** para definir la sección transversal del puente; en la ventana que se apertura **Define Bridge Deck Sections** presionamos el botón **add New Section**.

Aparecerá la ventana **Select Bridge Deck Section Type**, donde se muestran secciones transversales típicas que posee la base de datos del programa, en la opción **Other Concrete Sections** se seleccionará la opción: **Tee Beam**.

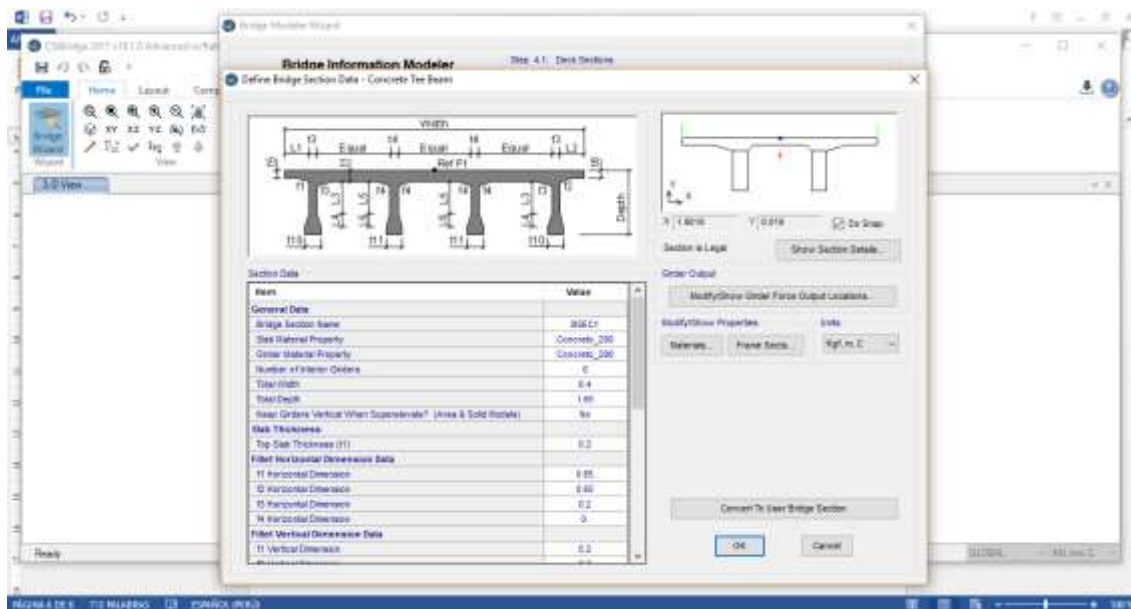


**Figura 1.7.**

Después de seleccionar Tee Beam, se apertura la ventana **Define Bridge Section Data – Concrete Tee Beam**, en la cual se colocarán los datos geométricos que se muestran en la figura 1.8

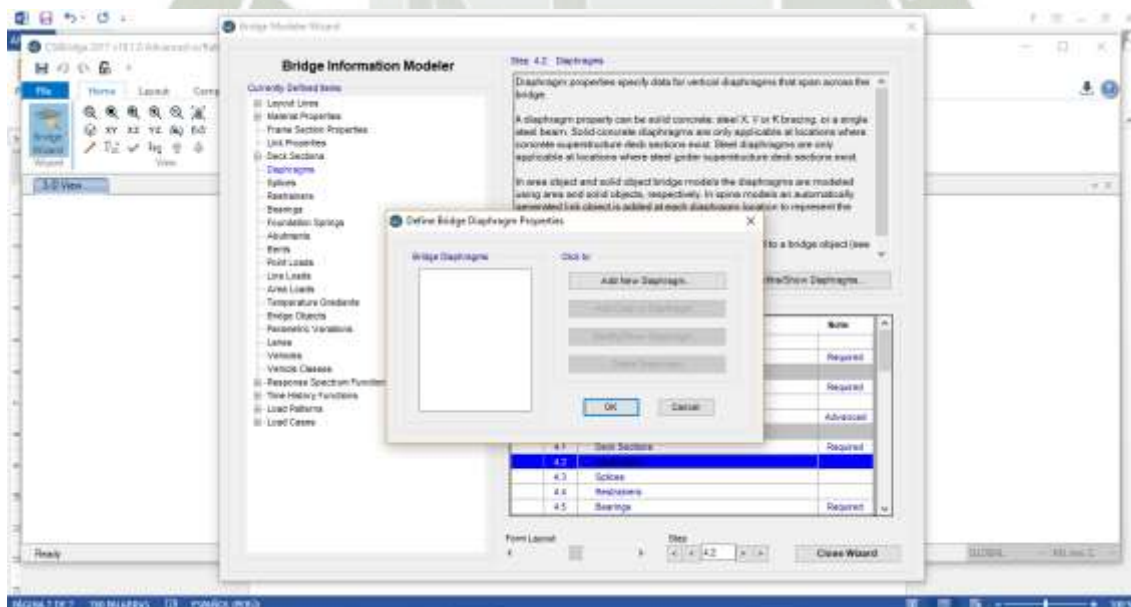


**Figura 1.8.**



**Figura 1.9. Configuración Geométrica de la sección transversal.**

Seguidamente en el **Paso 4.2 Diaphragms**, definiremos las vigas diafragma, para lo cual seleccionaremos **Define/Show Diaphragms** y en la ventana que se apertura **Define Bridge Diaphragm Properties** ingresaremos a **Add New Diaphragm**, como se muestra en la figura 1.10.



**Figura 1.10.**

Luego se muestra la ventana **Bridge Diaphragm Property**, donde indicaremos el espesor de la viga diafragma como se muestra en la figura 1.11

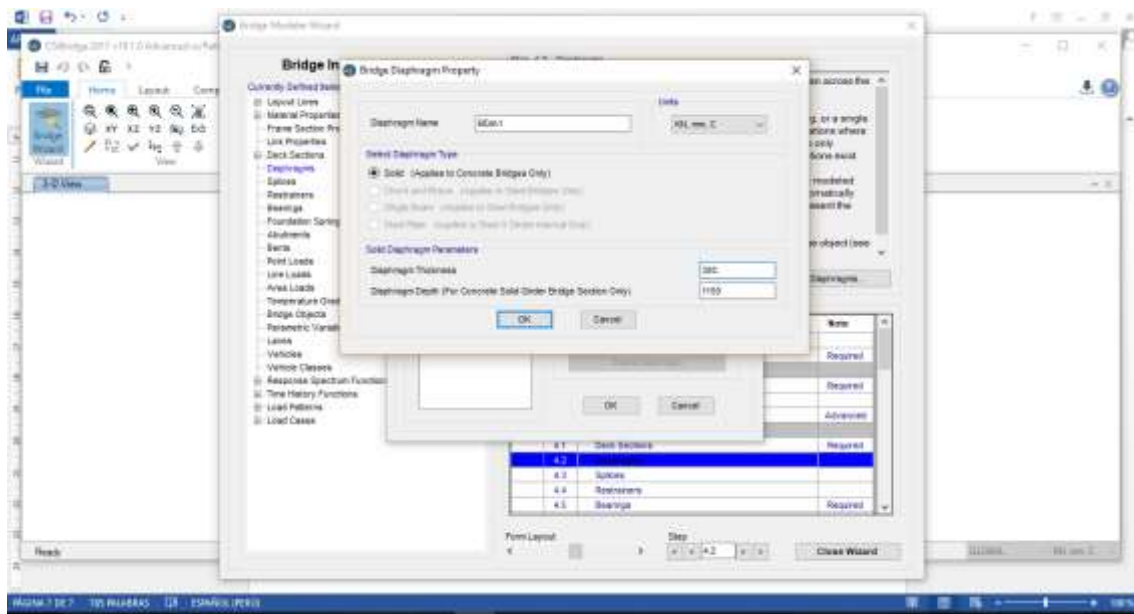


Figura 1.11.

**Bearing**, para definir los dispositivos de apoyo presionaremos el botón **Define/Show Bearing**, con lo que aparecerá la ventana **Define Bridge Bearing**, en la cual se presionará el botón **Add New Bridge Bearing** para agregar los dispositivos de apoyo con las restricciones cada caso un apoyo FIJO restringido de desplazamiento y otro MOVIL con libertad para desplazarse longitudinalmente; ambos tendrán libertad para girar con respecto al eje longitudinal del puente.

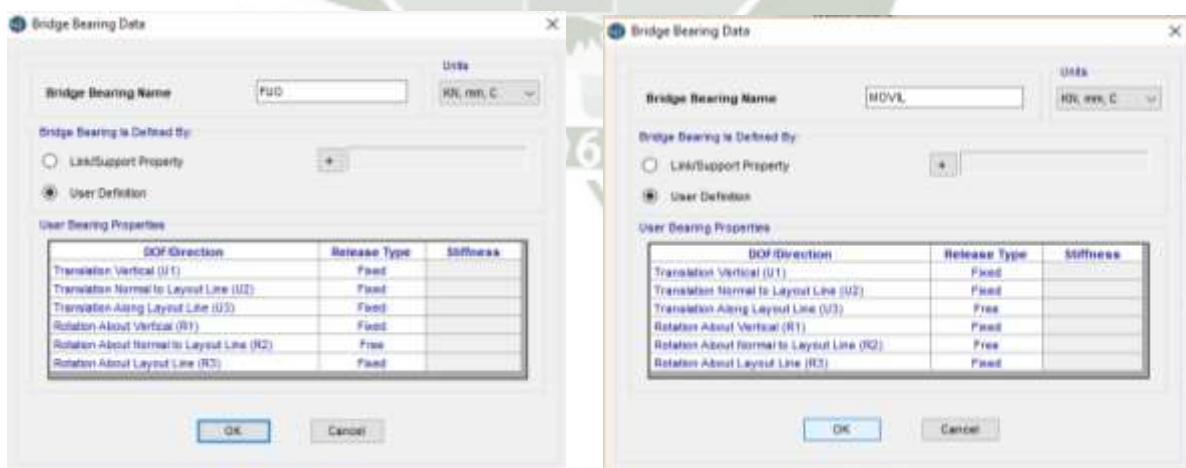
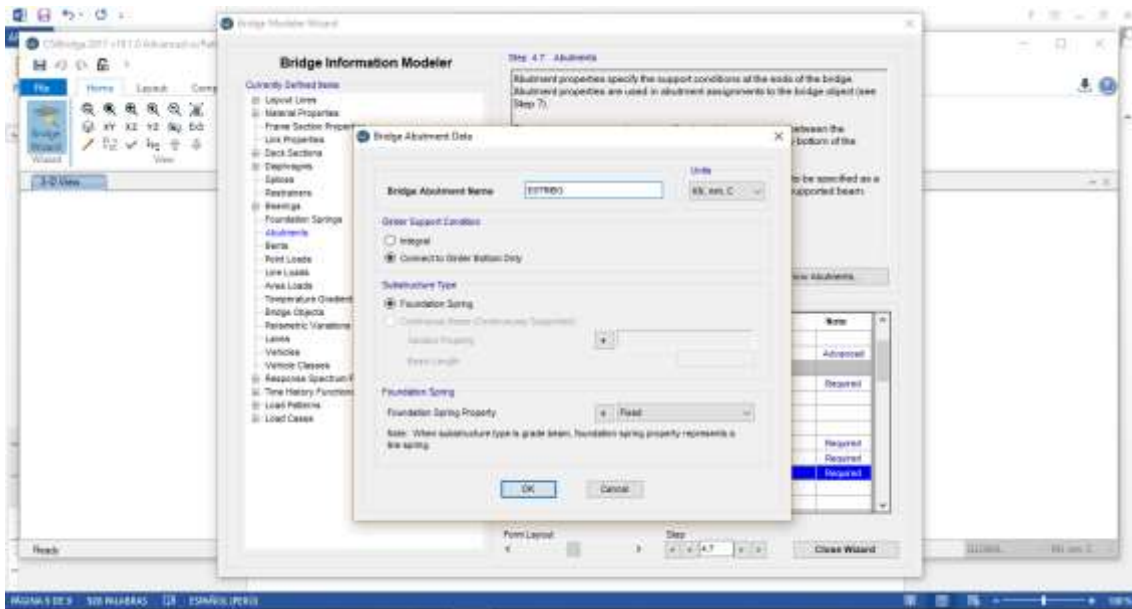


Figura 1.12. Configuración de dispositivos de apoyo.

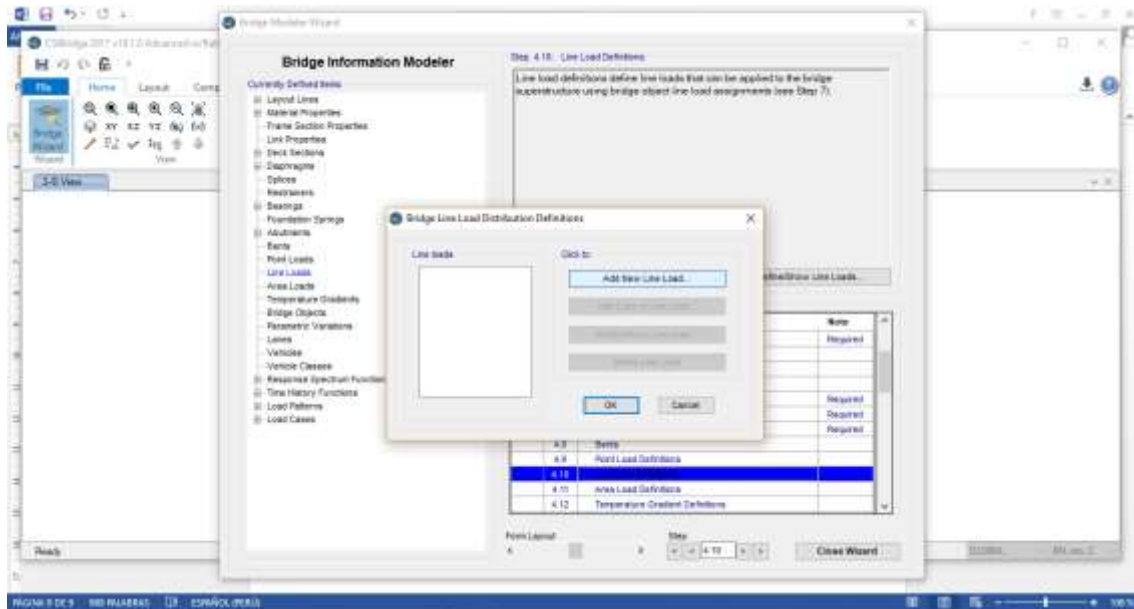
Después de definir los dispositivos de apoyo, avanzamos al paso **4.6 Abutments**, para especificar las condiciones de soporte en los apoyos del puente. Ingresamos a **Define/Show Abutments** y en la ventana que se apertura presionamos el botón con la etiqueta **Add New bridge Abutments**.

En la ventana **Bridge Abutment Data**, especificaremos que el tablero está apoyado sobre los estribos del puente y que estos son fijos.



**Figura 1.13.**

**Line Load Definitions**, aquí configuraremos la distribución de cargas lineal, en esta aplicación se tiene el peso de las barandas que corresponden a este tipo de distribución ingresaremos a **Define/Show Line Loads** y se abrirá la ventana **Bridge Line Load Distribution Definitions** donde seleccionaremos la opción **Add New Line Load**.

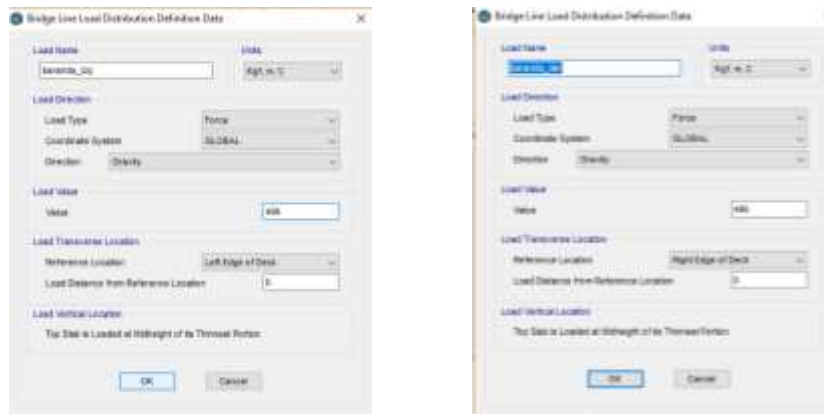


**Figura 1.14.**

En la ventana **Bridge Line Load Distribution Definition Data**, definiremos 2 distribución de carga lineal para las barandas que se encuentran a la izquierda y derecha del eje del puente.

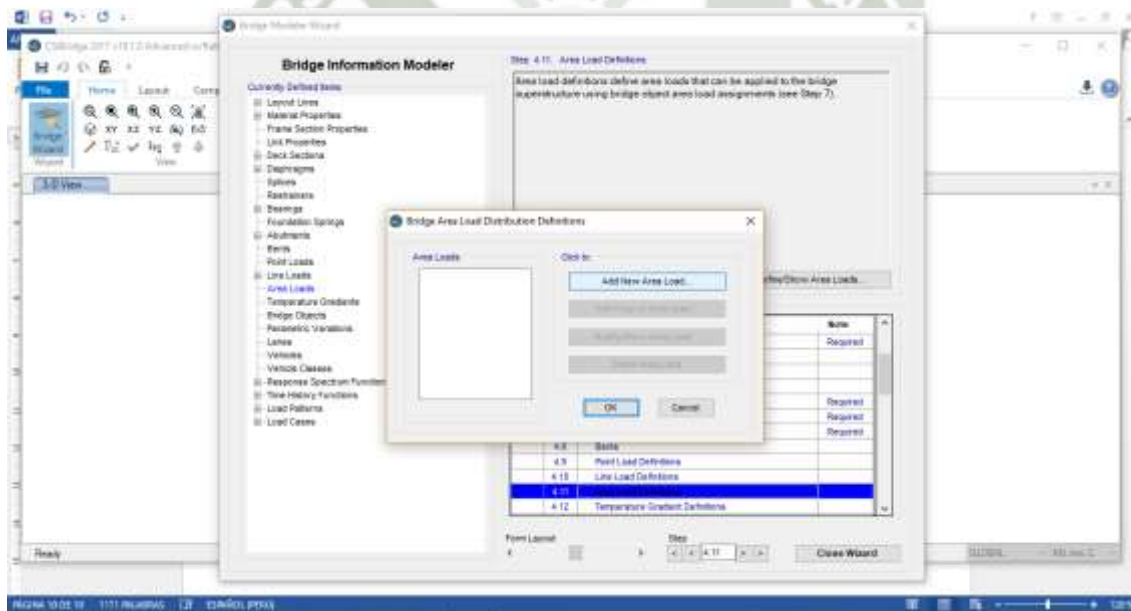
Se asignará la etiqueta para cada caso (**baranda\_izq** y **baranda\_der**). En **Load Direction** indicaremos el tipo de carga y dirección. En **Load Value** indicaremos el valor de la carga, pero cambiaremos temporalmente las unidades a (Kg, m, C) para ingresar los valores de dichas unidades 486 Kg/m

En **Load Transverse Location**, se indicará la posición del eje de la carga con respecto a los bordes del tablero, en este caso la carga de las barandas se encuentran justo en el borde del tablero por lo cual **Load Distance from Reference Location** será cero. La localización será con respecto al borde izquierdo y derecho del tablero, como se muestra en la figura 1.15.



**Figura 1.15.**

**Area Load Definitions**, definiremos la distribución de las cargas sobre los elementos Area (que idealizan la losa del tablero), para lo cual ingresamos a **Define/Show Area Loads** seguidamente se abrirá la ventana **Bridge Area Load Distribution Definitions** donde seleccionaremos la opción **Add New Area Load**.

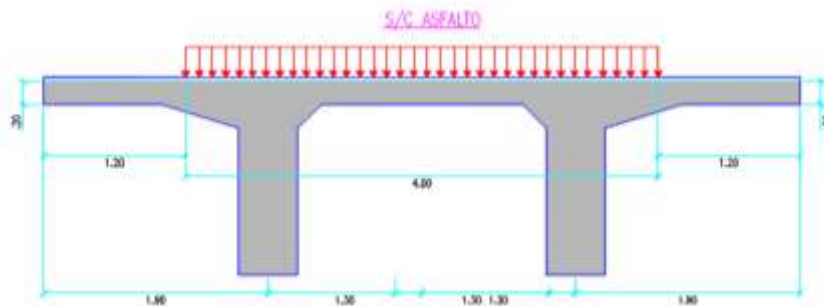


**Figura 1.16.**

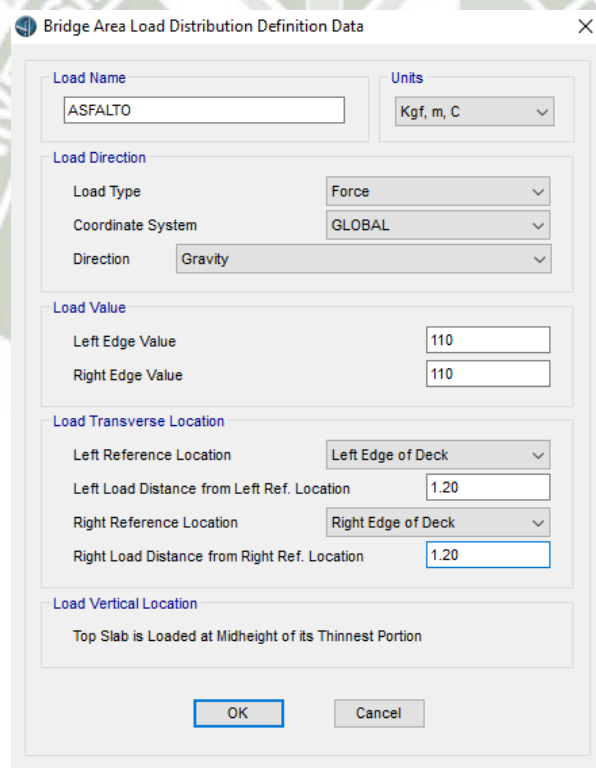
Para esta aplicación se definirán 3 distribuciones de carga para los elementos Area; como cargas permanentes se tiene la carpeta asfáltica y el peso de las veredas y como caras vivas la sobrecarga peatonal.

