

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA**



**“MONTAJE DE PUENTE TIPO MIXTO DE 110 METROS  
DE LUZ”**

**INFORME DE INGENIERIA**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO MECANICO**

**ROBERTO RONAL TINTAYA MOSCOSO**

**PROMOCION 1993-II  
LIMA – PERU  
2011**

# ÍNDICE

<b>PROLOGO</b> .....	<b>1</b>
<b>CAPITULO I: INTRODUCCION</b> .....	<b>2</b>
<b>CAPITULO II: ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO</b> .....	<b>3</b>
2.1 Introducción. ....	3
2.2 Diseño Estructural de Puentes. ....	3
2.3 Diseño Estructural de Muros. ....	14
2.4 Diseño Estructural de Obras de Arte. ....	15
<b>CAPITULO III: MEMORIA DE CALCULO</b> .....	<b>17</b>
3.1 Introducción. ....	17
3.2 Factores de Distribucion de M y V (mg). ....	19
3.3 Distribución de Momentos por carga Viva. ....	22
3.4 Calculo de las Solicitaciones Maximas. ....	23
3.5 Secciones Requeridas. ....	23
3.6 Calculo del Eje Neutro Plastico para la Viga Metalica. ....	31
3.7 Calculo del momento Plastico. ....	33
3.8 Diseño por Cortante. ....	35
3.9 Diseño de los Conectores. ....	39
3.10 Diseño de la Viga Diafragma. ....	42
<b>CAPITULO IV: ANALISIS DE COSTO</b> .....	<b>49</b>
4.1 Introducción. ....	49
4.2 Cuadro resumen de Costos. ....	51
4.3 Analisis de Costo de Fabricacion en Taller. ....	52
4.4 Analisis de Costo de Montaje en Sitio. ....	56
<b>CAPITULO V: PROCEDIMIENTO DE EJECUCION</b> .....	<b>63</b>
5.1 Introducción. ....	63
5.2 Planeamiento de Proyecto. ....	63
5.3 Organigrama de Proyecto. ....	72
5.4 Cronograma de Ejecucion. ....	73
5.5 Equipos de Fabricacion y Montaje. ....	75
<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>77</b>
<b>ANEXOS</b> .....	<b>78</b>
<b>ANEXO A: FOTOS DE SECUENCIA DE EJECUCION</b> .....	<b>79</b>
A.1 Introducción. ....	79
A.2 Sitio Antes de Ejecucion. ....	80
A.3 Detalles de Fabricacion. ....	85

A.4 Habilitado en Obra.....	91
A.5 Montaje en Sitio.....	99
A.6 Sitio Despues de Ejecucion.....	111

## **ANEXO B: PLANOS ..... 118**

B.1 Introducción.....	118
B.2 Plano de Ubicación General.....	119
B.3 Vista General – Código: 000-T3-PT-0093-R00-D.....	121
B.4 Encofrados de Estribos y Pilares – Código: 000-T3-PT-0094-R00-D.....	123
B.5 Armadura de Estribos y Pilares – Código: 000-T3-PT-0095-R00-D.....	125
B.6 Detalles de Losa – Código: 000-T3-PT-0096-R00-D.....	127
B.7 Detalles de Viga – Código: 000-T3-PT-0097-R00-D.....	129
B.8 Detalles Generales para Puentes Tipo Mixto – Código: 000-T3-PT-0127-R01.....	131
B.9 Detalles Generales para Pre Losa – Código: 000-T3-PT-0128-R01.....	133
B.10 Detalles Tipicos – Código: 000-T3-PT-0129-R01.....	135

## **ANEXO C: NORMAS ..... 137**

C.1 Manual de Diseño Geometrico de Carreteras del MTC del Peru, Capitulo 3: Seccion Transversal.....	138
C.2 Camiones de Diseño.....	145

## **BIBLIOGRAFIA ..... 161**

## PROLOGO

El presente informe muestra las diferentes etapas que conllevan a la completa ejecución de un proyecto, en este caso acerca de la Construcción del Puente Chiporongo Tipo Mixto de 110m de Luz. El enfoque del informe es a partir la Super-Estructura Metálica; no considera obras civiles por no formar propiamente parte del análisis de la ingeniería mecánica. El informe consta de cinco capítulos y tres anexos que considero de igual importancia.

En el capítulo I se hace referencia los aspectos generales que hacen necesaria la construcción de puentes de tipo mixto, así como el objetivo del presente trabajo.

En el capítulo II se indican las especificaciones generales de diseño con las que fueron finalmente concebidas cada uno de los componentes de la estructura metálica.

En el capítulo III se analiza y calcula paso por paso los componentes estructurales, indicando también las consideraciones finalmente asumidas para cada elección.

En el capítulo IV se hace un análisis económico de la construcción (fabricación y montaje) del puente, es decir la cuantificación en dinero de los recursos considerados para la ejecución de la obra.

En el capítulo V se indica los procedimientos planeados para la fabricación y el montaje del puente; así como la distribución de los recursos para la correcta ejecución de los trabajos.

En los Anexos al final del informe se muestra las fotos con los detalles de fabricación y montaje y planos de construcción respectivos.

Este trabajo está dedicado con mucho cariño a Nelly y Tiburcio, mis padres.

## **CAPITULO I: INTRODUCCION**

La carretera Interoceánica está compuesta en su tramo sur #2 y #3 que comprende desde las ciudades de Urcos hasta Inambari (en el tramo #2) y desde Inambari hasta Iñápari (en el tramo #3), consta de un aproximado de 710 kms de carretera asfaltada y de 140 puentes de diferentes tipos.

La construcción de la Carretera Interoceánica facilitará la transferencia de bienes brasileños hasta la costa Pacífica (y los mercados de Asia) y de la misma forma la transferencia de los productos de Asia hasta la costa Atlántica (y los mercados de los Estados Unidos, Europa y Brasil). Se indica también que la carretera ampliará el acceso de los productos peruanos a los mercados de Brasil.

En consecuencia el objetivo este trabajo es presentar el desarrollo completo de un puente tipo Mixto (también llamado de sección compuesta), por ser el tipo mayor uso en la Carretera Interoceánica; básicamente por ser un diseño simple, de fácil instalación y que es apropiado para tramos cortos o de poca luz entre apoyos, es decir de hasta de 50 m. de vano. Cabe mencionar la construcción del puente fue ejecutada por la empresa IMECON (Instalaciones Mecánicas Eléctricas Contratistas S.A.) en el año 2007 hasta inicios del 2008. El puente se encuentra ubicado en el tramo sur #3 km 312, en Madre de Dios, a medio km de la localidad de Mazuko.

En este informe se presenta las diferentes etapas que constituyen la ejecución del Puente; siendo estas condensadas en el Diseño, en la Evaluación Económica, en la Fabricación y en el Montaje.

El diseño del Puente Chiporongo está basado en el método LRFD "Diseño por Factores de Carga y Resistencia", de acuerdo a lo presentado por la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications y al Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

## CAPITULO II: ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO

### 2.1. INTRODUCCION

El presente trabajo se enmarca dentro del Proyecto Corredor Vial Interoceánico Sur - Tramo 3 que se encuentra bajo la jurisdicción de la Concesionaria IIRSA SUR (CONIRSA) y corresponde al área de Diseños Estructurales de los puentes.

El presente expediente se basa fundamentalmente en el Manual de Diseño de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (MDP del MTC) y la norma AASHTO LRFD.

### 2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES

#### 2.2.1 Normas de Diseño

Las normas técnicas de diseño principales son:

- Especificaciones AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials-Standard Specifications for Highway Bridges), cuarta edición 2007.
- Manual de Diseño de Puentes presentada por la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú publicado el 2003 (MDP del MTC del Perú).

#### 2.2.2 Materiales

a. Concreto: se ha adoptado como parámetros de diseño el empleo de un concreto estructural cuya resistencia ( $f'c$ ) a los 28 días no debe ser menor de:

- $f'c = 21$  MPa para estribos.
- $f'c = 28$  MPa para losa.

$E_c$ : Modulo de elasticidad del concreto.

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} \quad \text{Ec. 2.1}$$

b. Acero para concreto armado: deberá cumplir las siguientes normas ASTM A615, G-60; ITINTEC 341.031; y tendrá las siguientes características técnicas:

- Límite de Fluencia:  $\sigma_y = 420 \text{ MPa}$ .
- Módulo de Elasticidad:  $E = 210,000 \text{ MPa}$ .

c. Acero estructural para chapas y perfiles: acero estructural será conforme a las normas ASTM A-709 GR 345W. No requiere pintura

d. Otros Materiales: soldadura AWS y los pernos conforme a las normas ASTM A-490, galvanizado en caliente.

### 2.2.3 Cargas de Diseño de Puentes

De acuerdo a lo que exigen las normas actuales se ha escogido como sobrecarga vehicular la del tipo HL-93, consistente en un camión por vía de aprox. 33 toneladas y con una sobrecarga uniformemente distribuida por vía de tráfico de 960 kg/m, ver Figura 2.1. De acuerdo al ASSHTO LRFD se considera una sobrecarga por impacto como 33% del camión de diseño.

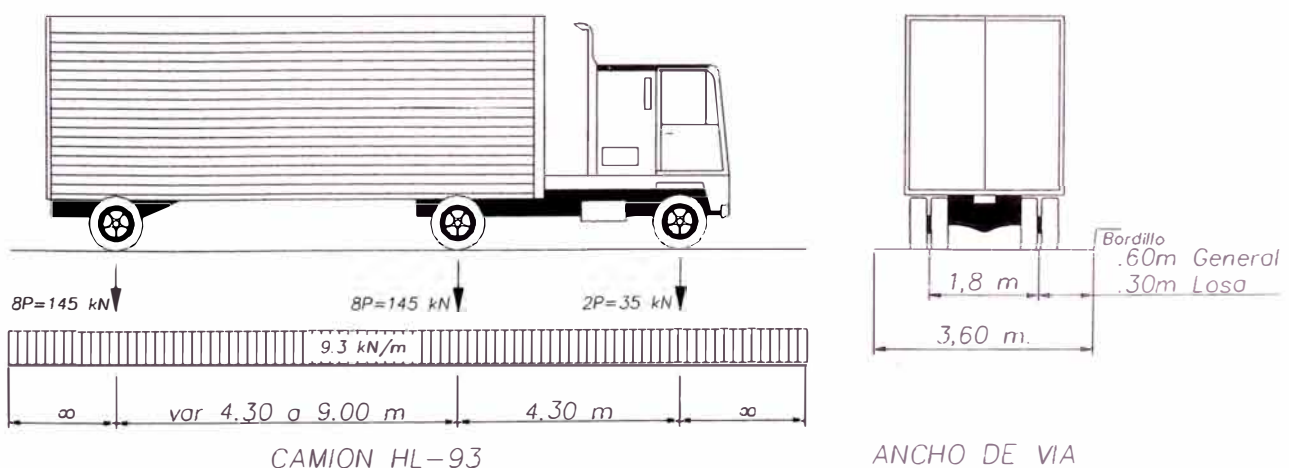


Figura 2.1: Camión de Diseño

### 2.2.3.1 Ecuaciones De Diseño

Los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente.