Una vez que se apertura la ventana **Bridge Area Load Distribution Data**, ingresaremos una etiqueta para la carga (en este caso: **ASFALTO**). En **Load Direction** indicaremos el tipo de carga y su dirección. En **Load Direction** indicaremos el tipo de carga y su dirección.

Carpeta Asfáltica



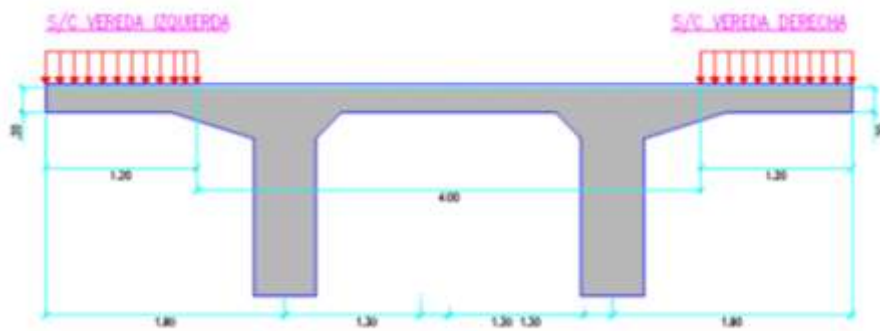
$$\text{Sobre carga Asfalto, } 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.05 \text{ m} = 110 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



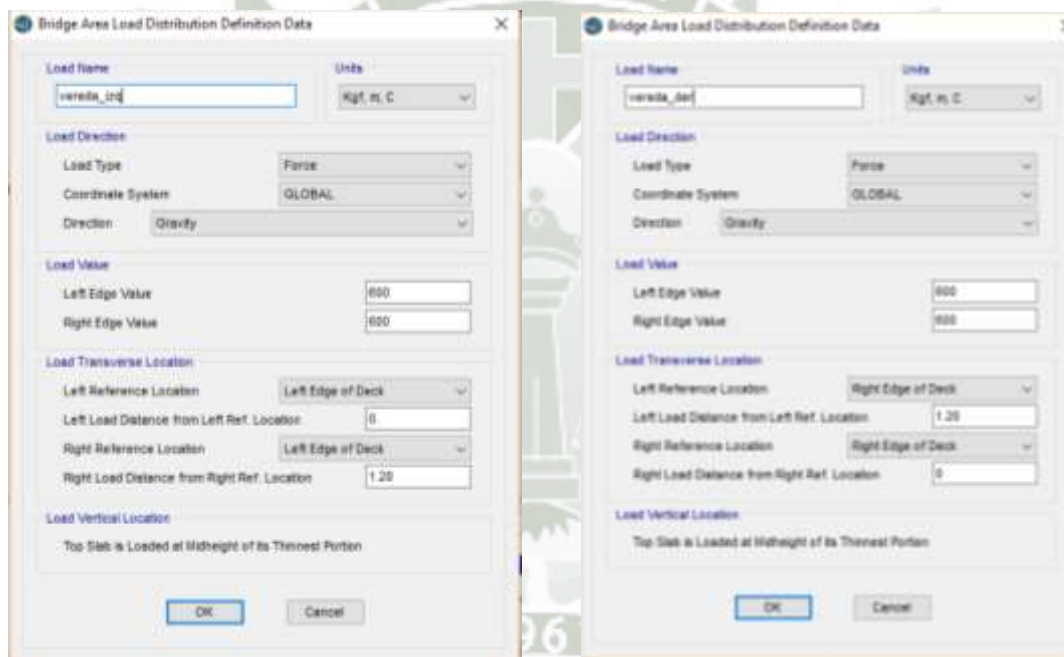
**Figura 1.17.**

Para configurar la distribución del peso de las veredas, seguiremos el mismo procedimiento con la diferencia de que se tendrán 2 tipos de distribución, una para la vereda izquierda y otra para la vereda derecha (con respecto a eje

longitudinal del puente), En **Load Value** indicaremos el valor de la carga que será el producto del peso específico del concreto por el espesor de la vereda.



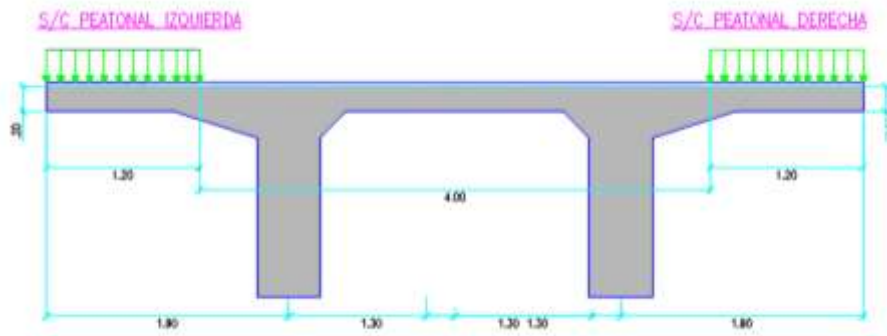
$$\text{Sobre carga Vereda} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} = 600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



**Figura 1.18**

Para el caso de sobrecarga peatonal, definiremos dos distribuciones: una para la vereda izquierda (peatonal\_izq) y otra para la derecha (peatonal\_der), en ambos casos la sobrecarga es de 367Kg/m<sup>2</sup> que será aplicada en todo el ancho de la vereda, e decir 1.20

$$\text{obre carga Vereda} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} = 600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



Sobre carga Peatonal  $367 \frac{kg}{m^3}$

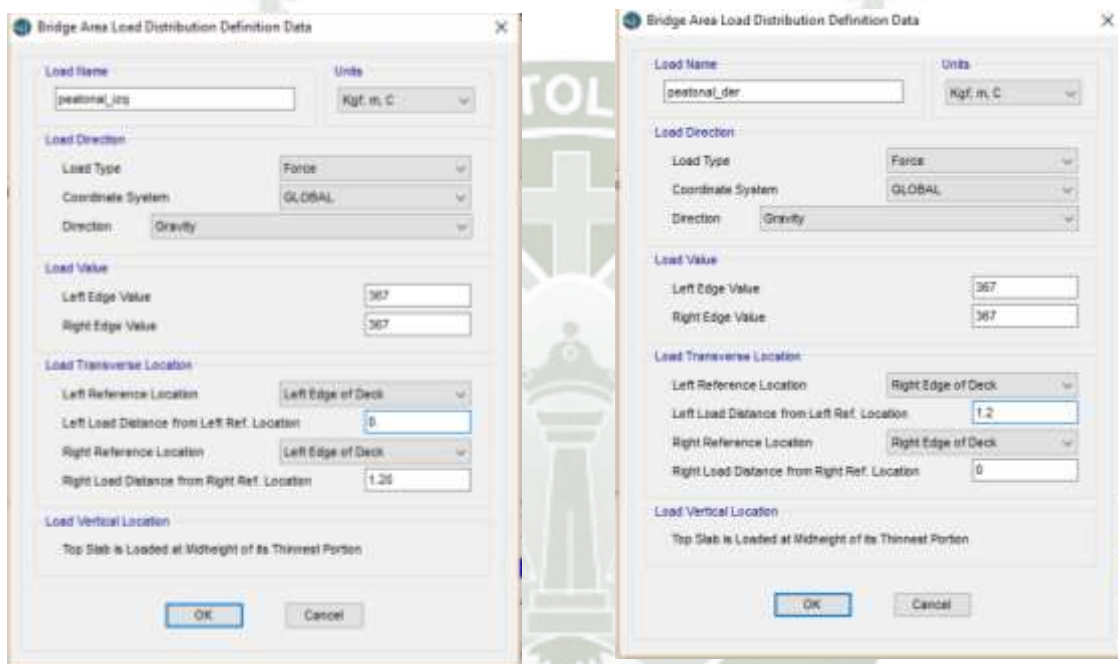


Figura 1.19

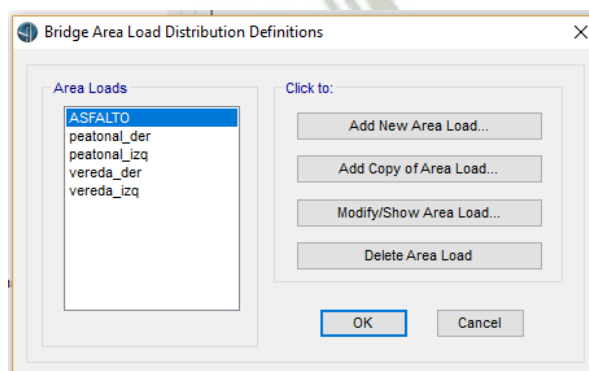
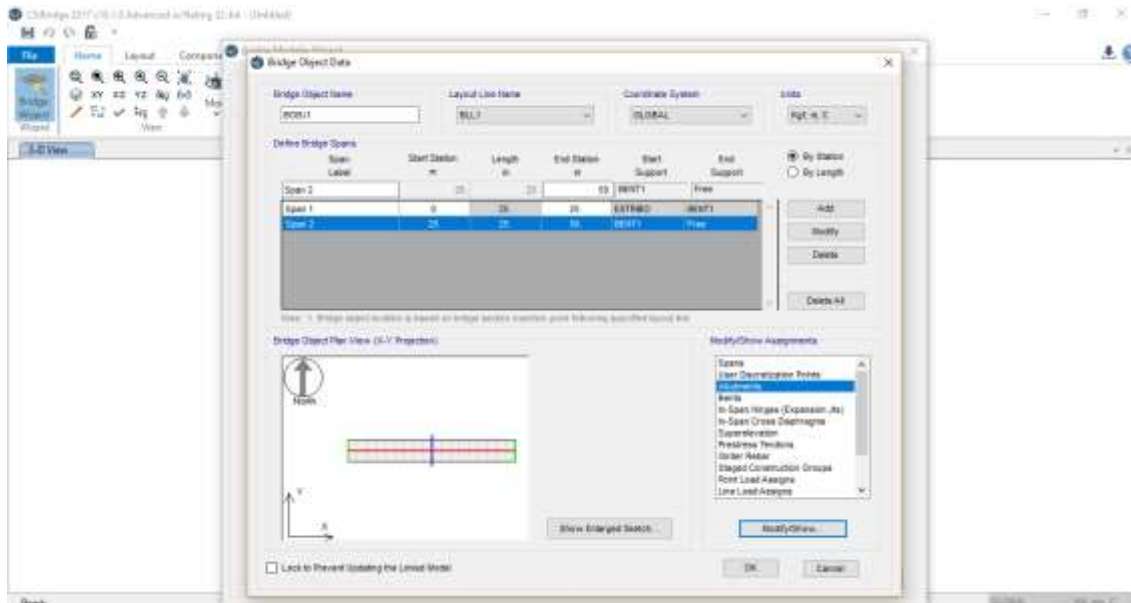


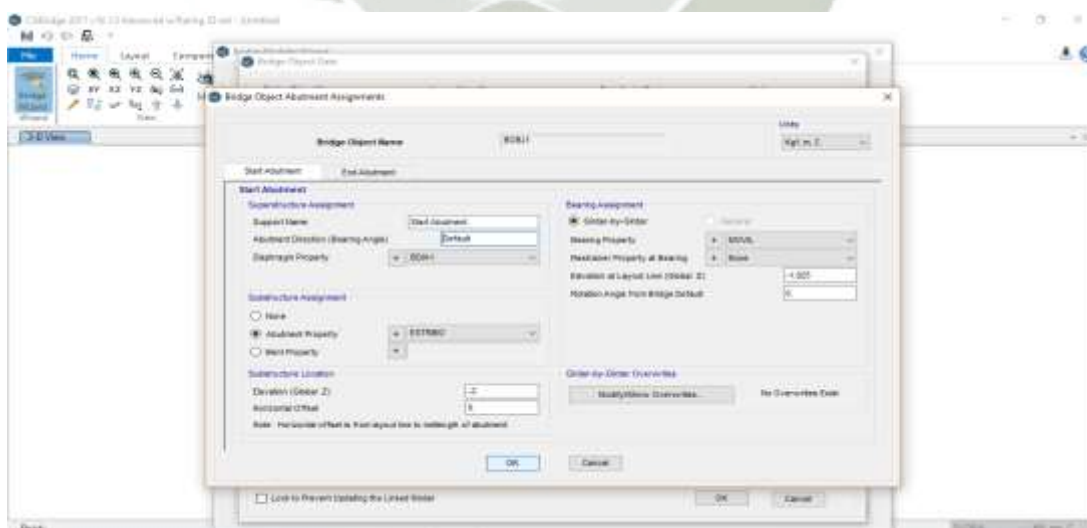
Figura 1.20 Resumen de las cargas distribuidas

**Bridge Object Definitions**, para definir el objeto puente seleccionamos **Define/Show Bridge Objects**, el programa nos mostrará la ventana **Define Bridge Objects** y seleccionaremos la opción **Add New Bridge Object**.



**Figura 1.21. Resumen de las cargas distribuidas**

La ventana **Bridge Object Data** nos mostrará la estación inicial y final de la estructura idealizada. En la ventana **Modify/Show Assignments** se tienen varias opciones para modificar propiedades del puente. Con la opción **Abutments** configuraremos las condiciones de apoyo, presionamos **Modify/Show** y aparecerá la ventana **Bridge Object Abutment Assignments**

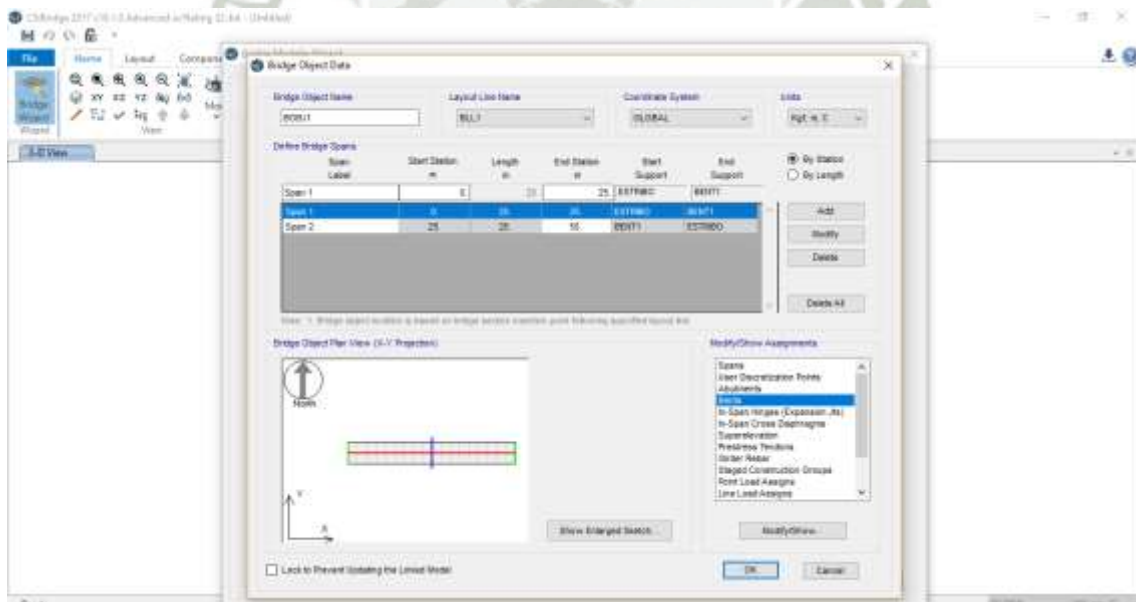


**Figura 1.22. Estribo inicial.**



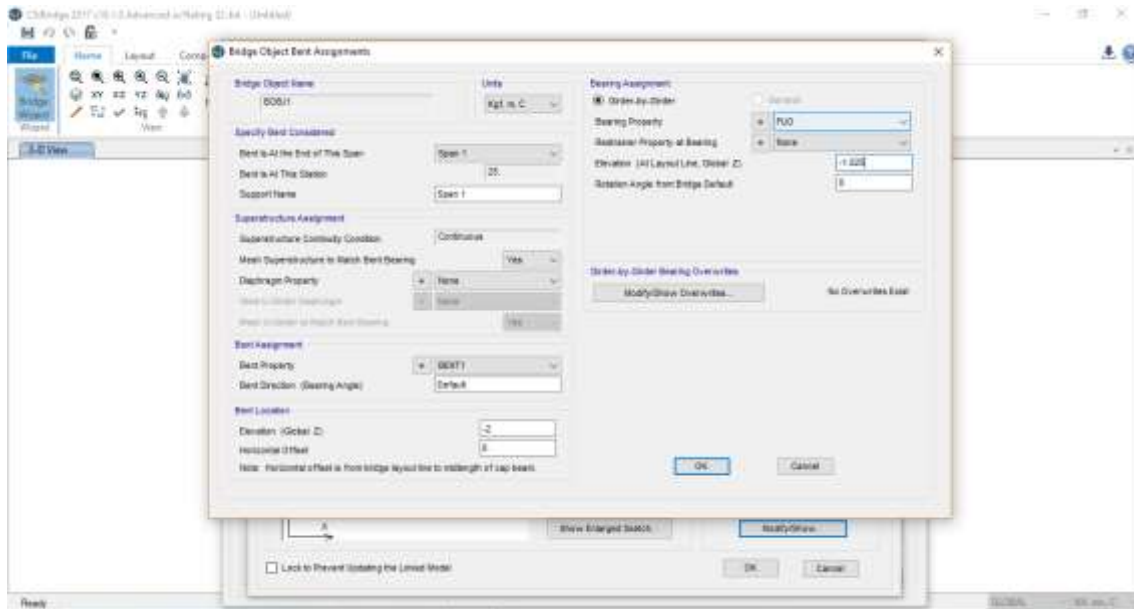
**Figura 1.23. Estribo final.**

Asignaremos el apoyo del Pilar, y asignaremos Span 1 para el primer tramo y Span 2 para el segundo tramo.



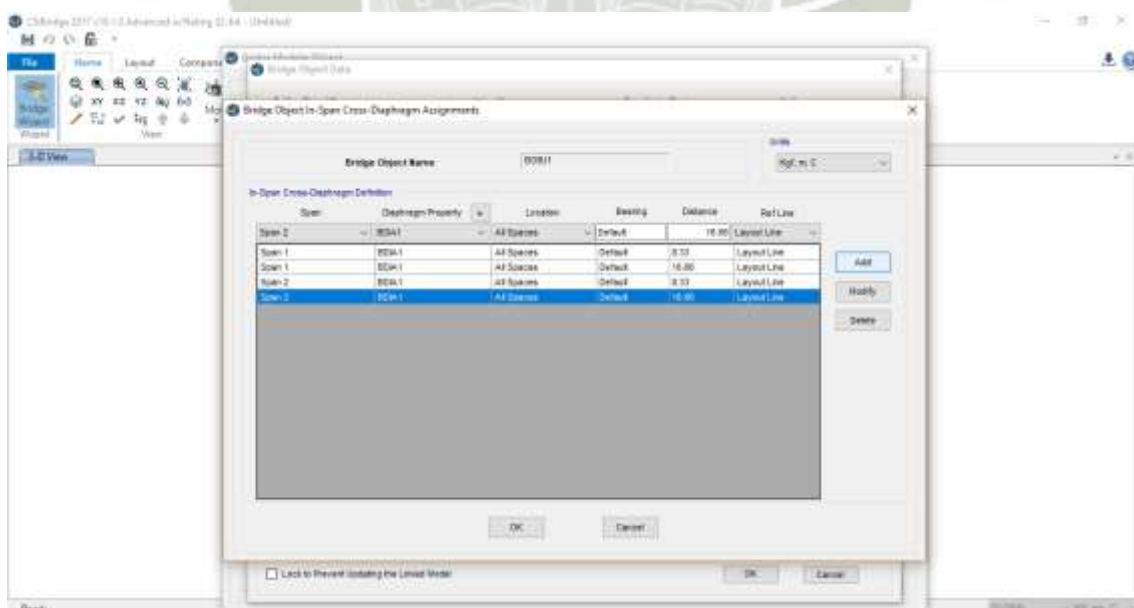
**Figura 1.24. Estribo final.**

Ahora definiremos las propiedades el pilar como un apoyo **FIJO**.

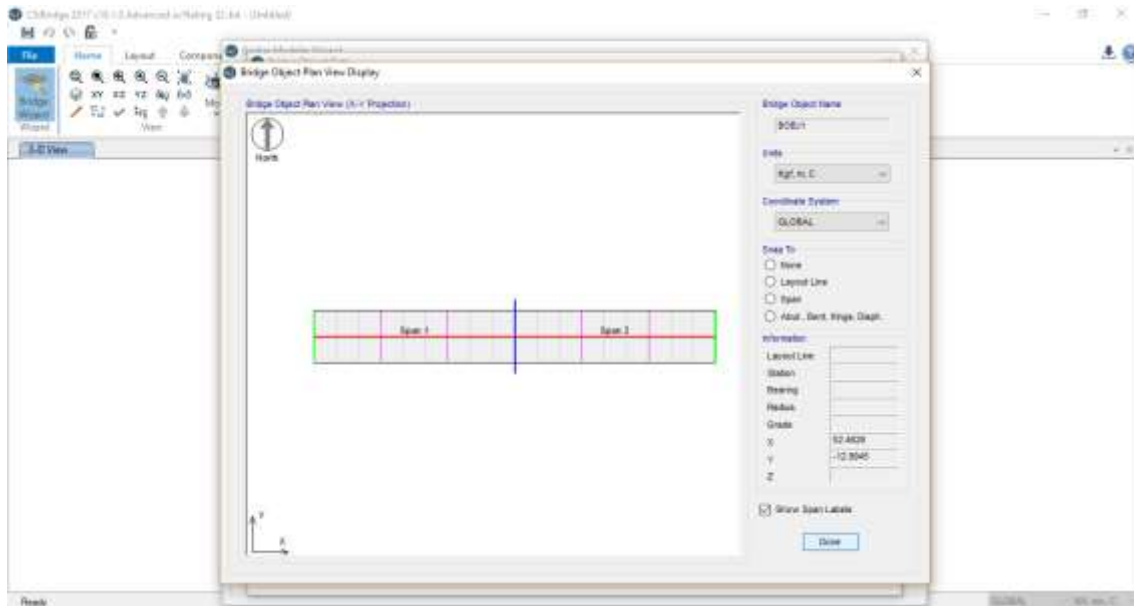


**Figura 1.25. Apoyo intermedio Pilar.**

Adicionalmente se agregaran vigas diafragmas intermedias al puente, que estarán espaciadas a cada 8.33m, seleccionamos **In-Span Cross Diaphragm** y luego se presionará **Modify/Show**, con lo cual se apertura la ventana **Bridge Object In-Span Cross Diaphragm Assignments** donde se agregarán los diafragmas, como se ilustra en la figura.

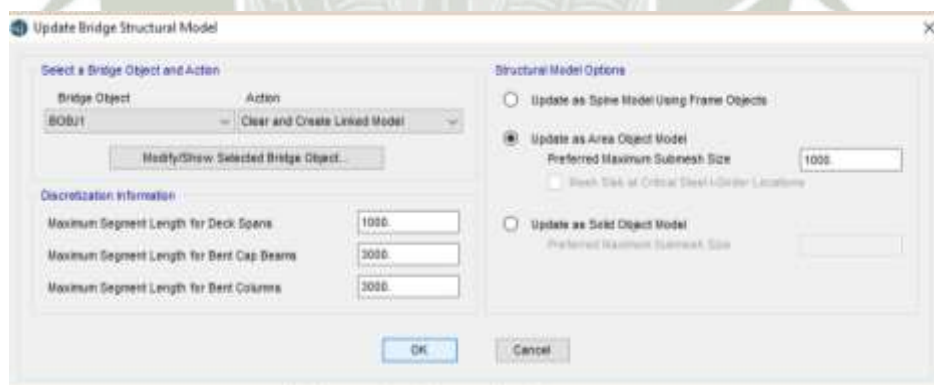


**Figura 1.26. Vigas Diafragma.**



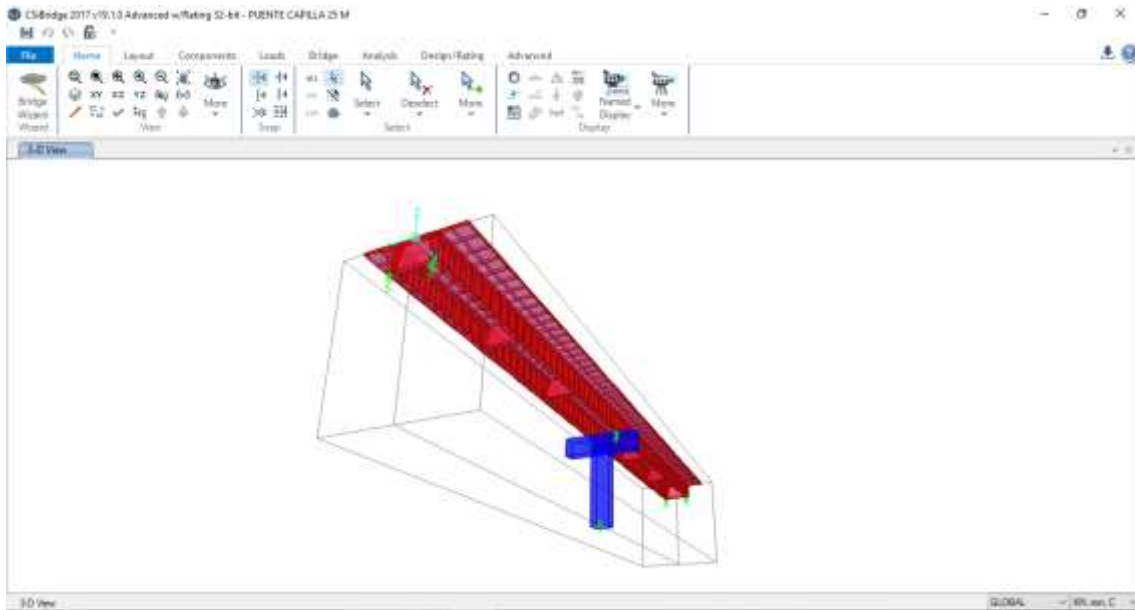
**Figura 1.27. Vigas Diafragma**

**Update Linked Model**, donde actualizaremos todos los datos ingresados y se definirá el tipo de elemento con el que será modelada la estructura, para ello seleccionaremos **Update as Area Object Model** y definiremos que los elementos **Area** tendrán una longitud máxima de 1000mm



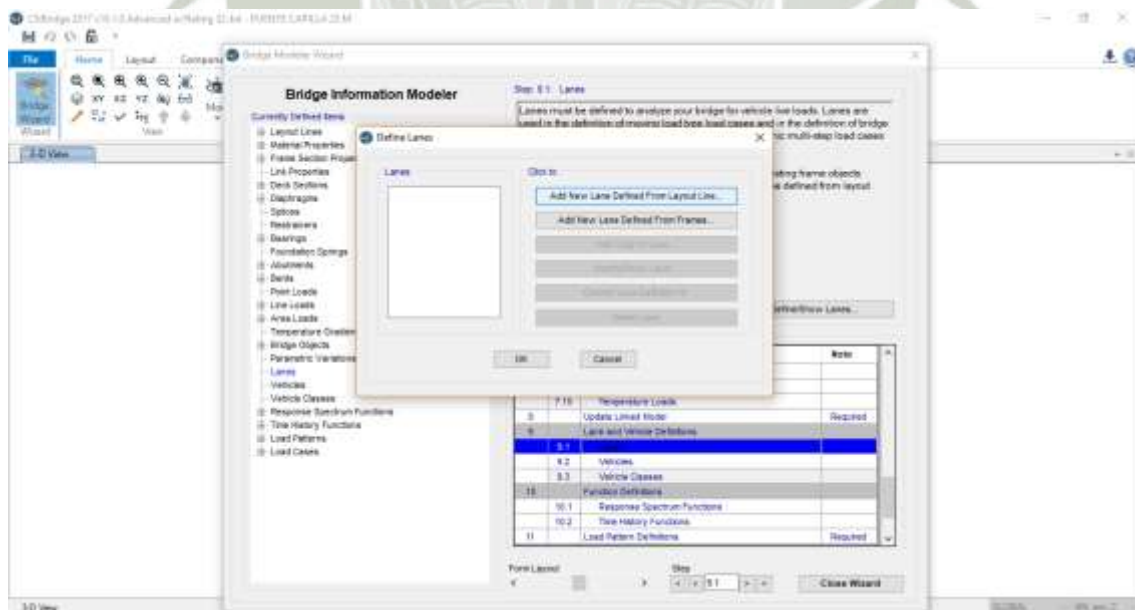
**Figura 1.28. Vigas Diafragma**

Seguidamente podemos ver la idealización del puente, corroborando toda la información ingresada, la sección transversal del puente.



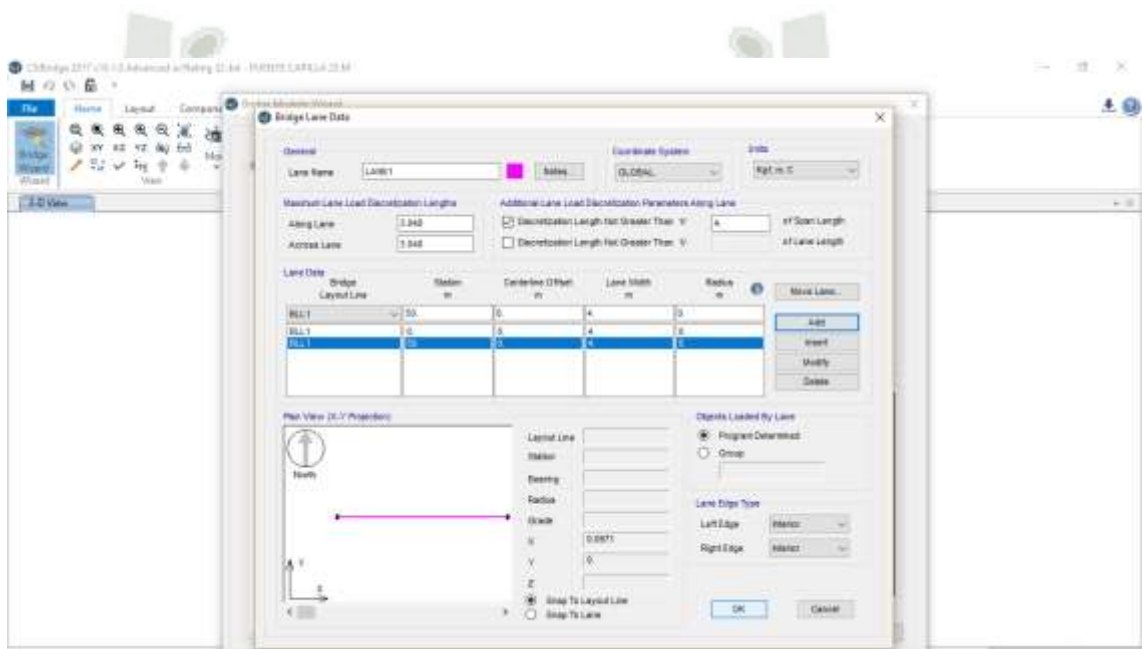
**Figura 1.29. Vigas Diafragma**

**Lanes and Vehicle Definitions**, definiremos los carriles (lanes) y la sobrecarga vehicular, primeramente seleccionamos **9.1 Lanes** y presionamos el botón **Define/Show Lanes**.



**Figura 1.30. Definimos Carriles**

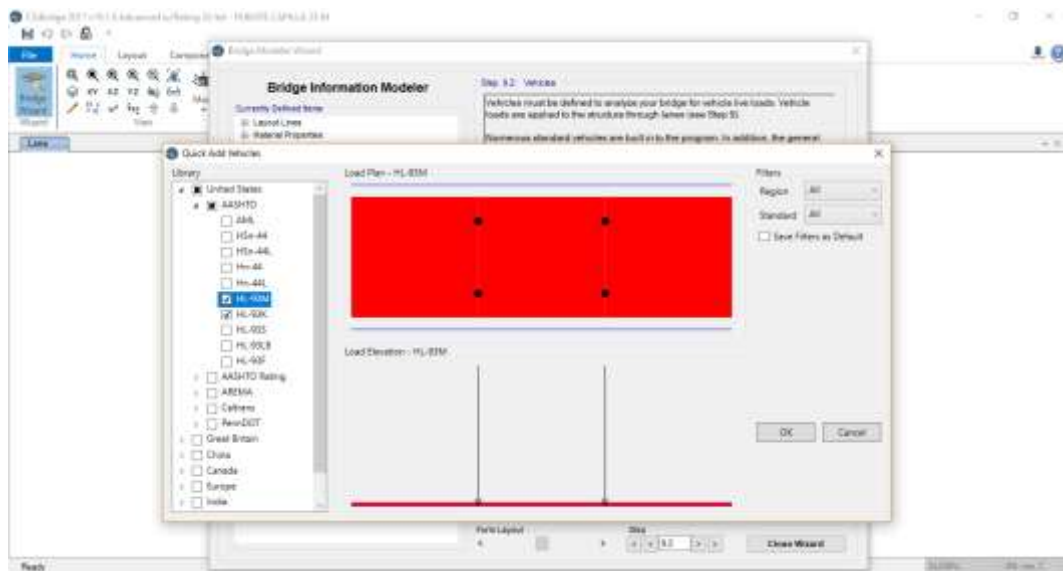
En la ventana que se apertura: **Define Lanes** seleccionaremos la opción **Add New Lane From Layout Lina** y el programa nos mostrará la ventana **Bridge Lana Data**.



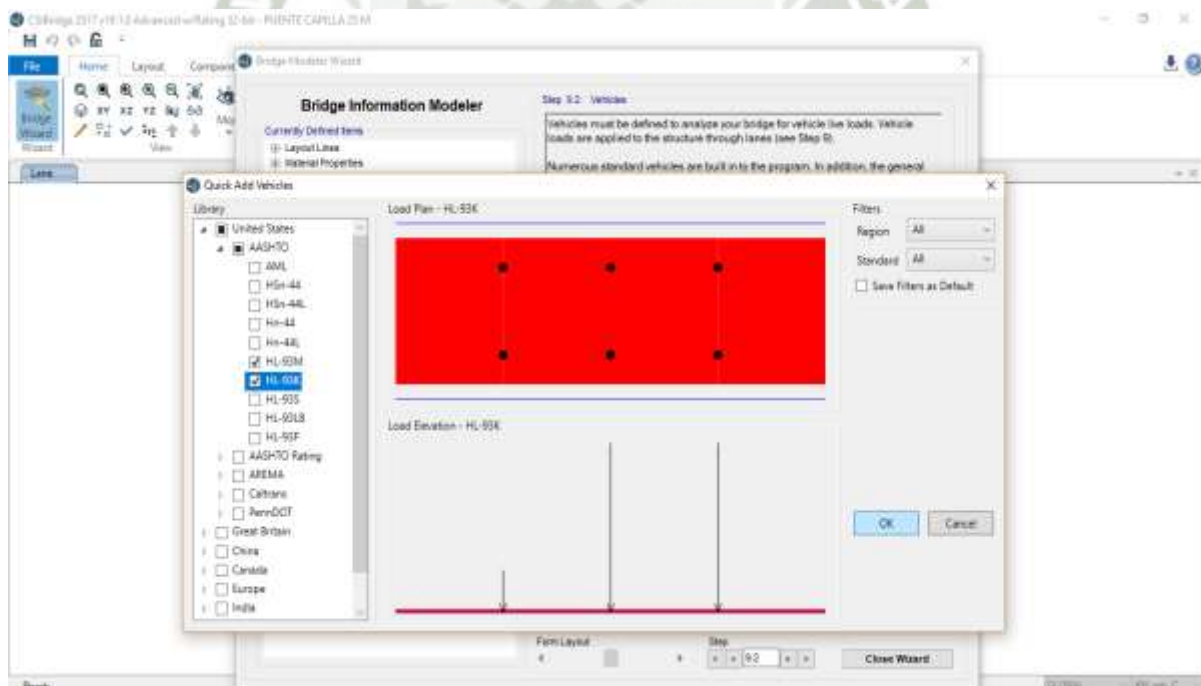
**Figura 1.30. Configuración de Carriles de Diseño.**

Ahora definiremos la sobrecarga móvil, seleccionaremos **9.2 Vehicles** y presionamos el botón **Define/Show Vehicles**, con lo que aparecerá la ventana **Define Vehicles**, donde pesionamos el botón **Add Vehicle** para agregar un vehículo estándar de la base de datos del programa, aparecerá la ventana **Estándar Vehicle Data**.

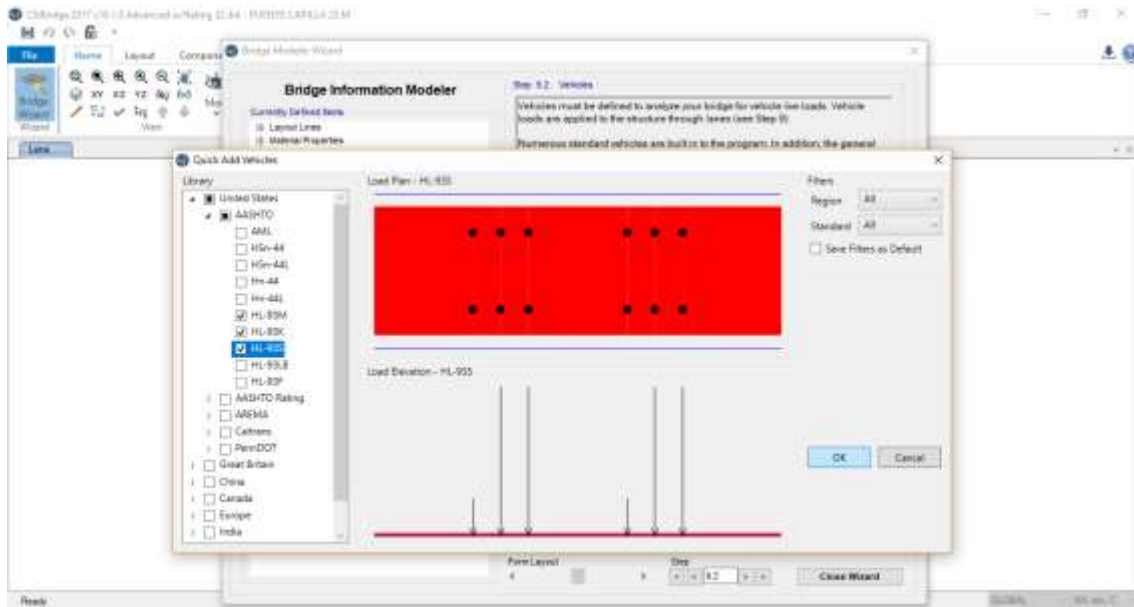
Debemos Importar los datos de la lista AASHTO los camiones de diseño



**Figura 1.31. Camión diseño Tándem.**

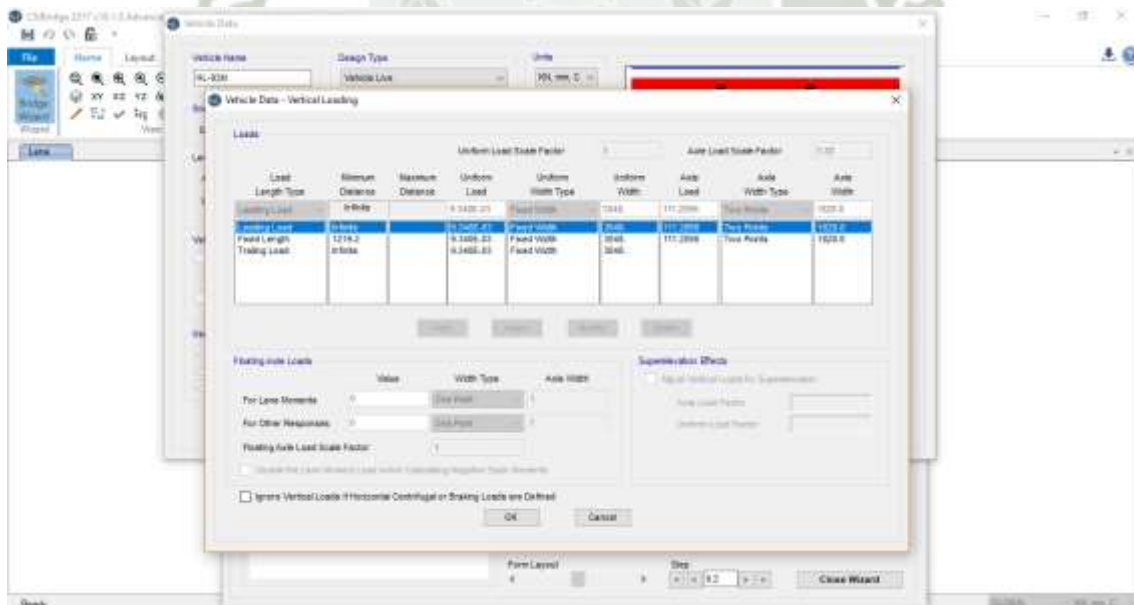


**Figura1.32. Camión diseño HL-93**



**Figura 1.33. Camión diseño HL-93M**

Observamos que las cargas de los vehículos son amplificadas por el 33% por Impacto según la norma AASHTO.