Los componentes y conexiones deberán satisfacer la ecuación (Ec. 2.2) para cada estado límite a menos se especifique otra cosa. Para el estado límite de servicio y el estado límite extremo, los factores de resistencia serán tomados como ecuación (Ec. 2.2, referencia página 44 del MDP del MTC del Perú). Siendo todos los estados límites considerados de igual importancia.

$$n \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \dots\dots\dots \text{Ec. 2.2}$$

$$n = n_D n_R n_I > 0.95 \dots\dots\dots \text{Ec. 2.3}$$

Donde:

- $\gamma_i$ : Factor de carga (obtenido estadísticamente).
- $\phi$ : Factor de resistencia (obtenido estadísticamente).
- $n$ : Factor que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- $n_D$ : Factor que se refiere a la ductilidad.
- $n_R$ : Factor que se refiere a la redundancia.
- $n_I$ : Factor que se refiere a la importancia.
- $Q_i$ : Efectos de fuerza.
- $R_n$ : Resistencia nominal.
- $R_r$ : Resistencia factorizada.

### 2.2.3.2 Estados Límites

El estado límite es la condición en la cual la utilidad estructural de un elemento o miembro cargado llega a ser insegura para los ocupantes de la estructura. Según el



enfoque de estados límites, una estructura o elemento estructural deja de ser útil cuando alcanza un estado llamado estado límite, en el que deja de prestar adecuadamente la función para la cual fue diseñado.

Los Estados Límites que define la norma se detalla en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Estados Límites

ESTADOS LÍMITES	Servicio	Servicio I Servicio II Servicio III
	Fatiga y Fractura	Fatiga
	Resistencia	Resistencia I Resistencia II Resistencia III Resistencia IV Resistencia V
	Evento Extremo	Evento Extremo I Evento Extremo II

- Estado Límite de Servicio I: Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en las estructuras metálicas empotradas, placas de revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado.
- Estado Límite de Servicio II: Combinación de carga relacionada la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debido a la carga vehicular.
- Estado Límite de Servicio III: Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en las estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
- Estado Límite de Fatiga y Fractura: Combinación de Fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

- Estado Límite de Resistencia I: Combinación básica de carga relacionada al uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- Estado Límite de Resistencia II: Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permitan la evaluación, sin considerar el viento.
- Estado Límite de Resistencia III: Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- Estado Límite de Resistencia IV: Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
- Estado Límite de Resistencia V: Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente, considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- Estado Límite de Evento Extremo I: Combinación de carga incluyendo sismo.
- Estado Límite de Evento Extremo I: Combinación de carga relacionada a la carga del viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.

### 2.2.3.3 Combinación de Carga

Los estados límites de esfuerzos de diseño son normados de acuerdo a lo que dispone el manual de diseño de puentes y el reglamento del ASSTHO LRFD. A continuación se ilustra las Combinaciones de Carga en la tabla 2.2.



### 2.2.3.4 Factores de Carga

Para el diseño de la superestructura; la educación de diseño básica es:

$$U = \eta[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + I)] \dots\dots\dots \text{Ec. 2.4}$$

Donde:

U: Efecto último.

DC: Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW: Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

LL: Carga viva vehicular.

I: Carga de impacto.

N: Modificador de carga por redundancia, ductilidad e importancia del componente analizado.

Tabla 2.3: Factores de Carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
* Activo	1,50	0,90
* En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
* Estabilidad global	1,00	N/A
* Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
* Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
* Marcos rígidos	1,35	0,90
* Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
* Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga del suelo	1,50	0,75

## 2.2.4 Características de la Configuración de los Puentes

- Para luces de puente menores a 10m.

Tipo de puente : Losa.

Tramos : 01 tramo.

Apoyo : Simplemente apoyado.

Las losas macizas han sido analizadas para ser vaciadas in situ, y con el uso de falso puente, siendo recomendable la construcción de los puentes en épocas de estiaje de los ríos y/o quebradas; a fin de no tener inconvenientes durante el proceso constructivo.

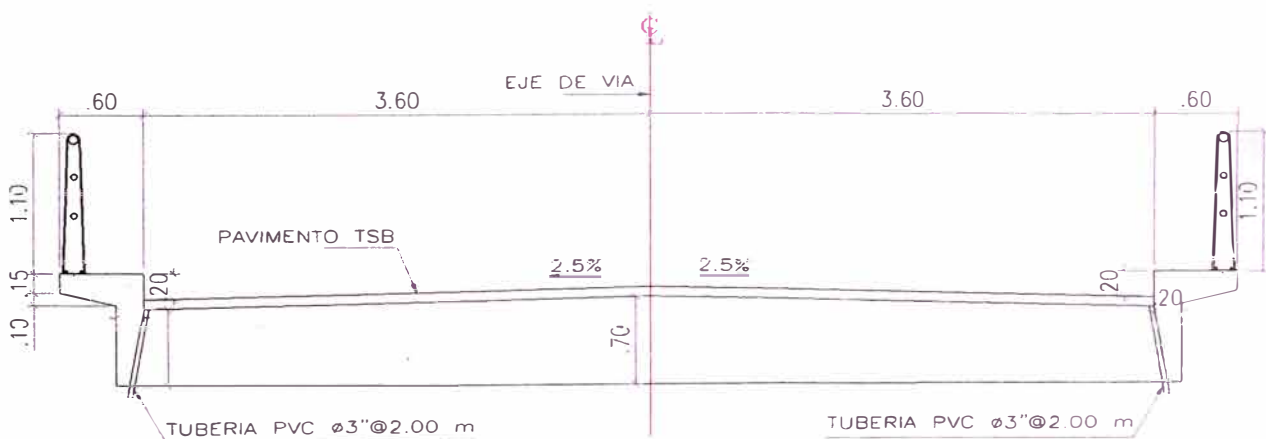


Figura 2.2: Sección Transversal Típica para Puente de Losa

- Para luces de puente mayores a 10m

Tipo de puente : Mixto (Vigas de Acero y Losa de C°A°).