**Figura 1.34. Cuadro de especificaciones de camión HL-93M**

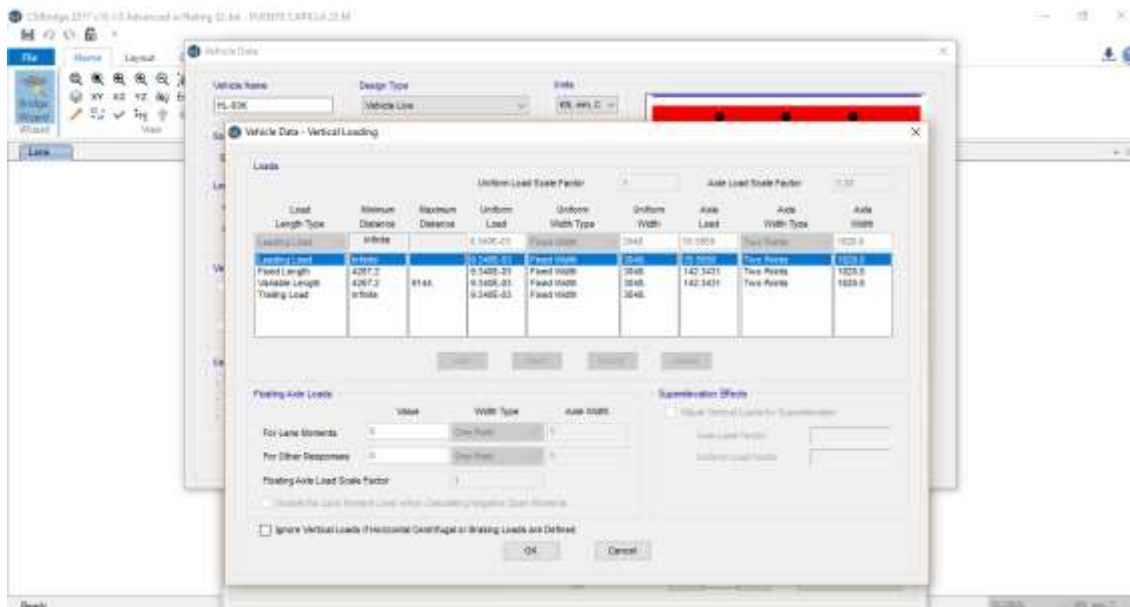


Figura 1.35. Cuadro de especificaciones de camión HL-93K

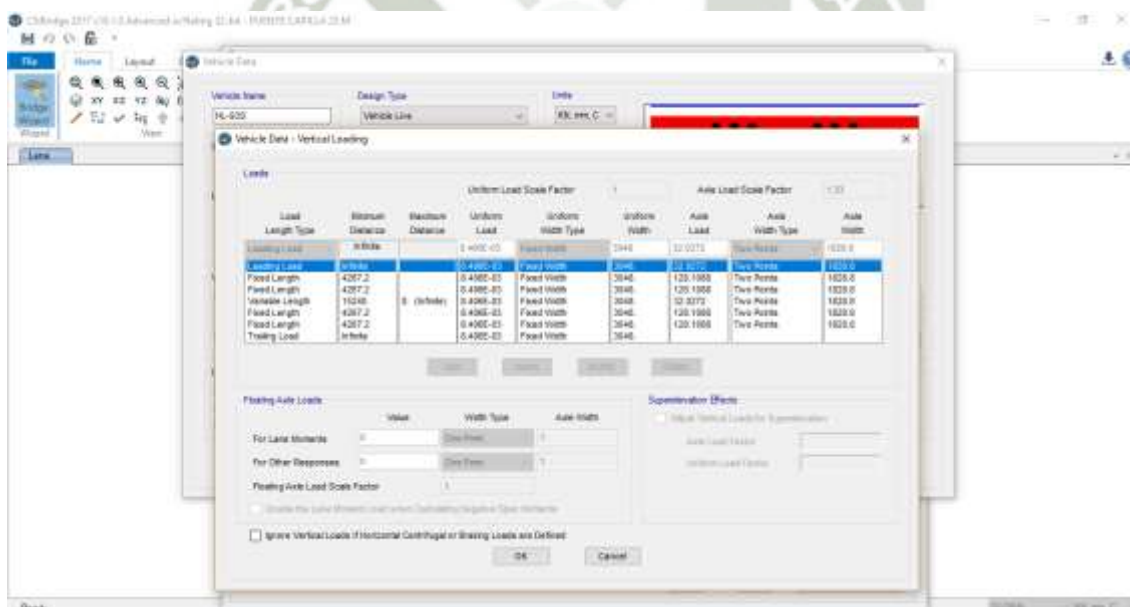
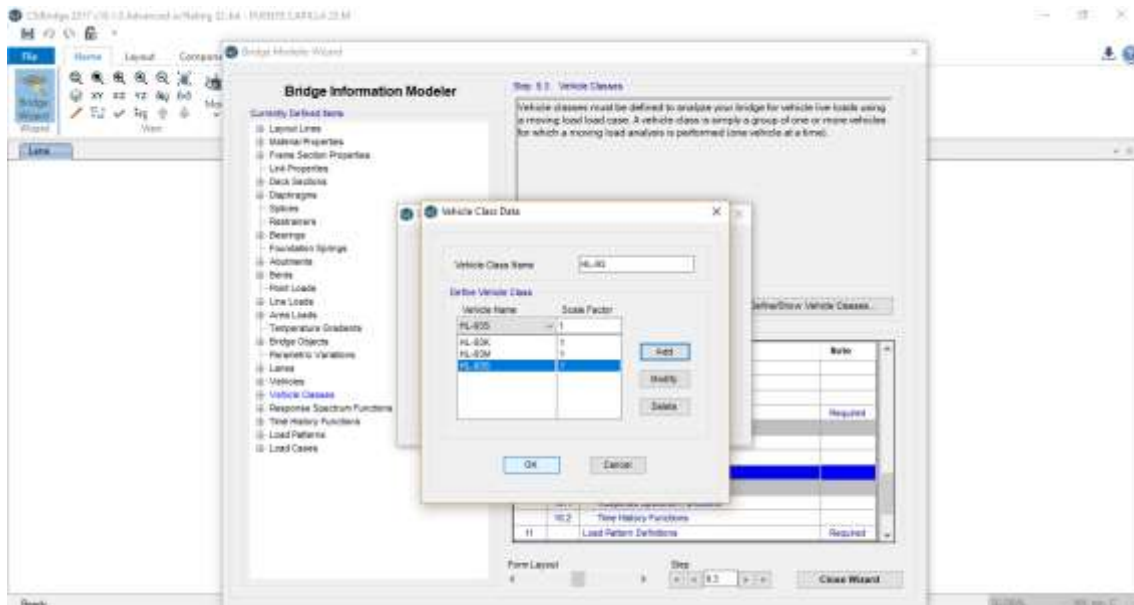


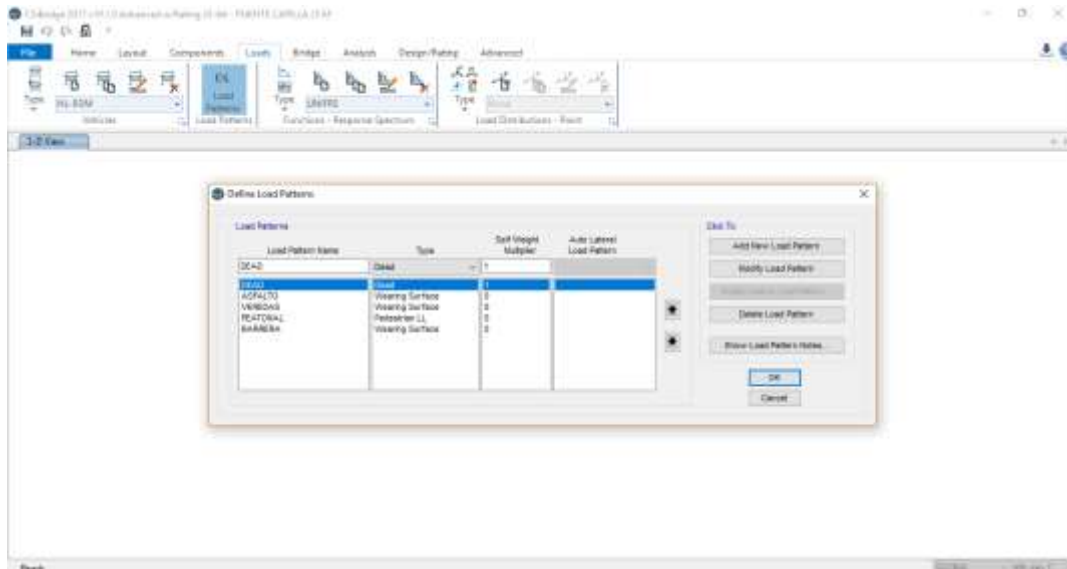
Figura 1.36. Cuadro de especificaciones de camión HL-93S

Seguidamente seleccionamos **9.3 Vehicles Classes** y presionamos el botón **Define/Show Vehicle Classes**, aparecerá la ventana **Define Vehicle Classes** y agregaremos una nueva clase de vehículos en **Add New Class** y aparecerá la ventana **Vehicle Class Data** donde se agregarán los vehículos definidos en el paso anterior, se modificará la etiqueta de la clase y se aceptarán todos los datos ingresados.



**Figura 1.37. Camion HL-93**

**Paso 11. Load Pattern Definitions**, en esta será definir los patrones de carga, para lo cual nos ubicamos en este ítem y presionamos el botón **Define/Show Load Pattern**, aparecerá la ventana **Define Load Pattern** donde se agregarán los siguientes patrones de carga: ASFALTO, VEREDAS, BARRERA, del tipo Wearing Surface DEAD, del tipo Dead.



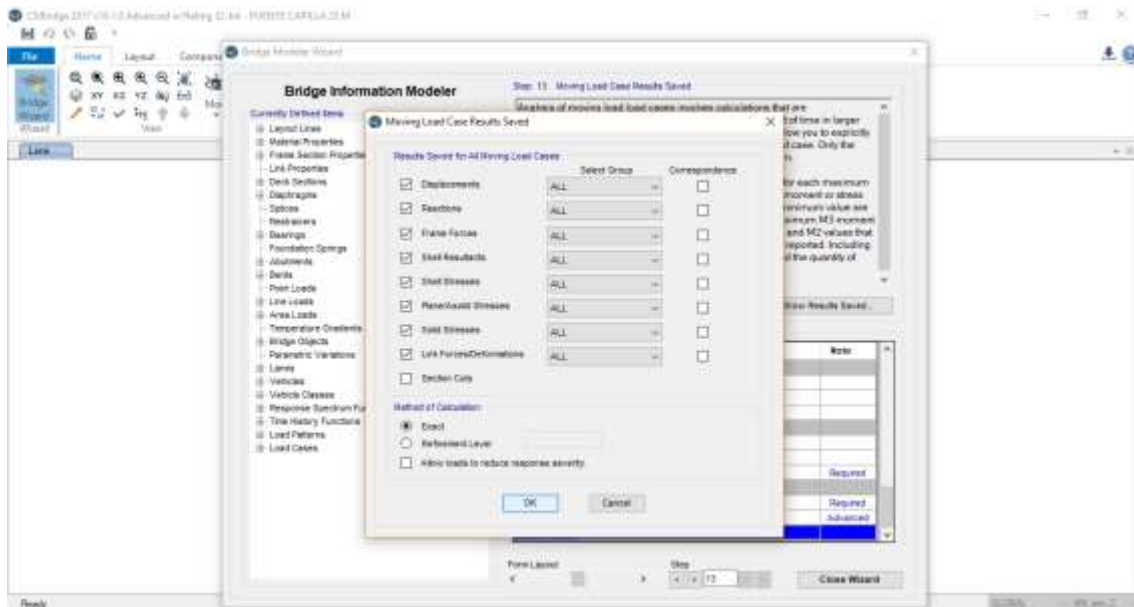
**Figura 1.38 Patrones de Carga**

**Paso 12.- Load Case Definitions**, en este punto definiremos los casos de carga para el análisis, nos ubicamos en el ítem **12.1 Load Cases** y presionamos el botón **Define/Show Load Cases** y se muestra una ventana con los casos de análisis generados por el programa, como se aprecia en la figura . Agregamos el caso de sobrecarga vehicular para lo cual presionamos el botón **Add New Load Case** y se abrirá la ventana **Load Case Data-Moving Load**, en el campo **Load Case Type** desplegamos la lista ubicamos **Moving Load** para definir la sobrecarga móvil, asignaremos el nombre de LL+IM al caso de carga y agregamos en **Loads Applied** la clase de vehículo definido previamente, finalmente modificamos el factor de reducción de escala por múltiple presencia vehicular de acuerdo a AASHTO-LRFD y presionamos OK



**Figura 1.39 Aplicación de factor de reducción de Carga**

**Paso 13.- Moving Load Case Result Saved**, aquí seleccionaremos las respuestas que serán proporcionadas por el programa después de ejecutar el análisis.

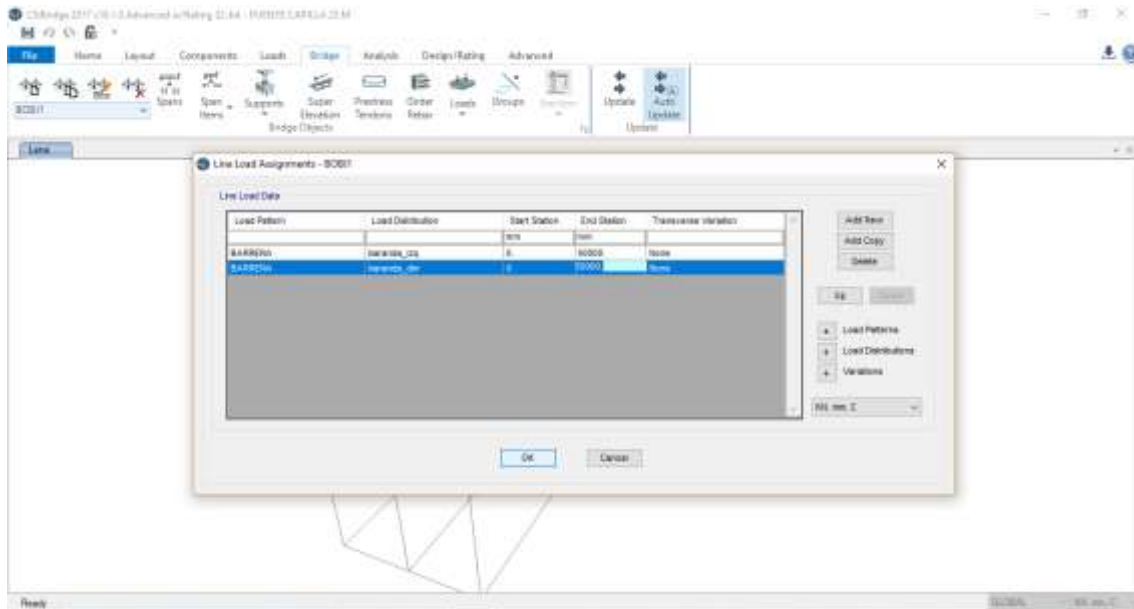


*Figura 1.40 Respuestas del programa*

## ASIGNACION DE CARGAS.

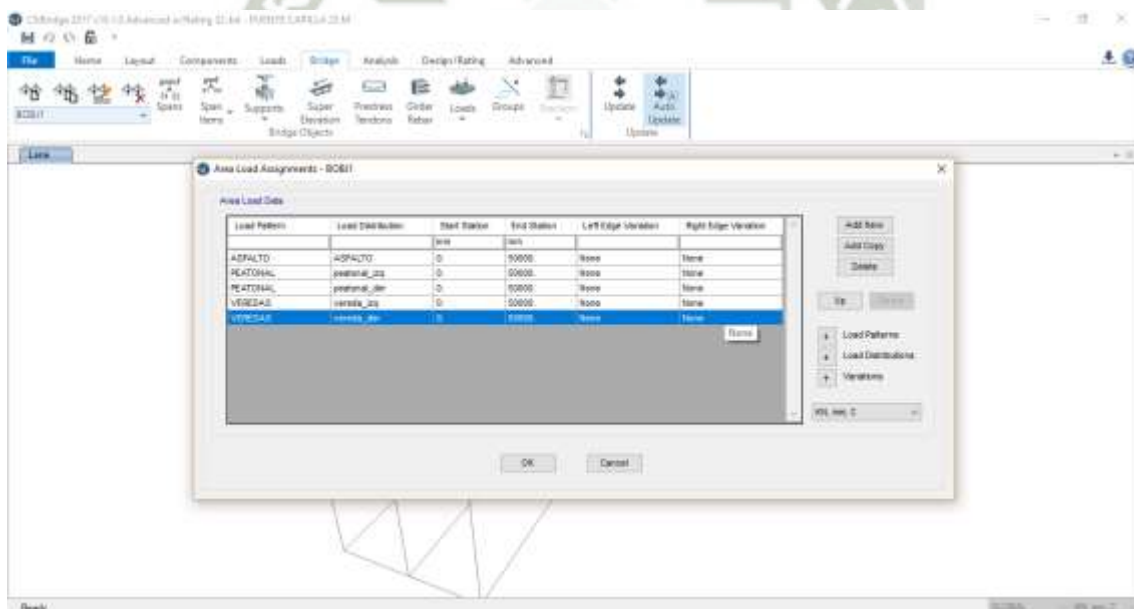
Seguidamente asignaremos la distribución de carga de barrera, asfalto, vereda, y sobrecarga peatonal ingresaos al menú **Bridge** y en el ícono **Loads**, seleccionamos **Line Load** para carga lineal y **Area Load** para carga distribuida.

1. Barrera derecha e izquierda como **Line Load**.



**Figura 1.41** Asignación de carga lineal

2. Asfalto, Veredas y sobrecarga peatonal. Ingresamos al menú **Bridge** y en el ícono **Loads**, seleccionamos la opción **Area Load**, según muestra la figura.



**Figura 1.42** Asignación de carga área.

Seguidamente visualizaremos las cargas asignadas, para lo cual en el menú **Home (Display)** seleccionamos el ícono de **Show Bridge Loads**.

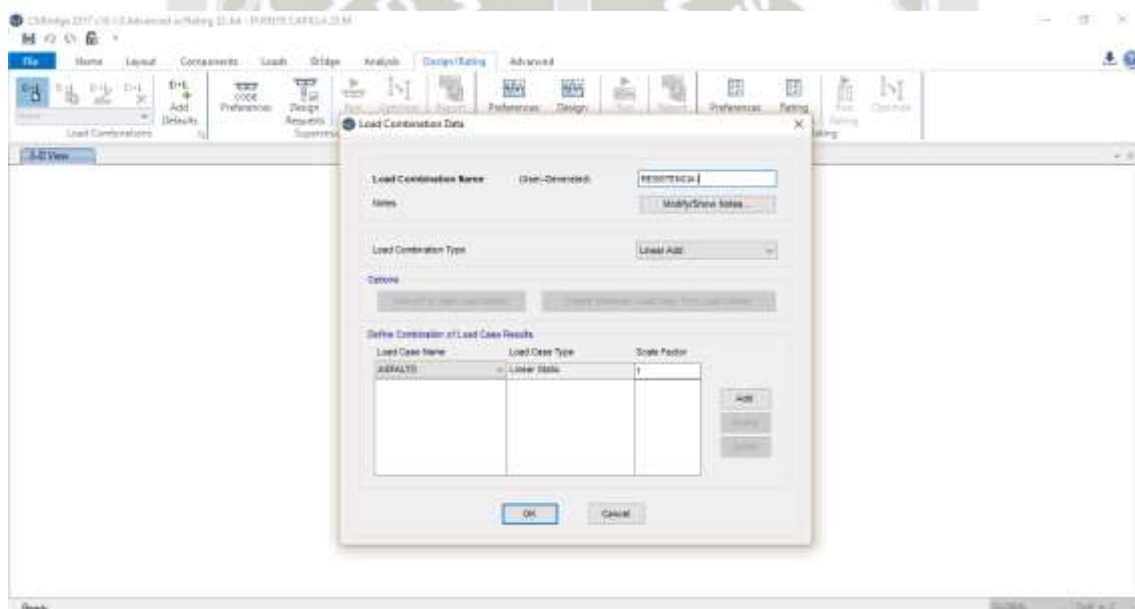
Luego el programa nos mostrará la ventana **Display Bridge Object Loads**, donde podemos seleccionar el patrón de cargas del cual visualizaremos la distribución asignada y presionamos **OK**.

## COMBINACION DE CARGA

En el menú **Design/Rating** seleccionar la opción **Load Combinations** que nos permitirá agregar combinaciones de carga, aparecerá la ventana **Define Load Combinations** que nos permitirá agregar combinaciones de carga, aparecerá la ventana **Define Load Combinations**.

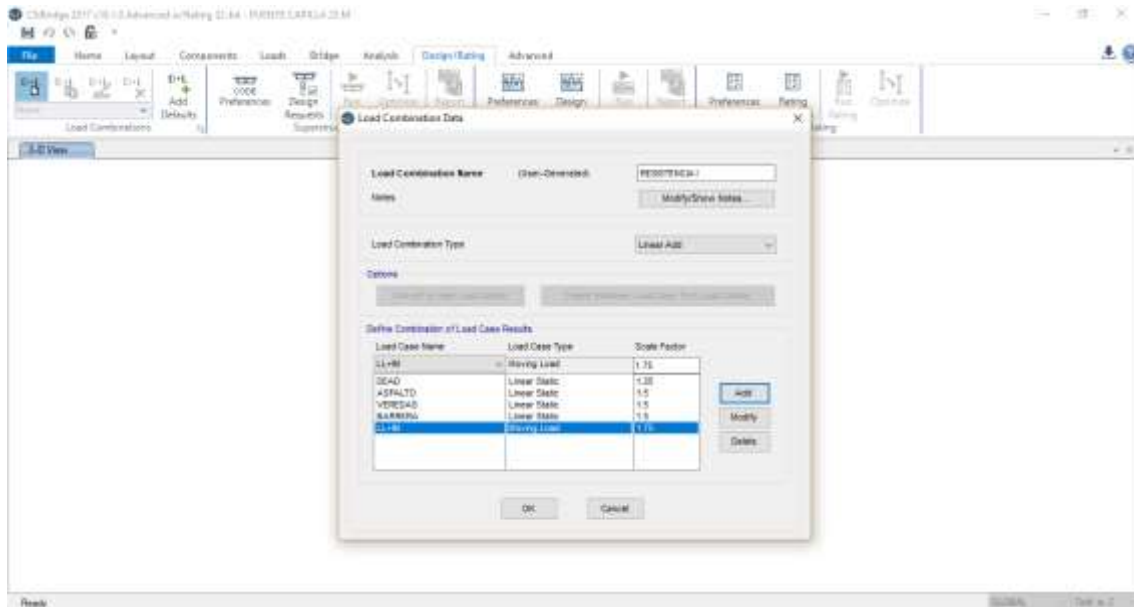
En esta ventana presionaremos el botón **Add New Combo**, para el botón **Add New Combo**, para dicionar una combinación y se abrirá la ventana **Load Combination Data**.

En esta ventana agregaremos la combinación **RESISTENCIA I**, que corresponde al Estado Limite de Resistencia I de las especificaciones AASHTO-LRFD.



**Figura 1.43 Creación combinación de carga RESISTENCIA I**

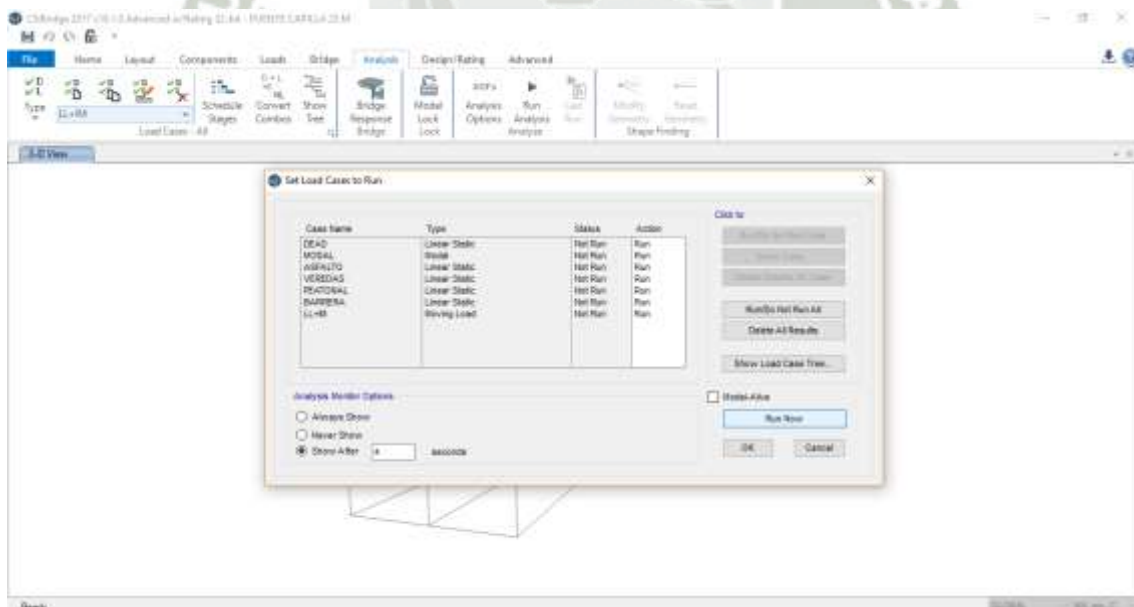
El nombre de la combinación es RESISTENCIA I, el tipo de combinación será suma lineal, agregaremos los casos de análisis definidos previamente con un factor de escala igual a lo indicado en Load Results en las especificaciones indicadas.



*Figura 1.44 Creación combinación de carga RESISTENCIA I*

### ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

Seguidamente procederemos a realizar el análisis del sistema, ingresar al menú **Analysis** y seleccionamos el ícono **Run Analysis**, en seguida se abrirá la ventana **Set Load** iniciarlo presionaremos **Run Now**.



*Figura 1.45 Cuadro para correr el programa.*

## RESULTADOS:

Como resultado del análisis puede obtener las deformadas debidas a cada caso de carga o combinación, para lo cual en la opción **Display** del menú **Home**, se debe seleccionar el ícono (Show Deformed Shape). Luego seleccionar el caso o combinación de cargas de la



**Figura 1.46** Icono para muestra de resultados.

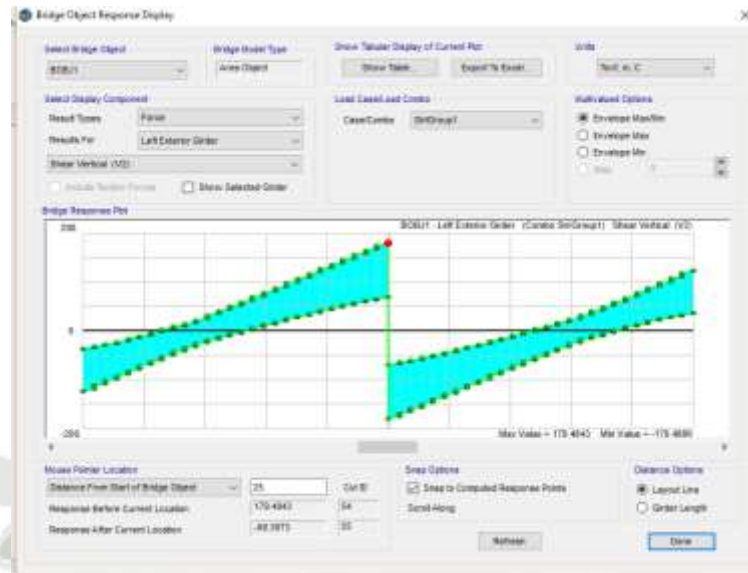
## Calculo de momentos:



*Momento Maximo Positivo  $M(+)$  = 588.79*

*Momento Máximo Negativo  $M(-)$  = 847.83*

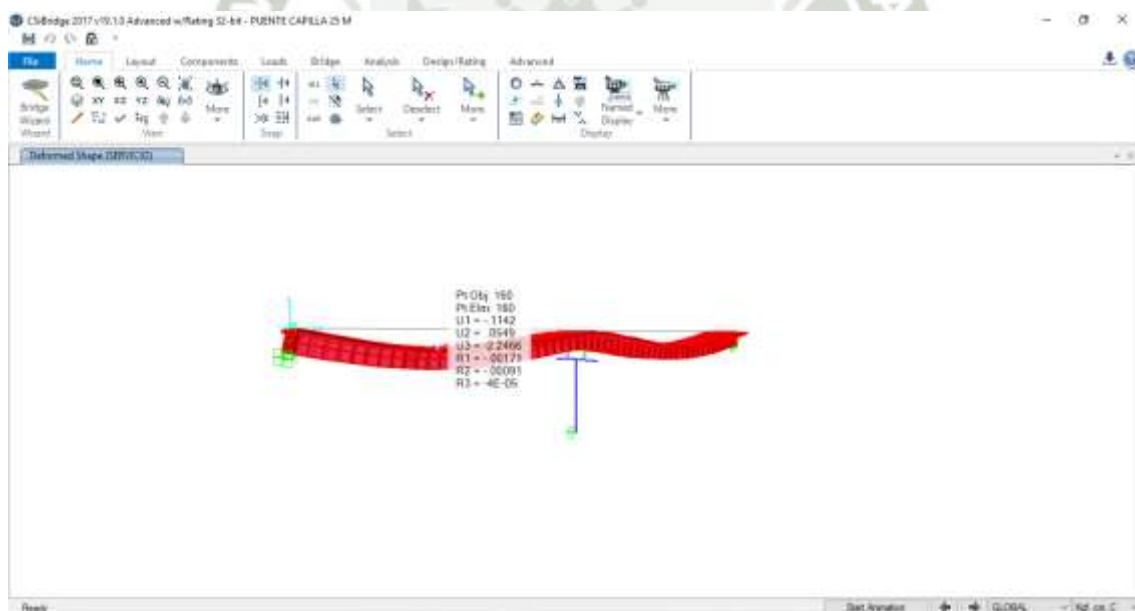
## Calculo de cortantes:



*Cortante en el Estribo = 123.05*

*Cortante en el Pilar = 179.48*

**Verificación de la deformación máxima por Cargas de Servicio.**



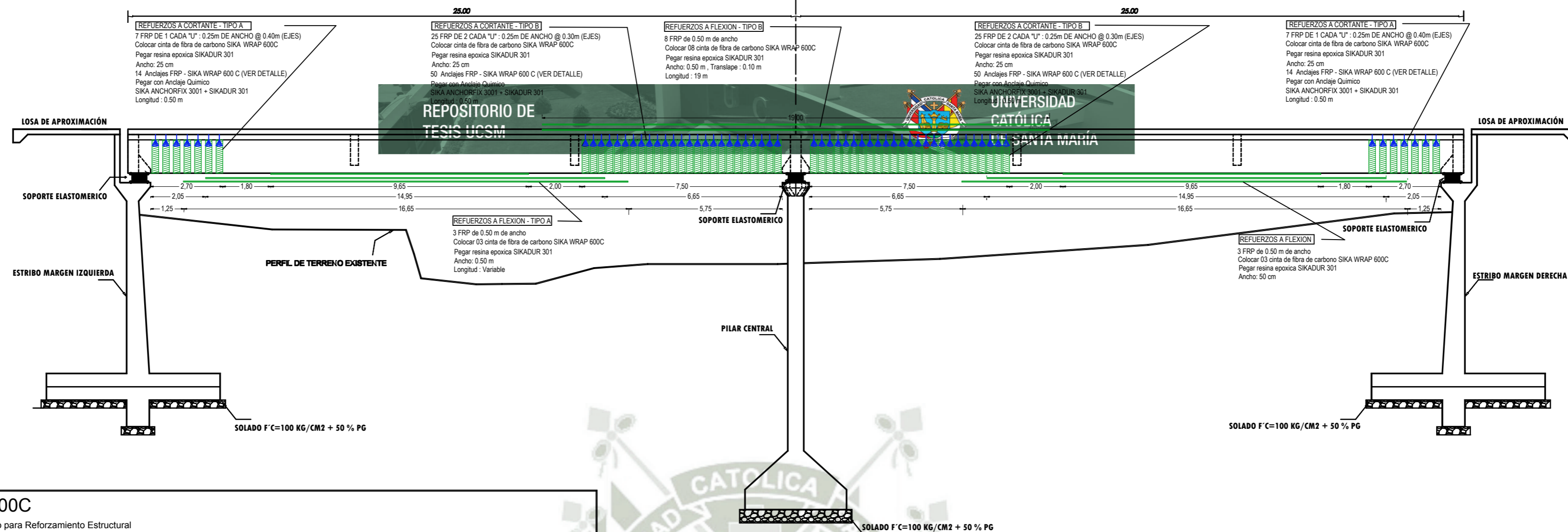
Deformación = 2.24 cm



**ANEXO 5: PLANOS DE REFORZAMIENTO.**

# REFUERZO ESTRUCTURAL CON FRP - PUENTE LA CAPILLA

1/100



## SikaWrap® 600C

Tejido de Fibra de Carbono para Reforzamiento Estructural

### DESCRIPCION GENERAL

Es un tejido unidireccional de fibra de carbono. El material es laminado in situ usando Sikadur® 301 o Sikadur® Hex 300/306 (adhesivos epóxicos) para conformar el polímero reforzado con fibras (CFRP), el cual es empleado para el reforzamiento de elementos estructurales.

### DATOS TECNICOS

Propiedades de la láminacurada:

Resistencia a la tensión	139,000 psi (960 N/mm <sup>2</sup> )
Módulo de elasticidad	10.6 106 psi (73,100 N/mm <sup>2</sup> )
Elongación a la rotura	1.33%
Espesor	1.0 mm (0.039 pulgadas)
Dirección de la fibra	0° (unidireccional)
Peso por metro cuadrado	610 g

### Propiedades de la fibra

Resistencia a la tensión	620,000 psi (4,300 N/mm <sup>2</sup> )
Módulo de elasticidad	34.9 106 psi (240,000 N/mm <sup>2</sup> )
Elongación	1.55%
Densidad	1.81 g/cc
Espesor	0.337 mm (0.0133 pulgadas)

### APLICACION

Preparación de la superficie

La superficie debe estar limpia y sana. Puede estar seca o húmeda, pero libre de agua empozada o hielo. Remover polvo, lechada, grasa, compuestos curadores, impregnaciones, grasas, partículas extrañas, material suelto o cualquier otro elemento que impida la adherencia.

Cuando la superficie sea irregular debe ser nivelada con un mortero de reparación adecuado. La resistencia en adherencia del concreto debe ser verificada, después de la preparación de superficie por un ensayo aleatorio de resistencia de adherencia a la tensión (ACI 503R) a criterio del ingeniero. La mínima resistencia a la tensión debe ser de 15 kg/cm<sup>2</sup> con falla del concreto.

### METODO DE LIMPIEZA

Para la preparación de la superficie de concreto se recomienda utilizar chorro de arena o cualquier otro procedimiento de limpieza mecánica (escarificado conamoladora) que provea textura rugosa a la superficie.

### RECOMENDACIONES PREVIAS PARA LA APLICACION DE SIKAWRAP 600C

- Temperatura del sustrato: ±8°C
- Máxima humedad relativa: 4%
- Contenido máximo de humedad menos 3°C sobre la temperatura del punto de rocío.
- Se debe medir el punto de rocío durante toda la aplicación.
- Hacer una prueba de adherencia, la cual no debe ser menor a 1.5 N/mm<sup>2</sup>
  - Para pequeñas aplicaciones: 4 mínimas
  - Para grandes aplicaciones: 1 cada 10 m
- Para nivelar la superficie puede aplicar el SikagROUT® 212 o Sikadur® 31

### IMPORTANTE

Los cálculos de diseño deben ser realizados por un ingeniero independiente, debidamente acreditado. El sistema es barrera de vapor. No se debe encapsular elementos de concreto en zonas donde se presente ciclo de hielo – deshielo. Para mayor detalle sobre la instalación y requerimiento de control de calidad referirse a las Especificaciones Generales para la Instalación del Sistema Sika Wrap de Sika. Consultar al Departamento Técnico.

### INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD Y PRECAUCIONES DE MANIPULACION

Durante la manipulación de cualquier producto químico, evite el contacto directo con los ojos, piel y vías respiratorias. Protéjase adecuadamente utilizando guantes de goma natural o sintéticos y anteojos de seguridad. En caso de contacto con los ojos, lavar inmediatamente con abundante agua durante 15 minutos manteniendo los párpados abiertos y consultar a su médico.

## PARÁMETROS SÍSMICOS

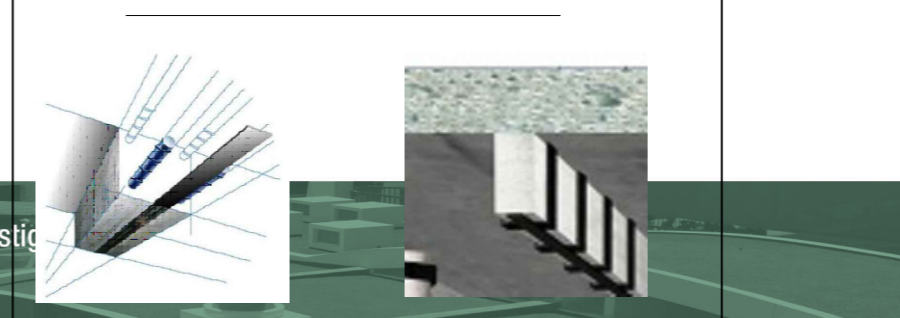
ZONA	Ag = 0.4 (g)
GEOTECNIA	SUELO INTERMEDIO, S=1.20
PERIODO DEL SUELO	Tp(s) = 0.80 seg.
CAPAC. PORTANTE	3.42 Kg/cm <sup>2</sup>
AMPLIFICACION DINAMICA	Can < 2.5
COEF. DE REDUCCION R	R = 2
PERIODO DE AISLAMIENTO	T = 2 seg.
COEF. DE AMORTIGUAMIENTO	B = 1.2
DESP. MÁXIMO	233 MM
COEF. DE RESPUESTA ELÁSTICA	Cs = 0.23
RIGIDEZ EFECTIVA	475 Ton/m

CONCRETO VIGAS Y LOSA:	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup> ; a los 28 días.
CONCRETO PILAR Y ESTRIBOS:	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup> ; a los 28 días.
CONCRETO BARRANDA Y BARRERA:	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup> ; a los 28 días.
SOLADO:	Relación Cemento/riomgón = 1/10 50 % Piedra Grande Ø Máx. 6"-8"
ACERO:	ASTM A-60, f <sub>y</sub> = 4,200 Kg/cm <sup>2</sup>

## Metrado

Descripcion	Cantidad	Longitud	Ancho	Metrado
<b>REFORZAMIENTO POR FLEXION</b>				
TIPO A Refuerzo 1	4	16.65	0,5	33,3
TIPO A Refuerzo 2	4	14.95	0,5	29,9
TIPO A Refuerzo 3	4	9.65	0,5	19,3
TIPO B	16	19	0,5	152
<b>REFORZAMIENTO POR CORTE</b>				
TIPO A	28	3,06	0,25	21,42
TIPO B	200	3,06	0,25	153
<b>ANCLAJES QUIMICOS</b>				
ANCLAJES	256	0,5	0,25	32
<b>Cantidad de Metrado</b>				440,92
<b>Desperdicio 10%</b>				44,092
<b>Cantidad de Metrado Total</b>				485,012

## REFORZAMIENTO POR FLEXION Y CORTE



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

### TESIS:

**"EVALUACIÓN Y REPARACIÓN ESTRUCTURAL CON FIBRA DE CARBONO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE LA CAPILLA - MOQUEGUA."**