Tramos : 01 tramo.

Apoyo : Simplemente apoyado.

Las losas macizas han sido analizadas para ser vaciadas in situ, y con el uso de pre-losa. En la etapa de servicio la estructura metálica trabaja solidariamente con la losa de concreto armado.

Las vigas metálicas pueden fabricarse en obra o en taller según lo decida el contratista, pero teniendo en consideración todas las indicaciones de control de las Especificaciones Técnicas. Estas vigas también pueden izarse y colocarse sin el uso del falso puente.

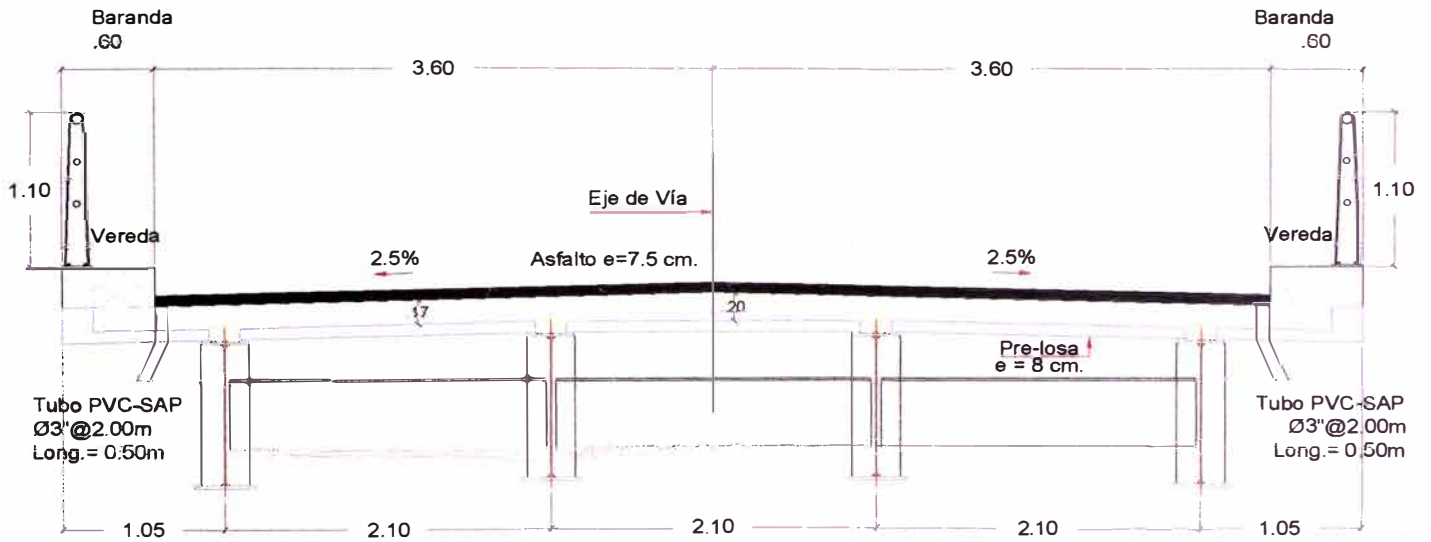


Figura 2.3: Sección Transversal Típica para Puente de Sección Mixta

- Para luces de puente de 75m

Tipo de puente : Armadura de acero.

Tramos : 01 tramo.

Apoyo : Simplemente apoyado.

Tiene losa de rodadura de concreto armado. La estructura metálica se fabricará con Acero estructural

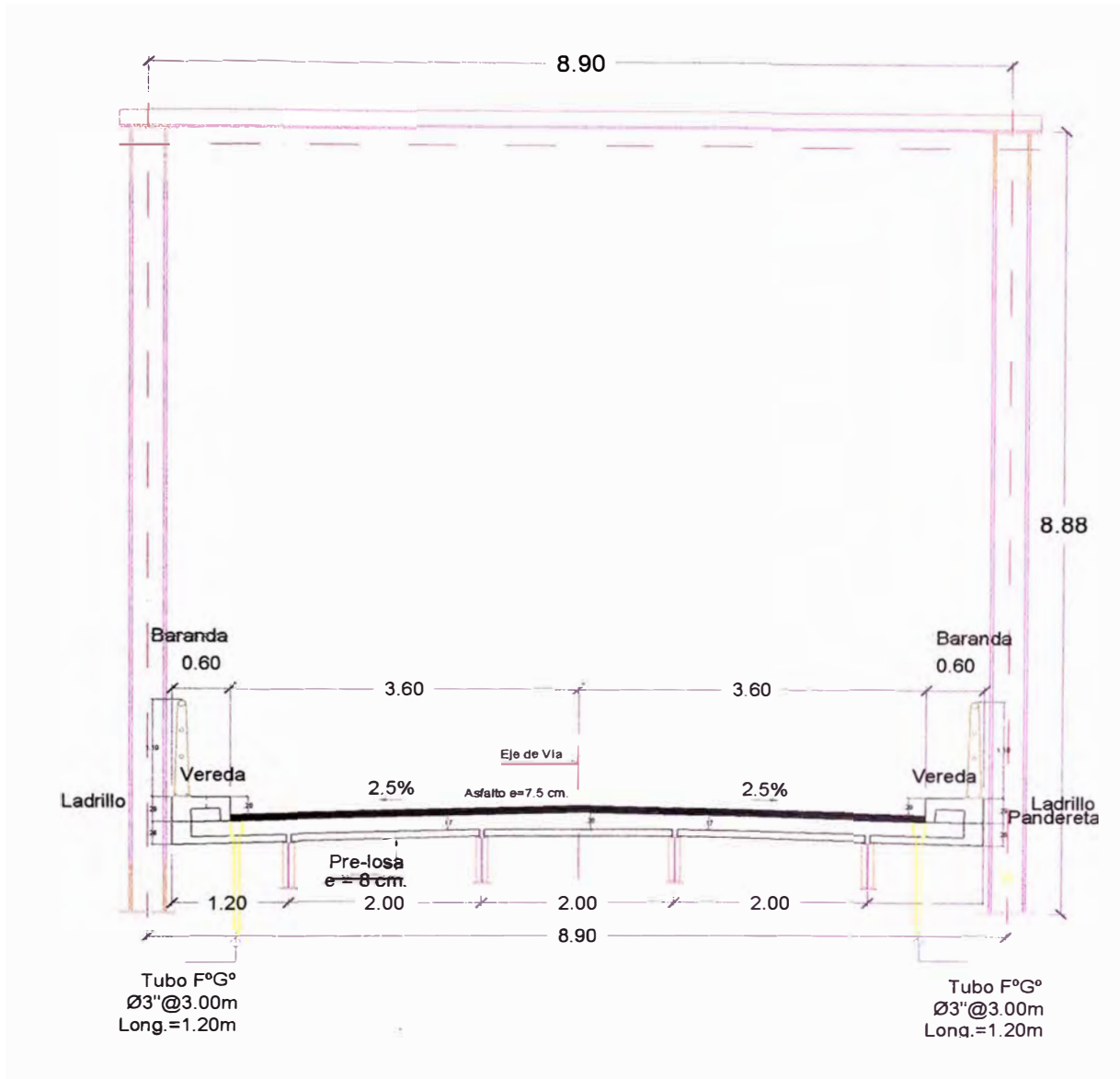


Figura 2.4: Sección transversal típica para Puente Reticulado

### 2.2.5 Cimentación de Puentes

Para el diseño de la Subestructura, las cargas consideradas en el análisis son:

- DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: Peso propio de las superficies de rodamiento.
- EH: Empuje horizontal del suelo.
- EV: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.
- LL: Sobrecarga vehicular.
- IM: Incremento por carga vehicular dinámica.

- BR: Fuerza de frenado de los vehículos.  
 LS: Sobrecarga viva.  
 WA: Carga hidráulica.  
 EQ: Sismo

Para evaluar la fuerza de sismo (EQ), que considera el efecto temporal de la vibración del suelo que se produce sobre el valor de los empujes de tierras, se ha empleado el método de Mononobe Okabe (1926).

A continuación se describe los criterios de estabilidad utilizados en el análisis de los estribos, los cuales deben verificarse para las combinaciones de carga consideradas.

\* *Criterio de Excentricidad:* Se limita la aplicación de la resultante vertical dentro del tercio central con la finalidad de asegurar la no existencia de tracciones en el terreno de fundación.

\* *Criterio de Deslizamiento:*  $\phi_s F_r \geq \sum \gamma_i P_{hi}$  ..... Ec. 2.5

Donde:

- $\phi_i$  : factor de resistencia al deslizamiento ( $\phi=0.80$ ).  
 $F_r$  : Fuerza de resistencia al deslizamiento.  
 $\gamma_i$  : Factor de carga para el componente de carga a favor del deslizamiento i.  
 $P_{hi}$  : Componente de carga a favor del deslizamiento i.

\* *Criterio de Capacidad de Carga:*  $\phi q_{ult} \geq q_{u\max}$  ..... Ec. 2.6

Donde:

- $\phi$  : Factor de resistencia de capacidad de carga. Se empleará 0.35 en suelos.  
 $q_{ult}$  : Capacidad de carga última del terreno de fundación.  
 $q_{u\max}$  : Presión máxima sobre el terreno de fundación.



### 2.2.6 Detalles Constructivos de Puentes

Los detalles constructivos están conformados principalmente por las “pre-losas”, que es un sistema de encofrado colaborante que evita el falso puente; además se define agujeros en la losa de los puentes para el drenaje superficial. Por otro lado, también se detallan las juntas de dilatación en el encuentro de la losa del puente con la losa de aproximación.

## 2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS

### 2.3.1 Cargas de Diseño de Muros

Las cargas de diseño están conformadas principalmente por:

- Empuje activo del relleno.
- Empuje lateral por sobrecarga vehicular.

### 2.3.2 Cálculo estructural

La pantalla de los muros se modela como un elemento sujeto a fuerzas de flexión, debido a la fuerza horizontal producido por el empuje del relleno y la sobrecarga vehicular. Las cargas verticales se analizan a fin de proveer la dimensión apropiada a la zapata de modo tal que no supere el esfuerzo factorizado del suelo de fundación.

### 2.3.3 Materiales

#### *Concreto Armado*

Se ha adoptado como parámetros de diseño el empleo de un concreto estructural cuya resistencia a los 28 días no debe ser menor de 280.00 kg/cm<sup>2</sup> ( $f'c = 280.00$  kg/cm<sup>2</sup>) y el empleo de aceros de refuerzo tipo A615 grado 60 cuyo límite de fluencia debe ser  $\sigma_y = 420$  MPa.

$E_c$  : Modulo de elasticidad del concreto.  $E_c = 15000\sqrt{f'c} \rightarrow kg/cm^2$

$E_s$ : Modulo de elasticidad del acero.  $E_s = 2100000 \rightarrow kg/cm^2$

### 2.3.4 Análisis Comparativo de Alternativas Constructivas

El proyecto comprende muros de concreto armado tipo voladizo; debido a que la pendiente del terreno es accidentado se orienta la punta de la zapata hacia la vía a fin de otorgarle resistencia y estabilidad mayor al muro.

### 2.3.5 Detalles Constructivos de Muros

Los detalles constructivos están conformados principalmente por el drenaje de los muros mediante agujeros uniformemente repartido en la pantalla y las juntas de dilatación cada 6 m y junto de contracción cada 2 m.