### PLANO:

**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON FRP**

### DIST:

**MOQUEGUA**

### LAMINA:

**RE-01**

### TESISTA:

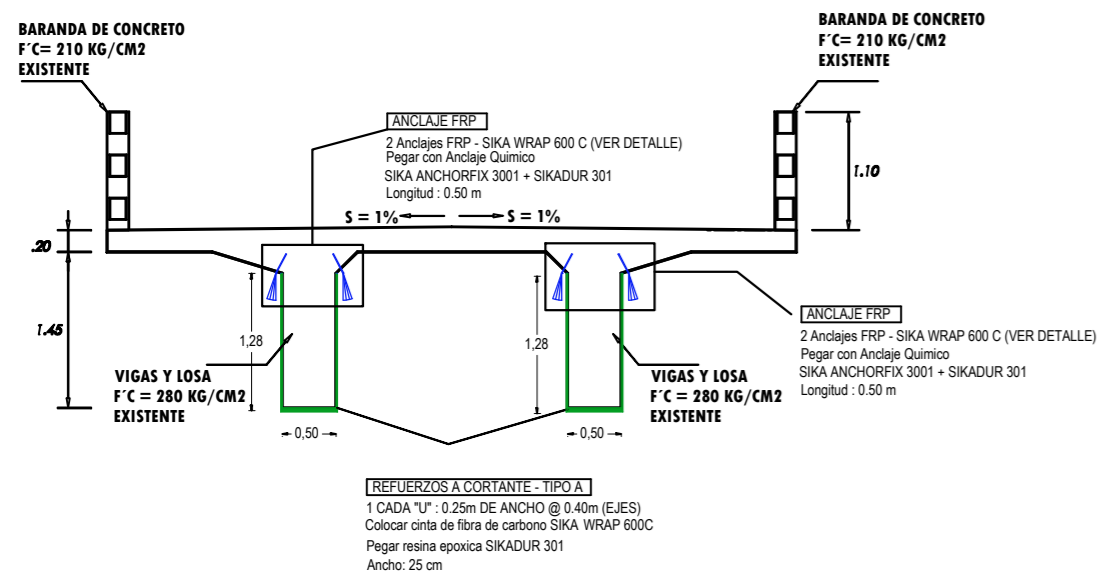
**LESLIE NOEMI CALLA DEZA**

### FECHA:

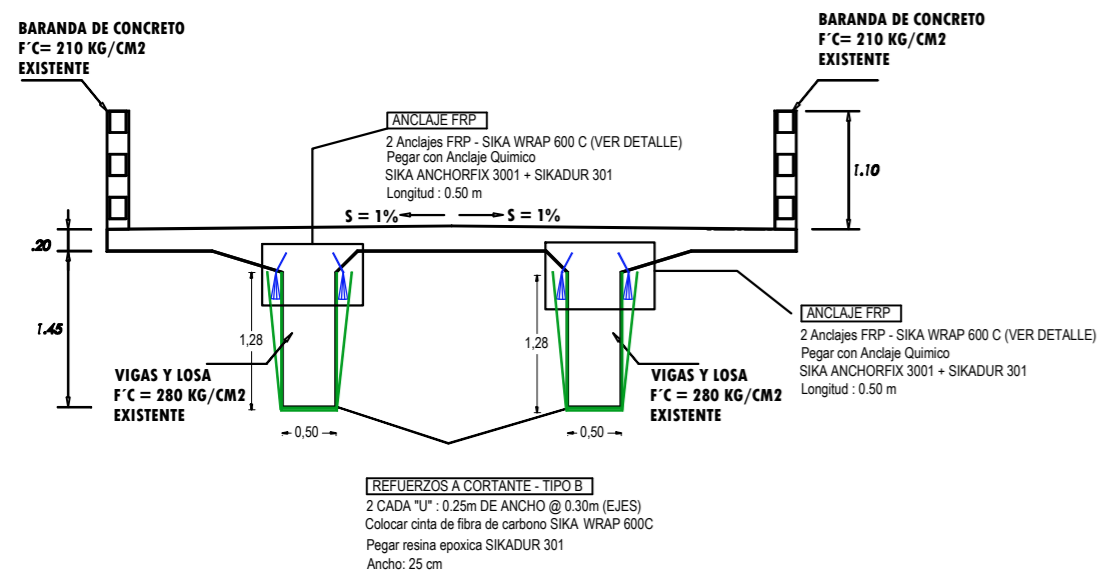
**NOVIEMBRE-2017**

1/2

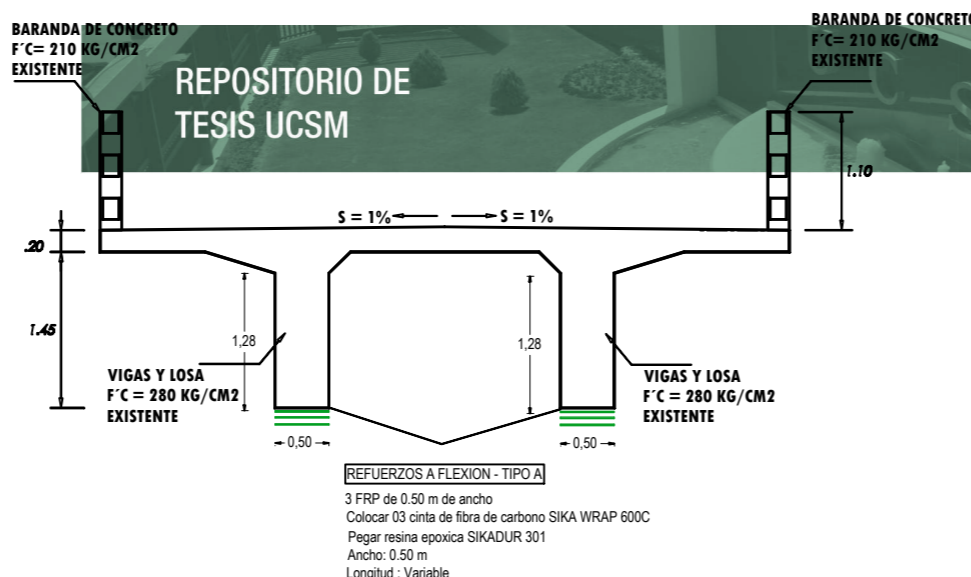
## DETALLE DE REFUERZO POR FLEXION Y CORTANTE



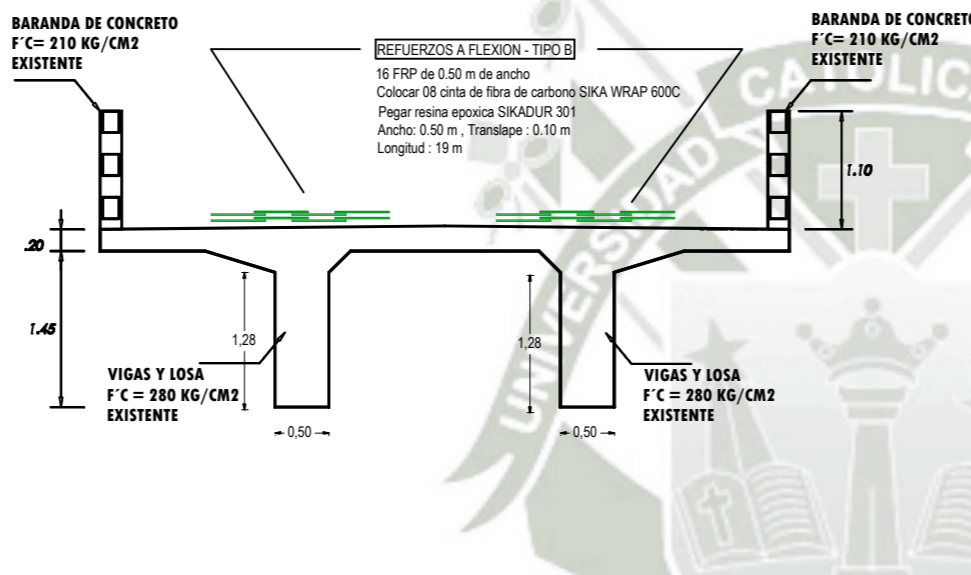
**REFUERZO A CORTANTE - TIPO A**  
1/50



**REFUERZO A CORTANTE - TIPO B**  
1/50



**REFUERZO A FLEXION - TIPO A**  
1/50



**REFUERZO A FLEXION - TIPO B**  
1/50

### Sikadur®-301

Resina epóxica de alta viscosidad, alta resistencia, para impregnación.

DESCRIPCIÓN: Sikadur®-301 es un adhesivo epóxico de dos componentes, de alta viscosidad, 100% sólidos, de alto módulo y alta resistencia, para la impregnación de los sistemas de reforzamiento SikaWrap®.

DATOS TECNICOS (a 23°C y 50% H.R.)

Color: Gris  
 Viscosidad (mezcla A+B): ~ 2.700 mPas (cps)  
 Vida en recipiente: 40 minutos (1 gl Vol)  
 Tiempo de contacto: 90 a 120 minutos  
 Temperatura de deflexión (HDT) (ASTM D-648) a 7 días: 47°C  
 Temperatura de transición vítrea (Tg) a 7 días: 49°C

Propiedades de Tensión (ASTM D-638):

Resistencia a tensión a 7 días: 52.0 MPa  
 Módulo de elasticidad: 2,000 MPa  
 Elongación de rotura: 3.5%

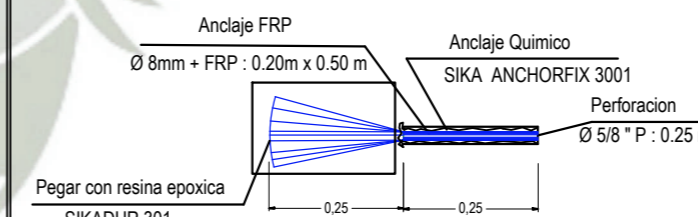
Propiedades de flexión (ASTM D-790):

Resistencia a flexión a 7 días: 90.0 MPa  
 Módulo tangente: 3,448 MPa  
 Deformación unitaria de fluencia: 3.0%

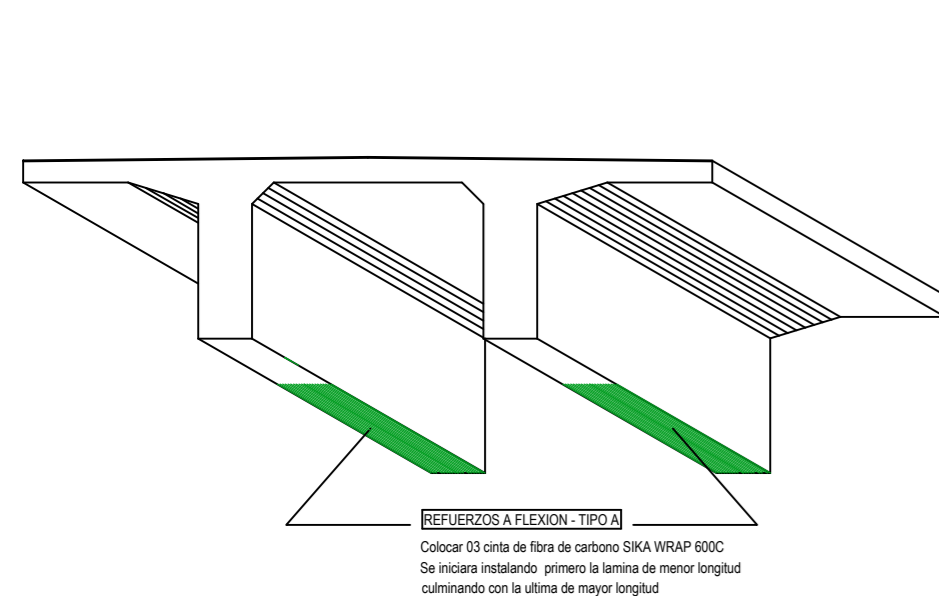
Propiedades de compresión (ASTM D-695):

Resistencia a la compresión:  
 1 día: 27.6 MPa  
 3 días: 82.1 MPa  
 7 días: 96.0 MPa  
 Módulo de compresión: 1,756 MPa

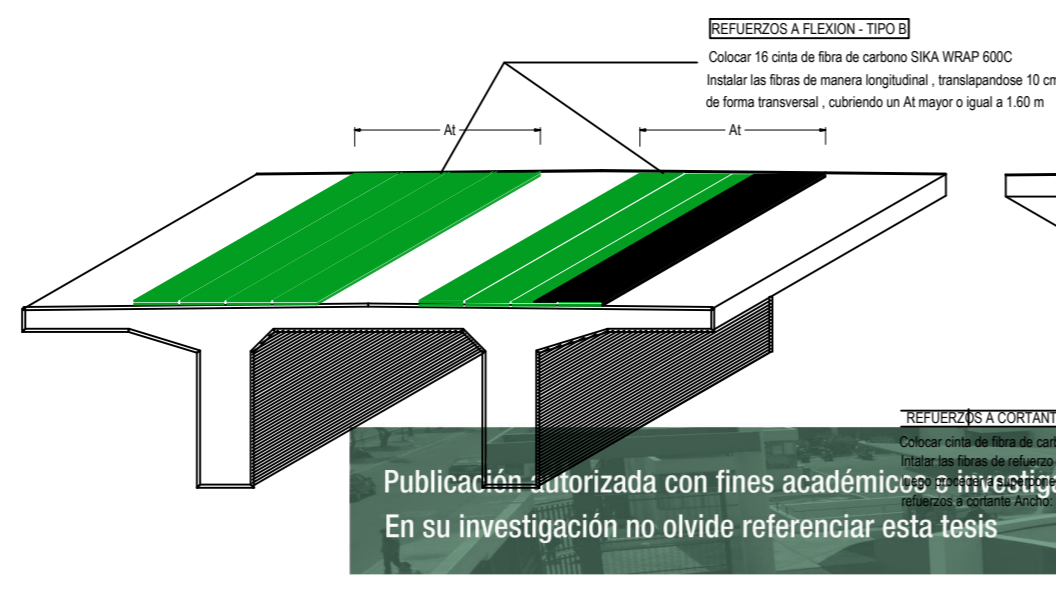
### DETALLE DE ANCLAJE FRP



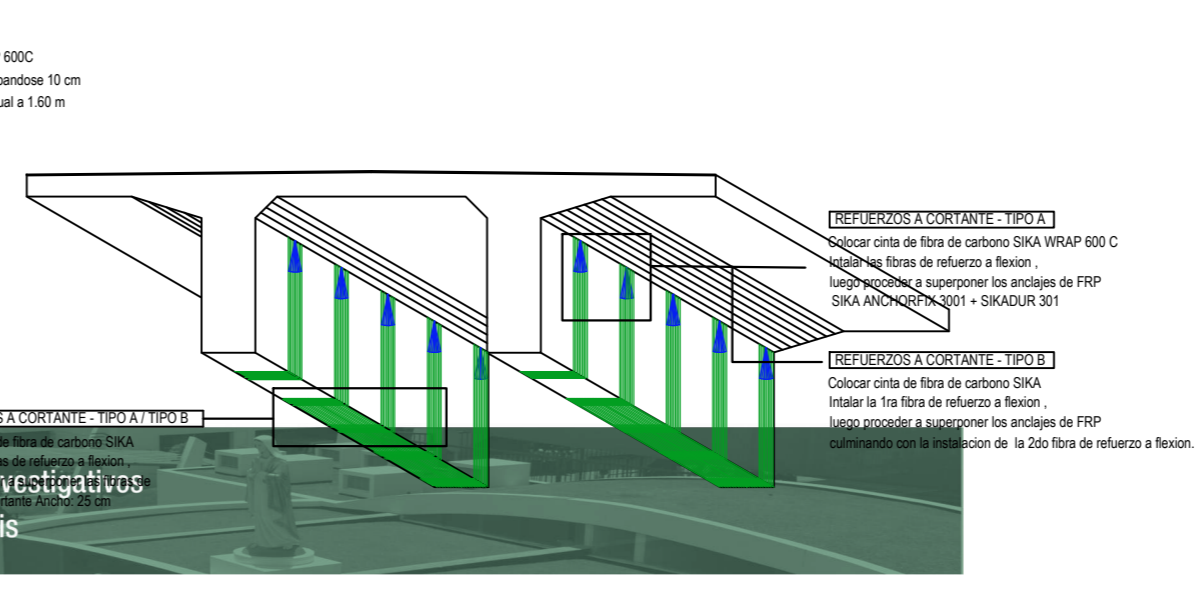
## DETALLE TRANSLAPES DE REFUERZOS POR FLEXION Y CORTANTE



**REFUERZO A FLEXION - TIPO A**



**REFUERZO A FLEXION - TIPO B**



**REFUERZO A CORTANTE - TIPO B**

### Sika Anchorfix® -3001

Adhesivo Epóxico de 2 componentes para Anclajes, de alto desempeño, para uso en concreto fisurado y no fisurado.

DESCRIPCIÓN GENERAL

El Sika AnchorFix®-3001 es un adhesivo epóxico de dos componentes para el anclaje de barras corrugadas y pernos roscados. Fabricado con una tecnología de alta calidad y libre de estireno, el Sika AnchorFix®-3001 ha sido específicamente diseñado para proveer una alta resistencia para uso en condiciones secas, húmedas e inundadas en numerosos materiales de base. Es apropiado para cargas medianas y altas en aplicaciones estructurales y no estructurales.

DENSIDAD: ASTM D1875 : 1.7 kg/L  
 RELACIÓN DE MEZCLA A:B: 1:1 en volumen.  
 Propiedades a 20°C (68°F) y 50% R.H. (Si no se especifica otra cosa)

TEMPERATURA DE LA RESINA Y EL SUSTRATO	TIEMPO DE MANEJABILIDAD	TIEMPO DE CARGA
* 0 → 5°C (32 → 41°F)		72 hrs
* 5 → 10°C (41 → 50°F)	30 min	30 hrs
10 → 15°C (50 → 59°F)	20 min	12 hrs
15 → 20°C (59 → 68°F)	15 min	8 hrs
20 → 25°C (68 → 77°F)	11 min	7 hrs
25 → 30°C (77 → 86°F)	8 min	6 hrs
30 → 35°C (86 → 95°F)	6 min	5 hrs
35 → 40°C (95 → 104°F)	4 min	4 hrs
40°C (104°F)	3 min	3 hrs

\* Adhesivo mantenido a 5°C como mínimo

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ASTM D695

24 horas	59 MPa (8500 psi)
7 días	85 MPa (12 300 psi)

MÓDULO DE ELASTICIDAD A COMPRESIÓN ASTM D695

7 días	5 GPa
RESISTENCIA A LA TENSIÓN ASTM D638	

RESISTENCIA A LA TENSIÓN ASTM D638 (ELONGACIÓN DE ROTURA)

1 día	18 MPa (2610 psi)
7 días	23.5 MPa (3400 psi)

MÓDULO DE ELASTICIDAD A LA TENSIÓN ASTM D638

1 día	5.7 GPa
7 días	5.5 GPa

ESFUERZO A FLEXIÓN ASTM D790

24 horas	45 MPa (6525 psi)
----------	-------------------

TEMPERATURA DE DEFLEXIÓN ASTM - D790

7 días	49°C (120°F)
--------	--------------

CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA/DISPACIÓN

5.1E+09 Ωcm @ 500 V
5.4E+09 Ωcm @ 1000 V
5.3E+09 Ωcm @ 2000 V
5.0E+09 Ωcm @ 4000 V

VOC (SCAQMD Rule 1168) 4.5 g/L

Las propiedades del producto son valores promedio típicamente, obtenidos en condiciones de laboratorio. Se pueden esperar variaciones razonables en la obra debido a factores locales incluyendo condiciones ambientales, preparación, aplicación, curado y métodos de prueba.

TESIS:

**"EVALUACIÓN Y REPARACIÓN ESTRUCTURAL CON FIBRA DE CARBONO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE LA CAPILLA - MOQUEGUA."**

PLANO:

**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON FRP**

DIST:

**MOQUEGUA**

LAMINA:

**RE-02**

PROYECTISTA:

**LESLIE NOEMI CALLA DEZA**

FECHA:

**NOVIEMBRE-2017**

2/2

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





# HOJA TÉCNICA

## Sikadur<sup>®</sup>-301

Resina de Impregnación de Alta Resistencia y Alto Módulo

### DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

Sistema epóxico de dos componentes, 100% de contenido de sólidos, de alta resistencia y alto módulo, admite presencia de humedad.

#### USOS

Como resina de impregnación de los tejidos SikaWrap<sup>®</sup>, para refuerzo de estructuras.

#### CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

- Largo tiempo abierto después de mezclado.
- Fácil de mezclar.
- Admite presencia de humedad antes, durante y después de curado.
- Adhesivo de alta resistencia y alto módulo.
- Excelente adherencia a concreto, mampostería, metales, madera y a la mayoría de materiales de construcción.
- Completamente compatible y desarrollado específicamente para el sistema SikaWrap<sup>®</sup>.
- Resistencia a más altas temperaturas comparado con los epóxicos convencionales.
- Alta resistencia a flujo plástico (creep) ante cargas permanentes.
- Alta resistencia a abrasión e impacto.
- Libre de solventes, cumple VOC.

### DATOS BÁSICOS

#### FORMA

#### COLORES

Gris Claro

#### ASPECTO:

Viscoso

#### PRESENTACIÓN

Juego de 4 kg.

#### ALMACENAMIENTO

#### CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO / VIDA ÚTIL

1 año en su envase original, bien cerrado, almacenado en un lugar fresco y seco (4°C a 35°C) y bajo techo. Transportar con las precauciones normales para productos químicos.

**DATOS TÉCNICOS**

**DENSIDAD**

1.31 kg/L

**VISCOSIDAD (MEZCLADO)**

Aproximadamente 2,700 cps

**DATOS TÍPICOS PARA SIKADUR 301 (CONDICIONES DE CURADO DEL MATERIAL A 23°C Y 50% H.R.)**

**VIDA EN EL RECIPIENTE**

40 minutos (masa de 1 galón)

**TIEMPO DE CONTACTO**

90 minutos

**TEMPERATURA DE FLEXIÓN(HDT)**

47°C

**PROPIEDADES MECÁNICAS DE TENSIÓN (ASTM D-638) RESISTENCIA A TENSIÓN A LOS 7 DÍAS**

8,000 psi (52.0 MPa)

**MÓDULO DE ELASTICIDAD**

290 ksi (2,000 MPa)

**ELONGACIÓN A LA ROTURA**

3.5%

**PROPIEDADES DE FLEXIÓN (ASTM D-790) MÓDULO TANGENTE**

500,000 psi (3448 MPa)

**RESISTENCIA A TENSIÓN A 7 DÍAS**

13,000 psi (90.0 MPa)

**DEFORMACIÓN UNITARIA DE FLUENCIA**

3.0%

**PROPIEDADES DE COMPRESIÓN (ASTM D-695) RESISTENCIA A COMPRESIÓN**

1 día: 4,000 psi (27.6 MPa)

3 día: 11,900 psi (82.1 MPa)

7 día: 13,900 psi (96.0 MPa)

**MÓDULO DE COMPRESIÓN**

250 ksi (1,725 MPa)

**INFORMACIÓN DEL SISTEMA**

**DETALLES DE APLICACIÓN**

**CONSUMO / DOSIS**

Aproximadamente 1.5 kg/m<sup>2</sup> a 1.6 kg/m<sup>2</sup> (SikaWrap®-600C)

**MÉTODO DE APLICACIÓN**

**PREPERACION DE LA SUPERFICIE**

La superficie debe estar limpia, sana y libre de humedad superficial. Remover polvo, lechada, grasa, compuestos curadores, impregnaciones, grasas, partículas extrañas, material suelto o cualquier otro elemento que impida la adherencia por medios mecánicos como chorro de arena. Para mejores resultados el sustrato debe estar seco. Sin embargo, una condición de base saturada superficialmente seca (SSS) es aceptable.