## 2.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE OTRAS OBRAS DE ARTE

### 2.4.1 Cargas de Diseño de Muros

Las cargas de diseño están conformadas principalmente por:

- Empuje activo del relleno.
- Empuje lateral por sobrecarga vehicular.

### 2.4.2 Cálculo estructural

La pantalla de los muros se modela como un elemento sujeto a fuerzas de flexión, debido a la fuerza horizontal producido por el empuje del relleno y la sobrecarga vehicular. Las cargas verticales se analizan a fin de proveer la dimensión apropiada a la zapata de modo tal que no supere el esfuerzo factorizado del suelo de fundación.

### 2.4.3 Materiales

#### *Concreto Armado*

Se ha adoptado como parámetros de diseño el empleo de un concreto estructural cuya resistencia a los 28 días no debe ser menor de 280.00 kg/cm<sup>2</sup> ( $f'c = 280.00$  kg/cm<sup>2</sup>) y el empleo de aceros de refuerzo tipo A615 grado 60 cuyo límite de fluencia debe ser  $\sigma_y = 420$  MPa.

$E_c$  : Modulo de elasticidad del concreto.

$$E_c = 15000\sqrt{f'c} \rightarrow kg/cm^2$$

$E_s$ : Modulo de elasticidad del acero.

$$E_s = 2100000 \rightarrow kg/cm^2$$

#### 2.4.4 Detalles Constructivos

Los detalles constructivos están conformados principalmente por el drenaje de los muros mediante agujeros uniformemente repartido en la pantalla y las juntas de dilatación cada 6 m y junto de contracción cada 2 m.

## CAPITULO III: MEMORIA DE CÁLCULO

### 3.1 INTRODUCCION:

La presente memoria de cálculo de la super-estructura considera un puente tipo mixto de 110 metros de longitud, con dos vías de circulación; siendo que este puente se subdivide en tres vanos de 35, 40 y 35 metros, con dos pilares intermedios y dos estribos de concreto respectivamente. El diseño básico de la super-estructura metálica comprende cuatro vigas longitudinales de sección constante y vigas-diafragma tipo "C", conforme lo indicado en la figura 3.1.

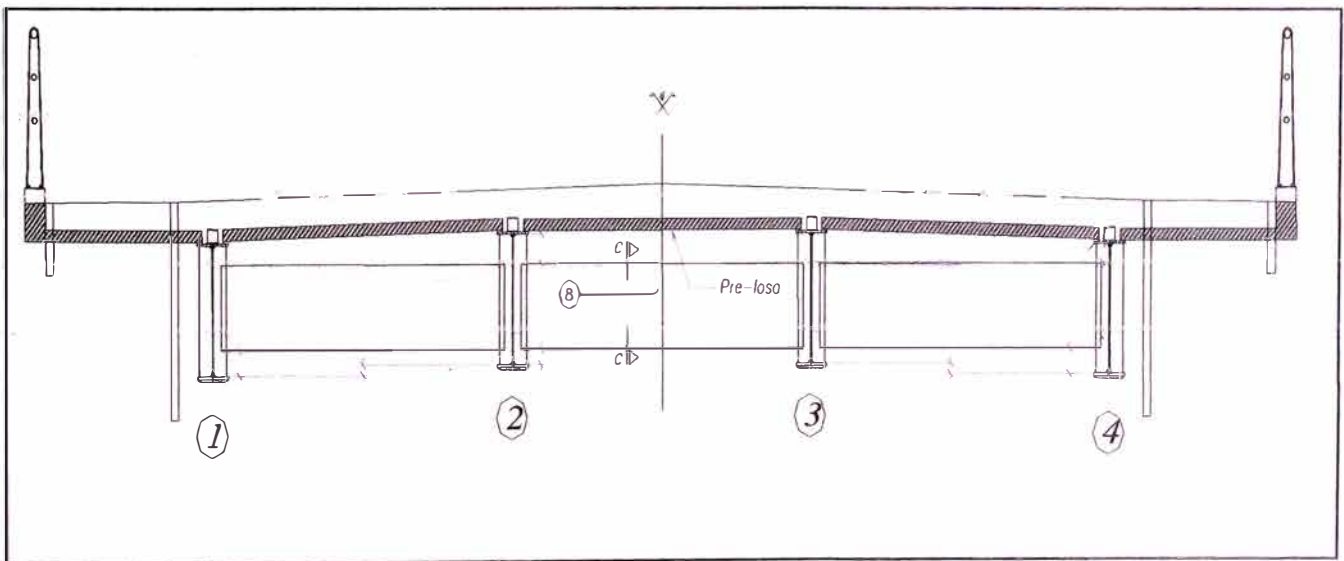


Figura 3.1: Sección Transversal del Tramo Central

Las características del puente en estudio son las siguientes:

- Cantidad de tramos ( $N_{spans}$ ): 3 unidades.
- Luz del tramo analizado ( $L$ ): 40.00 m.
- Numero de vías: 2 unidades.
- Ancho de la calzada: 7.20 m; es el mismo ancho de la carretera.
- Ancho de la vereda: 0.60m; según diseño básico del proyecto.
- Cantidad de vigas: 4 unidades; según diseño básico del proyecto.
- Espaciamiento entre vigas ( $S$ ): 2.10 m.
- Saliente de Losa (Soverhang): 1.05 m.

Espaciamiento entre diafragmas (Lb): 5.00m; ver AASHTO spec S6.7.4.  
Espesor de losa (incluido pre-losa) = 0.250 m.  
Espesor de asfalto = 0.075 m.

El espesor de la losa y de asfalto han sido obtenidos del cálculo de la losa, que cumple con lo requerido por el MDP del MTC del Perú según tabla 2.9.1.4.1 para losa de concreto reforzado (espesor de losa mínimo: = 165 mm).