**MEZCLADO**

Premezclar cada componente por separado. Mezcle la unidad completa, no divida las unidades. Vierta el contenido de la parte B en la parte A. Mezcle vigorosamente por 5 minutos usando un mezclador mecánico de bajas revoluciones (400-600 rpm) hasta que la mezcla sea uniforme.

### RECOMENDACIONES PREVIAS PARA LA APLICACIÓN DE SIKADUR-301

- Temperatura del sustrato  $\pm 8^{\circ}\text{C}$
- Máxima humedad relativa en toda la aplicación: 85%
- Contenido máximo de humedad: 4%
- El sustrato debe estar al menos  $3^{\circ}\text{C}$  sobre la temperatura del punto de rocío.
- Se debe medir el punto de rocío durante toda la aplicación.
- Hacer una prueba de adherencia, la cual no debe ser menor a 1.5 N/Mm<sup>2</sup>
- Para pequeñas aplicaciones: 4 mínimas
- Para grandes aplicaciones 1 cada 10 m
- Para nivelar la superficie se debe aplicar Sikagrout®-212, Sikadur® 31

### METODO DE APLICACIÓN

Aplicación del SikaWrap-600C: aplique la mezcla de Sikadur®-301 a razón de 1,500 a 1,600 g/m<sup>2</sup>.

El producto es sensible a los rayos ultravioleta, en caso de estar a la intemperie, protegerlo con una pintura.

Para mayor información consulte las especificaciones generales de instalación del Sistema SikaWrap®.

## INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD

### OBSERVACIONES

La Hoja de Seguridad de este producto se encuentra a disposición del interesado. Agradeceremos solicitarla a nuestro Departamento Comercial, teléfono: 618-6060 o descargarla a través de Internet en nuestra página web: [www.sika.com.pe](http://www.sika.com.pe)

### PRECAUCION DE MANIPULACIÓN

Componente A – Irritante. Contiene resinas epóxicas que pueden causar sensibilidad después de prolongado o repetitivo contacto. Altas concentraciones de vapores pueden causar irritación en vías respiratoria. Evita el contacto con la piel. Úselo solamente con adecuada ventilación.

El uso de gorro y guantes de seguridad es recomendable. Se recomienda el uso de máscaras de protección adecuadas. Retirar las prendas contaminadas.

Componente B – Corrosivo. Contiene aminas. Su contacto con ojos o piel puede causar quemaduras severas. Puede causar sensibilidad después de contacto prolongado o repetitivo. Altas concentraciones de vapor pueden causar irritación en vías respiratorias. Evite el contacto con la piel. Úselo solamente con adecuada ventilación. El uso de gorro y guantes de seguridad es recomendable. Se recomienda el uso de máscaras de protección adecuadas. Retirar las prendas contaminadas. Primeros auxilios. En caso de contacto con la piel lavar muy bien con agua y jabón. Para contacto con los ojos, lavar inmediatamente con abundante agua por lo menos durante 15 minutos y acudir al médico inmediatamente. Para problemas respiratorios llevar a la persona a un lugar con aire fresco. Lavar las prendas antes de usarlas nuevamente.

**NOTAS LEGALES**

La información y en particular las recomendaciones sobre la aplicación y el uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, en base al conocimiento y experiencia actuales en Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados, manipulados y transportados; así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra en donde se aplicarán los productos Sika son tan particulares que de esta información, de alguna recomendación escrita o de algún asesoramiento técnico, no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad particular, así como ninguna responsabilidad contractual. Los derechos de propiedad de las terceras partes deben ser respetados.

Todos los pedidos aceptados por Sika Perú S.A. están sujetos a Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Los usuarios siempre deben remitirse a la última edición de la Hojas Técnicas de los productos; cuyas copias se entregarán a solicitud del interesado o a las que pueden acceder en Internet a través de nuestra página web [www.sika.com.pe](http://www.sika.com.pe).

**“La presente Edición anula y reemplaza la Edición Nº 2**

**la misma que deberá ser destruida”**

**PARA MÁS INFORMACIÓN SOBRE Sikadur®-301 :**

1.- SIKA PRODUCT FINDER: APLICACIÓN DE CATÁLOGO DE PRODUCTOS



2.- SIKA CIUDAD VIRTUAL



**Sika Perú S.A.**  
Refurbishment  
Centro industrial "Las Praderas  
de Lurín" s/n MZ B, Lotes 5 y 6,  
Lurín  
Lima  
Perú  
[www.sika.com.pe](http://www.sika.com.pe)

Hoja Técnica  
Sikadur®-301  
21.11.14, Edición 3

**Versión elaborada por: Sika Perú S.A.**  
NA, Departamento Técnico  
Telf: 618-6060  
Fax: 618-6070  
Mail: [informacion@pe.sika.com](mailto:informacion@pe.sika.com)





# HOJA TÉCNICA

## SikaWrap®-600C

Tejido de Fibra de Carbono para Reforzamiento Estructural

### DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

Es un tejido unidireccional de fibra de carbono. El material es laminado en campo usando Sikadur®-301 o Sikadur® Hex -300/306 (adhesivos epóxicos) para conformar el polímero reforzado con fibras (CFRP), el cual es empleado para el reforzamiento de elementos estructurales.

#### USOS

Para refuerzo a flexión, cortante, confinamiento de elementos estructurales tales como vigas, columnas, losas y muros por las siguientes causas.

- Incremento de cargas
- Incremento de carga viva
- Incremento de volumen de tráfico en puentes
- Instalación de maquinaria pesada en edificios industriales
- Estructuras con vibración
- Cambios en el uso de edificios
- Refuerzo sísmico
- Envoltura de columnas (confinamiento)
- Paredes de mampostería no reforzada
- Daño de partes estructurales
- Envejecimiento de materiales de construcción (corrosión)
- Impacto de vehículos
- Fuego
- Cambio en el sistema estructural
- Supresión de muros o columnas
- Remoción de secciones de losa y muros con aperturas
- Defectos de diseño o construcción
- Refuerzo insuficiente
- Altura insuficiente de los elementos
- Reforzamiento temporal

#### CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

- Es flexible, puede colocarse envolviendo elementos de forma compleja
- Alta resistencia

- Bajo peso
- No se corroe
- Resistente a sustancias ácidas y a álcalis.
- Bajo impacto estético
- Económico
- Puede ser aplicado en húmedo o en seco.

## DATOS BÁSICOS

<b>FORMA</b>	<b>ASPECTO</b>
	Tejido
	<b>COLORES</b>
	Negro oscuro
	<b>PRESENTACIÓN</b>
	Rollo de 25.00 m <sup>2</sup> (50 cm x 50.00 m) Orientación de la Fibra: 0° (unidireccional)

<b>ALMACENAMIENTO</b>	<b>CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO / VIDA ÚTIL</b>
	Se debe proteger el material de posibles ataques mecánicos o contaminación por tal razón se debe almacenar en su empaque bien cerrado. Transportar con las precauciones normales para productos delicados.

<b>DATOS TECNICOS</b>	<b>PROPIEDADES DE LA LÁMINA CURADA</b>	
	Resistencia a la tensión	139,000 psi (960 N/mm <sup>2</sup> )
	Módulo de elasticidad	10.6 10 <sup>6</sup> psi (73,100 N/mm <sup>2</sup> )
	Elongación a la rotura	1.33%
	Espesor	1.0 mm (0.039 pulgadas)
	Dirección de la fibra	0° (unidireccional)
	Peso por metro cuadrado	610 g
	<b>PROPIEDADES DE LA FIBRA</b>	
	Resistencia a la tensión	620,000 psi (4,300 N/mm <sup>2</sup> )
	Módulo de elasticidad	34.9 10 <sup>6</sup> psi (240,000 N/mm <sup>2</sup> )
	Elongación	1.55%
	Densidad	1.81 g/cc
	Espesor	0.337 mm (0.0133 pulgadas)

## INFORMACIÓN DEL SISTEMA

### MÉTODO DE APLICACIÓN

#### PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE

La superficie debe estar limpia y sana. Puede estar seca o húmeda, pero libre de agua empozada o hielo. Remover polvo, lechada, grasa, compuestos curadores, impregnaciones, grasas, partículas extrañas, material suelto o cualquier otro elemento que impida la adherencia.

Cuando la superficie sea irregular debe ser nivelada con un mortero de reparación adecuado. La resistencia en adherencia del concreto debe ser verificada, después de la preparación de superficie por un ensayo aleatorio de resistencia de adherencia a la tensión (ACI 503R) a criterio del ingeniero.

La mínima resistencia a la tensión debe ser de  $15 \text{ kg/cm}^2$  con falla del concreto.

#### MÉTODO DE LIMPIEZA

Para la preparación de la superficie de concreto se recomienda utilizar chorro de arena o cualquier otro procedimiento de limpieza mecánica (escarificado con amoladora) que provea textura rugosa a la superficie.

#### RECOMENDACIONES PREVIAS PARA LA APLICACIÓN DE SIKAWRAP 600C

- Temperatura del sustrato:  $\pm 8^\circ\text{C}$
- Máxima humedad relativa: 4%
- Contenido máximo de humedad menos  $3^\circ\text{C}$  sobre la temperatura del punto de rocío.
- Se debe medir el punto de rocío durante toda la aplicación.
- Hacer una prueba de adherencia, la cual no debe ser menor a  $1.5 \text{ N/mm}^2$

Para pequeñas aplicaciones: 4 mínimas

Para grandes aplicaciones: 1 cada 10 m

- Para nivelar la superficie puede aplicar el Sikagrout<sup>®</sup>-212 o Sikadur<sup>®</sup>-31

#### MÉTODO DE APLICACIÓN EN

##### HÚMEDO

Para información sobre mezclado del Sikadur<sup>®</sup>-301 referirse a la hoja técnica del producto.

El consumo de la resina epóxica Sikadur<sup>®</sup>-301, depende de la rugosidad de la superficie y la práctica que se tengan en el procedimiento de impregnación del tejido. Sin embargo, el consumo teórico aproximado es de  $1.5 \text{ kg/m}^2$  a  $1.6 \text{ kg/m}^2$  de producto para la imprimación de la superficie del sustrato y para la saturación o impregnación del tejido.

### Aplicación

Antes de la colocación del tejido la superficie de concreto debe ser imprimada y sellada usando el epóxico Sikadur®301, el producto puede ser aplicado por brocha o rodillo. El SikaWrap®- 600C debe ser saturado o impregnado en forma manual o mecánica.

### Mezclado del epóxico

En cualquier caso, la instalación de los epóxicos de adherencia (Sikadur®301) debe ser realizada por un aplicador autorizado o personal calificado.

### Corte del tejido

El tejido puede ser cortado a la longitud apropiada usando tijeras de tipo industrial o para trabajo pesado. Debe evitarse el uso de cualquier elemento de corte sin filo que pueda debilitar o deshilar la fibra.

### MÉTODO DE APLICACIÓN EN SECO

Aplicar la mezcla de resina epóxica Sikadur®-301 directamente sobre el sustrato en una proporción de 1.2 – 1.5 kg/m<sup>2</sup>, dependiendo de la rugosidad de la superficie.

Colocar cuidadosamente el tejido sobre la resina con guantes de goma y alisar las irregularidades o bolsas de aire usando un rodillo de plástico. Permitir que la resina pase a través de los hilos del tejido. Si se necesita más de una capa de tejido aplicar una capa adicional de Sikadur®-301 a una lata de 0.5 kg/m<sup>2</sup> y repetir el proceso anterior. Aplicar una capa final de Sikadur®-301 sobre la superficie expuesta a una lata de 0.2 kg/m<sup>2</sup>.

### MÉTODO DE APLICACIÓN EN HÚMEDO

Aplicar la mezcla de resina epóxica Sikadur®-301 directamente sobre el sustrato, dependiendo de la rugosidad de la superficie, en una proporción 1.5 – 1.6 kg/m<sup>2</sup>, incluyendo la saturación de la fibra.

Colocar cuidadosamente el tejido sobre la resina con guantes de goma y alisar las irregularidades o bolsas de aire usando un rodillo de plástico.

Permitir que la resina pase a través de los hilos del tejido. Si se necesita más de una capa de tejido aplicar una capa adicional de Sikadur®-301 a una lata de 0.5 kg/m<sup>2</sup> y repetir el proceso anterior. Aplicar una capa final de Sikadur®-301 sobre la superficie expuesta a una lata de 0.2 kg/m<sup>2</sup>.

### IMPORTANTE

Los cálculos de diseño deben ser realizados por un ingeniero independiente, debidamente acreditado.

El sistema es barrera de vapor. No se debe encapsular elementos de concreto en zonas donde se presente ciclo de hielo – deshielo.

Para mayor detalle sobre la instalación y requerimiento de control de calidad referirse a las Especificaciones Generales para la Instalación del Sistema Sika Wrap de Sika. Consultar al Departamento Técnico.

## INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD

### RESTRICCIONES LOCALES

La información, regulaciones y normas pueden variar de país a país, por eso para mayor información de cada país, consulte la última versión de la Hoja Técnica del producto de cada país.

### INFORMACIÓN DE HIGIENE Y SEGURIDAD

Para mayor información sobre el manejo, almacenamiento y disposición de los residuos, consulte la versión más reciente de la Hoja de Seguridad que contiene los datos de las propiedades físicas, ecológicas, toxicidad y otros datos de seguridad pertinentes.

### NOTAS LEGALES

La información y en particular las recomendaciones sobre la aplicación y el uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, en base al conocimiento y experiencia actuales en Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados, manipulados y transportados; así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra en donde se aplicarán los productos Sika son tan particulares que de esta información, de alguna recomendación escrita o de algún asesoramiento técnico, no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad particular, así como ninguna responsabilidad contractual. Los derechos de propiedad de las terceras partes deben ser respetados.

Todos los pedidos aceptados por Sika Perú S.A. están sujetos a Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Los usuarios siempre deben remitirse a la última edición de la Hojas Técnicas de los productos; cuyas copias se entregarán a solicitud del interesado o a las que pueden acceder en Internet a través de nuestra página web [www.sika.com.pe](http://www.sika.com.pe).

**“La presente Edición anula y reemplaza la Edición Nº 2  
la misma que deberá ser destruida”**

PARA MÁS INFORMACIÓN SOBRE SikaWrap®-600C :

1.- SIKA PRODUCT FINDER: APLICACIÓN DE CATÁLOGO DE PRODUCTOS



2.- SIKA CIUDAD VIRTUAL



**Sika Perú S.A.**  
Refurbishment  
Centro industrial "Las Praderas  
de Lurín" s/n MZ B, Lotes 5 y 6,  
Lurín  
Lima  
Perú  
www.sika.com.pe

Hoja Técnica  
SikaWrap®-600C  
02.12.14, Edición 3

Versión elaborada por: **Sika Perú S.A.**  
NA, Departamento Técnico  
Telf: 618-6060  
Fax: 618-6070  
Mail: [informacion@pe.sika.com](mailto:informacion@pe.sika.com)



# HOJA TÉCNICA

## Sika Anchorfix® -3001

Adhesivo Epóxico de 2 componentes para Anclajes, de alto desempeño, para uso en concreto fisurado y no fisurado.

### DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

El Sika AnchorFix®-3001 es un adhesivo epóxico de dos componentes para el anclaje de barras corrugadas y pernos roscados. Fabricado con una tecnología de alta calidad y libre de estireno, el Sika AnchorFix®-3001 ha sido específicamente diseñado para proveer una alta resistencia para uso en condiciones secas, húmedas e inundadas en numerosos materiales de base. Es apropiado para cargas medianas y altas en aplicaciones estructurales y no estructurales.

### USOS

- Anclaje de barras corrugadas y pernos roscados en materiales sólidos (concreto, piedra, bloques rellenos con grout).
- Para aplicaciones horizontales, verticales y sobre cabeza (referirse a Limitaciones), en donde el fraguado lento permite un tiempo de manejabilidad extendido.
- Para anclajes en perforaciones más profundas o en aplicaciones que no deban ponerse en servicio de manera rápida.
- Para aplicaciones en ambientes externos, sujetas a cargas dinámicas y vibraciones.
- Para anclaje de acero estructural al concreto, barandas de seguridad, balcones, cubiertas corredizas (canopies), vallas, pasamanos, estantes, maquinaria, soportes en mampostería, asientos de escenarios deportivos, barras de acero.

### CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

- Producto versátil que permite aplicaciones como un adhesivo y como anclaje.
- Fragua en condiciones secas, húmedas e inundadas.
- Cura sin exhibir presiones de expansión.
- El tiempo gel y el tiempo abierto extendidos sirven para hacer anclajes profundos.
- Permite hacer anclajes cerca de los bordes libres.
- Para anclaje de barras corrugadas y pernos roscados.
- Para anclajes en concreto fisurado y no fisurado.
- Resistente a un amplio rango de químicos, que incluyen soluciones acuosas de cloruro de aluminio, nitrato de aluminio al 10% de concentración, combustible de avión, diesel, petróleo doméstico y muchas otras sustancias a 75°C reteniendo al menos el 80% de sus propiedades físicas.
- Soporta cargas grandes.

### APROBACIONES

- Aprobado según IAPMO/ICC-ES. Según AC308 ESR para concreto fisurado y no fisurado. Ver el reporte ESR-3608 del ICC-ES.
- Aprobado para el contacto con agua potable según ANSI/NSF estándar 61.

## DATOS BÁSICOS

<b>FORMA</b>	<b>COLORES</b>
	Bronce
	<b>PRESENTACIÓN</b>
	Cartucho x 600 mL

<b>ALMACENAMIENTO</b>	<b>CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO / VIDA ÚTIL</b>
	24 meses si es almacenado en su empaque original, sin abrirse, en un ambiente fresco y en condiciones secas, lejos de los rayos directos del sol a una temperatura entre 5oC y 20oC. Pre condicione el producto por encima de 10oC para facilitar su aplicación cuando se usen pistolas manuales y cuando se trabaja a bajas temperaturas.

<b>DATOS TÉCNICOS</b>	<b>DENSIDAD</b>		
	ASTM D1875 : 1.7 kg/L		
	<b>RELACIÓN DE MEZCLA A:B</b>		
	1:1 en volumen.		
	Propiedades a 20°C (68°F) y 50% R.H. (Si no se especifica otra cosa)		
	<b>TEMPERATURA DE LA RESINA Y EL SUSTRATO</b>	<b>TIEMPO DE MANEJABILIDAD</b>	<b>TIEMPO DE CARGA</b>
	* 0→ 5°C (32→ 41°F)		72 hrs
	* 5→ 10°C (41→ 50°F)	30 min	30 hrs
	10→ 15°C (50→ 59°F)	20 min	12 hrs
	15→ 20°C (59→ 68°F)	15 min	8 hrs
	20→ 25°C (68→ 77°F)	11 min	7 hrs
	25→ 30°C (77→ 86°F)	8 min	6 hrs
	30→35°C (86→ 95°F)	6 min	5 hrs
	35→ 40°C (95→ 104°F)	4 min	4 hrs
	40°C (104°F )	3 min	3 hrs
	* Adhesivo mantenido a 5°C como mínimo		
	<b>RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ASTM D695</b>		
	24 horas	59 MPa (8500 psi)	
	7 días	85 MPa (12 300 psi)	
	<b>MÓDULO DE ELASTICIDAD A COMPRESIÓN ASTM D695</b>		
	7 días	5 GPa	
	<b>RESISTENCIA A LA TENSIÓN ASTM D638</b>		
	1 día	18 MPa (2610 psi)	
	7 días	23.5 MPa (3400 psi)	
	<b>RESISTENCIA A LA TENSIÓN ASTM D638 (ELONGACIÓN DE ROTURA)</b>		
	1 día	6.6%	
	7 días	5.9%	
	<b>MÓDULO DE ELASTICIDAD A LA TENSIÓN ASTM D638</b>		
	1 día	5.7 GPa	
	7 días	5.5 GPa	
	<b>ESFUERZO A FLEXIÓN ASTM D790</b>		
	24 horas	45 MPa (6525 psi)	

**TEMPERATURA DE DEFLEXION ASTM - D790**

7 días 49°C (120°F)

**CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA/DISIPACIÓN**

5.1E+09 ΩCM @ 500 V

5.4E+09 Ωcm @ 1000 V

5.3E+09 Ωcm@ 2000 V

5.0E+09 Ωcm@ 4000 V

VOC (SCAQMD Rule 1168 ) 4.5 g/L

Las propiedades del producto son valores promedio típicamente, obtenidos en condiciones de laboratorio. Se pueden esperar variaciones razonables en la obra debido a factores locales incluyendo condiciones ambientales, preparación, aplicación, curado y métodos de prueba.