#### Características Geométricas de la Viga Seleccionada:

Altura del alma (D): 1,500.00 mm.  
Ancho ala superior (bf): 350.00 mm.  
Ancho ala inferior (b`f): 400.00 mm.  
Espesor del alma (tw): 20.00 mm.  
Espesor del ala superior (tc): 16.00 mm  
Espesor ala inferior (tt): 25.00 mm.

Las dimensiones indicadas han sido definidas en base a la experiencia previa, en base a diseño preliminar y los ajustes por iteraciones; teniendo en consideración que el peralte mínimo recomendado por el MDP del MTC del Perú según tabla 2.9.1.4.1 (Peralte mínimo:  $0.033 \cdot L = 1.32$  m).

$h$  (peralte de viga + losa) = 1.791  
Área del Muro NJ = 0.145 m<sup>2</sup>  
Longitud total de las veredas = 2.000 m.  
Ancho de un muro = 0.600 m.  
De (distancia externa) = 450.00 mm.  
Área de sección = 0.046 m<sup>2</sup>.  
Inercia de sección = 0.014 m<sup>4</sup>.  
Peso de baranda = 0.150 ton/m.

**3.2 FACTORES DE DISTRIBUCION DE M Y V (mg):**

a) En Viga Interior (para 1 y 2 carriles de diseño cargados): A 4.6.2.2.2b

- Para 01 carril cargado:

$$mg^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{Lt^3}\right)^{0.1} \dots\dots\dots Ec. 3.1$$

Resultados:

<b>MOMENTO</b>	
S (mm)	2100
bi (mm)	2100
mg'i	0.322
mg''i	<b>0.461</b>

- Para 02 carriles cargados:

$$mg^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{Kg}{Lt^3}\right)^{0.1} \dots\dots\dots Ec. 3.2$$

Resultados:

<b>CORTANTE</b>	
S (mm)	2100
bi (mm)	2100
mg'i	0.636
mg''i	<b>0.745</b>

Ancho equivalente de diseño:

$$bi = \min \begin{cases} L/4 \\ 12 * t_s + bf / 2 \\ S(mm) \end{cases} \dots\dots\dots Ec. 3.3$$

Conservadoramente se asume el valor de  $kg/lit = 1.0$

Teniendo:  $Kg = nl = 0.115$

b) En Viga Exterior (para 1 y 2 carriles de diseño cargados): A 4.6.2.2.2d

- Para 01 carril cargado:

$$g^E = \left( \frac{S + de - 1500}{S} \right) \dots\dots\dots Ec. 3.4$$

$$mg^{SE} = 1.2g^E \dots\dots\dots Ec. 3.5$$

<b>MOMENTO</b>	
de (mm)	450
be (mm)	1500
mg'i	<b>0.600</b>
mg''i	0.461

- Para 02 carriles cargados:

$$e = 0.77 + \frac{de}{2800mm} \geq 1.0 \dots\dots\dots Ec. 3.6$$

Observación  $-300 \leq de \leq 1700mm$

$$mg^{ME} = e * mg^{MI} \dots\dots\dots Ec. 3.7$$

<b>CORTANTE</b>	
de (mm)	450
be (mm)	1500
mg'i	<b>0.600</b>
mg''i	0.559

Ancho equivalente de diseño:

$$be = \frac{b_l}{2} + \min \left\{ \begin{array}{l} L/8 \\ 6 * ts_s + tf / 4 \\ de(mm) \end{array} \right. \dots\dots\dots Ec. 3.8$$

Factores Multipresencia de Carga Viva Vehicular:

# Carriles	(m)
1	1,200
2	1,000

En casos como el que se analiza un carril cargado gobierna del diseño.



### 3.3 DISTRUBUCION DE MOMENTOS POR CARGA VIVA (Sistema Continuo de Tres Tramos):

Este valor se obtiene de la hoja adicional, del diagrama de la envolvente de momentos últimos.