**USGBC VALORACIÓN LEED**

Sika AnchorFix®-3001 cumple con los requerimientos LEED.

Conforme con el LEED V3 IEQc 4.1 Low-emitting materials - adhesives and sealants.

Contenido de VOC < 70 g/L (menos agua)

**INFORMACIÓN  
DEL SISTEMA**

**DETALLES DE  
APLICACIÓN**

**PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE**

La superficie debe estar limpia y sana. Las superficies/perforaciones pueden estar secas, húmedas o sumergidas. Quite el polvo, lechada, grasa, agentes curadores, impregnaciones, ceras, partículas extrañas y material suelto. La resistencia del sustrato puede verificarse, con ensayos de tensión directa (pulloff) si se desconoce su valor.

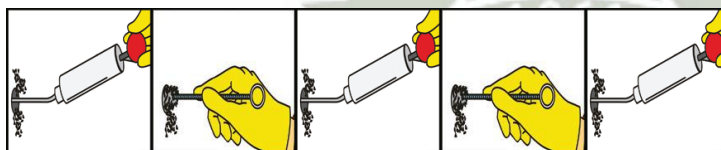
**MÉTODO DE  
APLICACIÓN**

**INSTRUCCIONES DE APLICACIÓN**



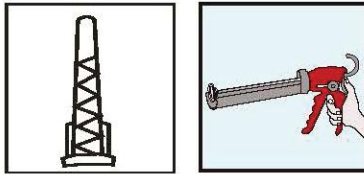
1.-

Taladre la perforación con el diámetro y profundidad correctos, usando un taladro roto-percutor y una broca de tungsteno.

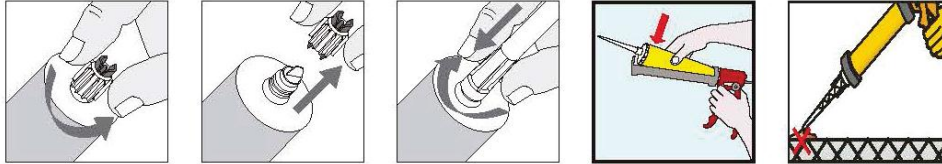


2. Limpie totalmente la perforación según la secuencia indicada arriba. Use un soplador (o un compresor) desde el fondo de la perforación y sople 2 veces. El aire a presión debe estar libre de aceite y agua y con una presión de mínimo 6 bares (90 psi).

3. Seleccione un cepillo de cerdas metálicas, asegurándose que esté en buenas condiciones y con el diámetro adecuado para caber en la perforación. Introduzca el cepillo adentro de la perforación y sáquelo/métalo haciendo un movimiento de rotación para retirar todo el material suelto. Repita de nuevo esta operación.

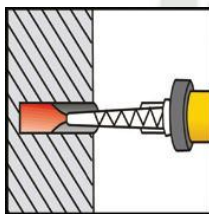


4. Seleccione la boquilla de mezclado y la pistola adecuadas.



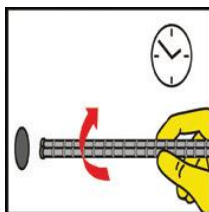
5. Desenrosque y quite la tapa protectora. Coloque la boquilla de mezclado en el cartucho. Monte el cartucho en la pistola y accione el gatillo hasta que el producto salga con un color y consistencia uniformes. Nota: La boquilla de mezclado Q2 se compone de 2 secciones. Una sección contiene los elementos de mezclado y la otra sección es una extensión. Conecte las dos secciones empujándolas firmemente hasta ajustarlas.

Cuando sea necesario, corte una manguera de extensión con la profundidad de la perforación y colóquela en la punta de la boquilla mezcladora. Para barras de 16mm (5/8 pulgada) de diámetro o superior, ajuste el detenedor de resina correcto al final de la manguera de extensión.



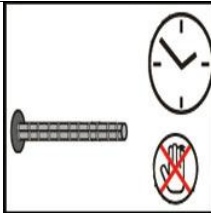
6. Inserte la punta de la boquilla mezcladora (detenedor de resina/manguera de extensión, si es del caso) hasta el fondo de la perforación. Empiece a aplicar la resina con una presión constante y uniforme, sacando lentamente la boquilla de la perforación. Llene la perforación aproximadamente de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  de su profundidad y retire la boquilla mezcladora.

Nota: Si suspende la colocación de la resina, restablezca la consistencia de la misma antes de continuar. Cuando esté utilizando una pistola manual, quite la presión de los pistones presionando con el pulgar la platina detrás de ellos cada vez que haga una pausa.



7. Inserte el perno roscado o la barra corrugada (ambos deben estar libres de óxido, aceite o cualquier agente extraño) hasta el fondo de la perforación haciendo un movimiento de atrás / adelante y rotando, asegurándose que toda la barra/ perno quede embebido. Puede ajustar la posición dentro del tiempo de manejabilidad del producto.

El exceso de resina debe salir de manera uniforme alrededor de la barra/perno indicando que la perforación está llena. Se debe retirar este exceso de resina antes de que endurezca.



### LIMPIEZA

Recoja con un material absorbente. Elimine de acuerdo con las regulaciones locales.

El producto que no ha curado puede retirarse con Colma solvente Epóxico. El material ya curado solo puede retirarse por medios mecánicos.

### LIMITACIONES

- El Sika AnchorFix®-3001 no es un producto con fines decorativos o estéticos y cuando es usado en sustratos porosos o piedra reconstituida, puede manchar. Si esto es una preocupación, se recomienda consultar al Departamento Técnico de Sika®, o que se hagan ensayos antes de usar el producto.
- Almacene y pre condicione el producto por encima de los 10°C para facilitar la aplicación cuando se utilizan pistolas manuales; a mayor temperatura será más fácil colocar el producto (se recomienda no almacenar a una temperatura mayor a 22°C ya que el tiempo de manejabilidad se reduce significativamente).
- La edad mínima del concreto deberá ser de 28 días, dependiendo de las condiciones de curado.
- No diluir con solventes, ya que no curará de manera apropiada.
- La calidad de la pistola afectará la aplicación. Asegúrese que la pistola esté en buenas condiciones, que los pistones estén alineados de manera correcta para que apliquen la presión de manera uniforme.
- No debe aplicarse el Sika AnchorFix®-3001 en sustratos congelados.
- La instalación de anclajes horizontales o sobre-cabeza que deben resistir cargas sostenidas debe realizarse por personal calificado, certificados de acuerdo a un programa según el ACI 318 D.9.2.2 ó D.9.2.3.
- Remitirse a la sección 5 del reporte #3608 del ICC-ES para ver las condiciones de uso. Este reporte está disponible en la página web del ICC, o si se solicita a Sika Perú.
- Temperatura mínima de aplicación: 4°C.
- Temperatura máxima de aplicación: 40°C.

NOT A: El Sika AnchorFix®-3001 ha sido calificado para soportar cargas sostenidas según el ensayo de creep del ICC-ES AC308, en donde un anclaje es cargado y monitoreado en el tiempo. De acuerdo al AC308, los anclajes que pasan el creep test son adecuados para resistir cargas de tensión sostenidas.

### ESPECIFICACIONES DE INSTALACIÓN

Propiedad	Símbolo	Unidad							
Perno Roscado Diámetro	$d_s$	pulg	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1-1/4
Diámetro de perforación	$d_o$	pulg	1/2	9/16	3/4	7/8	1	1-1/8	1-3/8
Tipo de boquilla	-	-	Q	Q	Q/Q2	Q2	Q2	Q2	Q2
Se requiere manguera de extensión?	-	-	$Y1 > 3.5" h_{ef}$	$Y1 > 3.5" h_{ef}$	$Y2 > 10" h_{ef}$	$Y2 > 10" h_{ef}$	$Y2 > 10" h_{ef}$	$Y2 > 10" h_{ef}$	$Y2 > 10" h_{ef}$
Requiere retenedor de resina?	-	-	NO	NO	$RS18 > 10" h_{ef}$	$RS18 > 10" h_{ef}$	$RS22 > 10" h_{ef}$	$RS22 > 10" h_{ef}$	$RS30 > 10" h_{ef}$

Barra Diámetro	$d_a$	pulg	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#10
Diámetro perforación	$d_o$	pulg	9/16	5/8	3/4	7/8	1	1-1/8	1-3/8
Tipo de Boquilla	-	-	Q	Q	Q/Q2	Q2	Q2	Q2	Q2
Se requiere manguera de extensión?	-	-	$Y1 > 3.5'' h_{ef}$	$Y1 > 3.5'' h_{ef}$	$Y2 > 10'' h_{ef}$	$Y2 > 10'' h_{ef}$	$Y2 > 10'' h_{ef}$	$Y2 > 10'' h_{ef}$	$Y2 > 10'' h_{ef}$
Se requiere retenedor de resina?	-	-	NO	NO	$RS18 > 10'' h_{ef}$	$RS18 > 10'' h_{ef}$	$RS22 > 10'' h_{ef}$	$RS22 > 10'' h_{ef}$	$RS30 > 10'' h_{ef}$
Máximo Torque	$T_{Inst}$	kg.m	2.1	4.2	8.3	13.8	17.3	20.8	27.7

Y1: requiere una manguera de extensión de 3/8" (9 mm) de diámetro en la punta de la boquilla tipo Q.

Y2: requiere una manguera de extensión de 9/16" (14 mm) de diámetro en la punta de la boquilla tipo Q2.

RS18: requiere un retenedor de resina (resin stopper) de 18 mm de diámetro.

RS22: requiere un retenedor de resina (resin stopper) de 22 mm de diámetro.

RS30: requiere un retenedor de resina (resin stopper) de 30 mm de diámetro.

hef: Profundidad de anclaje

\* El ingeniero diseñador del proyecto es el responsable por la interpretación de estos datos.

#### RESISTENCIA ADMISIBLE PARA BARRAS DE ACERO

Tipo de barra		Acero al carbón ASTM A 615 Grade 40	
		Tensión admisible, $N_{all}$	Cortante admisible, $V_{all}$
#3	lb	2,178	1,122
	kN	9.7	5.0
#4	lb	3,960	2,040
	kN	17.2	9.1
#5	lb	6,138	3,162
	kN	27.3	14.1
#6	lb	8,712	4,488
	kN	38.7	20.0
#7	lb	11,880	6,120
	kN	52.8	27.2
#8	lb	15,642	8,058
	kN	69.6	35.8
#10	lb	25,146	12,954
	kN	111.9	57.6

Tensión:  $0.33 \times f_u \times \text{área de la barra}$ .

Cortante:  $0.17 \times f_u \times \text{área de la barra}$

$f_u$ : esfuerzo último de la barra

\* El ingeniero diseñador del proyecto es el responsable por la interpretación de estos datos.

**RESISTENCIA ADMISIBLE PARA BARRAS DE ACERO**

Tipo de barra		Acero al carbón ASTM A 615 Grade 60	
		Tensión admisible, $N_{all}$	Cortante admisible, $V_{all}$
#3	lb	3,280	1,690
	kN	14.6	7.5
#4	lb	5,831	3,004
	kN	25.9	13.4
#5	lb	9,111	4,693
	kN	40.5	20.9
#6	lb	13,121	6,759
	kN	58.4	30.1
#7	lb	17,859	9,200
	kN	79.4	40.9
#8	lb	23,326	12,016
	kN	103.8	53.4
#10	lb	37,623	19,381
	kN	167.4	86.2

Tensión:  $0.33 \times f_u \times \text{área de la barra}$ .

Cortante:  $0.17 \times f_u \times \text{área de la barra}$

$f_u$ : esfuerzo último de la barra

\* El ingeniero diseñador del proyecto es el responsable por la interpretación de estos datos.

Temperatura de de servicio	Factor de Reducción
5°C	1.0
20°C	1.0
43°C	0.9
54°C	0.7
66°C	0.5
76°C	0.4
80°C	0.3

Para temperaturas  
intermedias, se  
permite interpolar.

**Resistencia admisible para pernos roscados**

Diámetro perno (in)		Acero al carbón ASTM F 1554 Grade 36 (A307Gr.C)		Acero al carbón ASTM A 193 B7		Acero Inoxidable ASTM F 593 CW		Acero Inoxidable ASTM F 593 SH	
		Tensión Admisible, N <sub>all</sub>	Cortante Admisible, V <sub>all</sub>	Tensión Admisible, N <sub>all</sub>	Cortante Admisible, V <sub>all</sub>	Tensión Admisible, N <sub>all</sub>	Cortante Admisible, V <sub>all</sub>	Tensión Admisible, N <sub>all</sub>	Cortante Admisible, V <sub>all</sub>
3/8"	lb	2,110	1,080	4,550	2,345	3,360	1,870	4,190	2,160
	kN	9.4	4.8	20.2	10.4	16.1	8.3	18.6	9.6
1/2"	lb	3,750	1,930	8,100	4,170	6,470	3,330	7,450	3,840
	kN	16.7	8.6	36.0	18.5	28.8	14.8	33.1	17.1
5/8"	lb	5,870	3,030	12,655	6,520	10,130	5,220	11,640	6,000
	kN	26.1	13.5	56.3	29.0	45.1	23.2	51.8	26.7
3/4"	lb	8,460	4,360	18,220	9,390	12,400	6,390	15,300	7,880
	kN	37.6	19.4	81.0	41.8	55.2	28.4	68.1	35.1
7/8"	lb	11,500	5,930	24,800	12,780	16,860	8,680	20,830	10,730
	kN	51.2	26.4	110.3	56.8	75.0	38.6	92.7	47.7
1"	lb	15,020	7,740	32,400	16,690	22,020	11,340	27,210	14,020
	kN	66.8	34.4	144.1	74.2	97.9	50.4	121.0	62.4
1-1/4"	lb	23,480	12,100	50,640	26,070	34,420	17,730	38,470	19,820
	kN	104.4	53.8	225.1	116.0	153.1	78.9	171.1	88.2

Tensión admisible:  $N_{all} = 0.33 \times f_u \times \text{área del perno}$ .

Cortante admisible:  $V_{all} = 0.17 \times f_u \times \text{área del perno}$

$f_u$ : esfuerzo último del perno

\* El ingeniero diseñador del proyecto es el responsable por la interpretación de estos datos.



Diámetro Barra	Profundidad		Capacidad admisible del concreto/adherencia					
			Tensión (lb)			Cortante (lb)		
			Pulg	cm	$f'_c=2,500\text{psi}$	$f'_c=4,000\text{psi}$	$f'_c=8,000\text{psi}$	$f'_c=2,500\text{psi}$
3/8" ó #3	2-3/8"	6.0	1,939	2,032	2,178	2,585	2,710	2,904
	4-15/16"	12.5	4,031	4,225	4,528	5,375	5,633	6,038
	7-1/2"	19.0	6,123	6,418	6,878	8,164	8,557	9,171
1/2" ó #4	2-3/4"	7.0	2,527	2,649	2,839	3,369	3,531	3,785
	6-3/8"	16.2	5,858	6,140	6,581	7,811	8,187	8,774
	10"	25.4	9,186	9,631	10,323	12,252	12,842	13,764
5/8" ó #5	3-1/8"	7.9	3,889	4,076	4,368	5,185	5,434	5,824
	7-13/16"	19.8	9,722	10,189	10,921	12,962	13,586	14,561
	12-1/2"	31.8	15,555	16,303	17,473	20,739	21,737	23,298
3/4" ó #6	3-3/4"	9.5	5,200	5,450	5,841	6,933	7,267	7,788
	9-3/8"	23.8	13,000	13,625	14,603	17,333	18,167	19,471
	15"	38.1	20,799	21,800	23,365	27,732	29,067	31,153
1" ó #8	4"	10.2	8,407	8,811	9,444	11,209	11,749	12,592
	12"	30.5	25,221	26,434	28,332	33,628	35,246	37,776
	20"	50.8	42,035	44,057	47,219	56,046	58,743	62,959
1-1/4" ó #10	5"	12.7	10,529	11,036	11,828	14,039	14,715	15,771
	15"	38.1	31,588	33,108	35,484	42,117	44,144	47,312
	25"	63.5	52,646	55,180	59,140	70,195	73,573	78,853

1. Los valores arriba mostrados representan valores últimos promedio y cargas de trabajo admisibles. Las cargas de trabajo admisibles han sido reducidas usando un factor de seguridad de 4 para tensión y 3 para cortante, sin embargo en algunos casos, como en seguridad de vida (life safety) pueden ser necesarios factores de seguridad de 10 o más.
  2. Las cargas admisibles deben compararse con la capacidad del acero. Controla el valor más bajo.
  3. Los datos tabulados son aplicables a anclajes aislados en concreto normal no afectados por factores de reducción por distancia al borde ó espaciamiento entre barras. Los valores son válidos para anclajes instalados en concreto seco en perforaciones hechas con taladro roto-percutor y broca de tungsteno (ANSI carbide drill bit).
  4. Se pueden interpolar datos
- \* El ingeniero diseñador del proyecto es el responsable por la interpretación de estos datos.

#### RENDIMIENTO

Diámetro barra:	Pulg	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4	
Diámetro perforación:	Pulg	3/8	1/2	9/16	3/4	7/8	1 1/8	1 3/8	
Profundidad:	cm	6.0	6.0	7.0	7.9	9.5	10.2	12.7	
Número de anclajes estimados	Volúmen Cartucho	600 ml	176	99	67	33	20	11	6

\* Se asume un desperdicio del 30% en la extrusión inicial y en la perforación llena 3/4 de su profundidad.

Diámetro barra:	Pulg	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4	
Diámetro perforación:	Pulg	3/8	1/2	9/16	3/4	7/8	11/8	1 3/8	
Profundidad:	cm	7.9	9.5	12.7	15.9	19.0	25.4	31.8	
Número de anclajes estimados	Volúmen Cartucho	600 ml	134	62	37	16	10	4	2

\* Se asume un desperdicio del 30% en la extrusión inicial y en la perforación llena 3/4 de su profundidad.



Boquilla mezcladora Q



Boquilla mezcladora Q2



De izquierda a derecha: manguera de extensión 3/8" (9 mm), manguera de extensión 9/16" (14 mm), retenedor de resina RS 18 (18 mm), RS22 (22 mm) y RS30 (30 mm).

**BASES**

Todos los datos técnicos recogidos en esta hoja técnica se basan en ensayos de laboratorio. Las medidas de los datos actuales pueden variar por circunstancias fuera de nuestro control.

**RESTRICCIONES LOCALES**

Nótese que el desempeño del producto puede variar dependiendo de cada país. Por favor, consulte la hoja técnica local correspondiente para la exacta descripción de los campos de aplicación del producto.

**INFORMACIÓN DE SEGURIDAD E HIGIENE**

Para información y asesoría referente al transporte, manejo, almacenamiento y disposición de productos químicos, los usuarios deben consultar la Hoja de Seguridad del Material actual, la cual contiene información médica, ecológica, toxicológica y otras relacionadas con la seguridad.

**NOTAS LEGALES**

La información y en particular las recomendaciones sobre la aplicación y el uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, en base al conocimiento y experiencia actuales en Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados, manipulados y transportados; así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra en donde se aplicarán los productos Sika son tan particulares que de esta información, de alguna recomendación escrita o de algún asesoramiento técnico, no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad particular, así como ninguna responsabilidad contractual. Los derechos de propiedad de las terceras partes deben ser respetados.

Todos los pedidos aceptados por Sika Perú S.A. están sujetos a Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Los usuarios siempre deben remitirse a la última edición de la Hojas Técnicas de los productos; cuyas copias se entregarán a solicitud del interesado o a las que pueden acceder en Internet a través de nuestra página web [www.sika.com.pe](http://www.sika.com.pe).

**“La presente Edición anula y reemplaza la Edición Nº 1  
la misma que deberá ser destruida”**

**PARA MÁS INFORMACIÓN SOBRE Sika Anchorfix®-3001 :**

1.- SIKa PRODUCT FINDER: APLICACIÓN DE CATÁLOGO DE PRODUCTOS



2.- SIKa CIUDAD VIRTUAL



**Sika Perú S.A.**  
Refurbishment  
Centro Industrial "Las Praderas  
de Lurín S/N - Mz "B" Lote 5 y  
6, Lurín  
Lima  
Perú  
[www.sika.com.pe](http://www.sika.com.pe)

Hoja Técnica  
Sika Anchorfix®-3001  
21.01.15, Edición 2

**Versión elaborada por: Sika Perú S.A.**  
NA, Departamento Técnico  
Telf: 618-6060  
Fax: 618-6070  
Mail: [info@pe.sika.com.pe](mailto:info@pe.sika.com.pe)