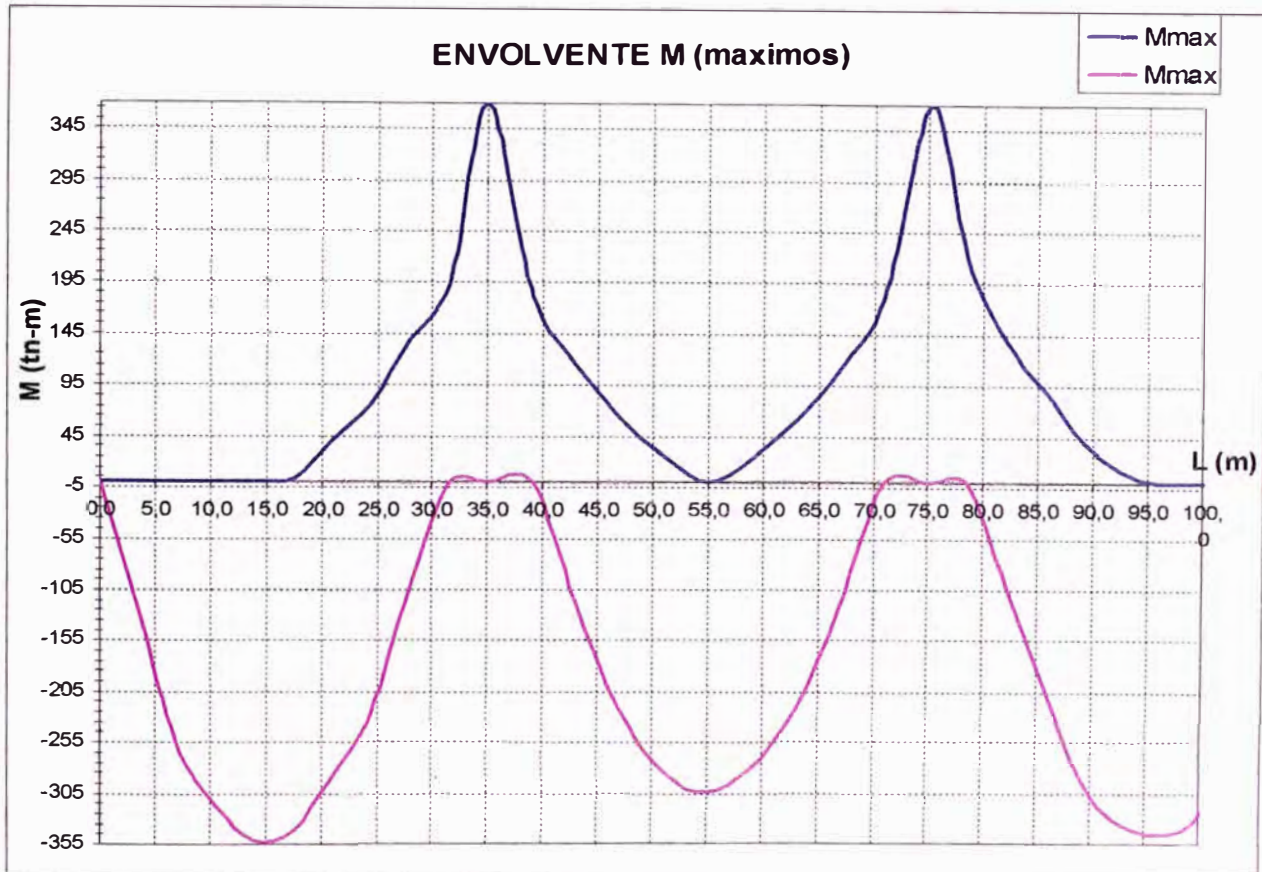


Figura 3.2: Diagrama de la Envolvente de Momentos

Tenemos los Momentos de Servicio:

- MII (i+In) = 304,25 tn-m.
- MLL interior = 140,24 tn-m.
- MLL exterior = 182,55 tn-m.

### 3.4 CALCULO DE LAS SOLICITACIONES MAXIMAS:

D1: Peso de componentes estructurales en sección no compuesta (considerando adicional por pernos, conexiones, etc.).

D2: Peso de futura superficie de rodadura.

D3: Barreras de concreto, barandas y sobrecarga peatonal (incluido en este estado mayorado por 1.75)

a) Vigas Internas:  $b_i = 2,100$  mm.

			w tn/m	Mto (tn-m)	Corte (tn)
D1	1,386	0,483	1,869	280,387	37,385
D2	0,390		0,390	58,472	7,796
D3	0,174	0,383	0,557	83,600	11,147
LL+im				140,236	

b) Vigas Externas:  $b_e = 1,500$  mm

			w tn/m	Mto (tn-m)	Corte (tn)
D1	1,386	0,501	1,887	283,072	37,743
D2	0,253		0,253	37,969	5,063
D3	0,209	0,617	0,825	123,820	16,509
LL+im				182,550	

### 3.5 SECCIONES REQUERIDAS:

Tenemos:

$E = 2,031,000$  kg/cm<sup>2</sup>.

$f_{yc} = 3,500$  kg/cm<sup>2</sup> (esfuerzo de compresión elástico máximo).

$f_{yt} = 3,500$  kg/cm<sup>2</sup> (esfuerzo de tracción elástico máximo).

Características de la sección principal:

$n = 8$

$b_f$  (mm) = 350

$t_c$  (mm) = 16

$D$  (mm) = 1,500

$b'f$  (mm) = 400

$t_t$  (mm) = 25

$A$  (m<sup>2</sup>) = 0,05

$I_o$  (m<sup>4</sup>) = 0,01

$S_b$  (m<sup>3</sup>) = 0,02

St (m3)	= 0,02
ts (m)	= 0,25
Be int (m)	= 2,10
Be ext (m)	= 1,50

a) Evaluación del Estado Límite de la Resistencia I.

$$Mu = n * (1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 M_{LL+Imp}) \dots\dots\dots \text{Ec. 3.9}$$

Tomando en consideración la secuencia de construcción, tenemos:

		Vigas Internas	Vigas Ext.
		Mu (tn-m)	Mu (tn-m)
Caso 1 Peso D!	Viga	332,959	336,148
Caso 2 Peso D1+D2+D3	Viga losa (n=n)	535,412	566,696
Caso 3 Peso Todas	Viga losa (n=3n)	768,555	870,186

b) Evaluación de las Características Geométricas.

b.1) Viga Interior:

Caso 1 (viga sola):

	A	y	Ay	y - Y	A (y - Y) <sup>2</sup>	lo
Viga	0,046	0,840	0,038	0,000	0,000	0,014
totales	0,046		0,038		0,000	0,014
		Y =	0,840		y t =	-0,840
		I =	0,014		St =	-0,017
					y b =	0,701
					S b =	0,021

Caso 2 (viga losa con n = n): n = 8

	A	y	Ay	y - Y	A (y - Y) <sup>2</sup>	lo
Viga	0,046	0,840	0,038	0,584	0,016	0,014
LOSA	0,066	-0,150	-0,010	-0,406	0,011	0,000
totales	0,111	0,690	0,028	0,178	0,026	0,015
		Y =	0,256		y t =	-0,256
		I =	0,041		St =	-0,161
					y b =	1,285
					S b =	0,032

Caso 3 (viga losa con  $n = 3n$ ):

	A	y	Ay	y - Y	A (y-Y) <sup>2</sup>	lo
Viga	0,046	0,840	0,038	0,321	0,005	0,014
LOSA	0,022	-0,150	-0,003	-0,669	0,010	0,000
totales	0,067	0,690	0,035	-0,348	0,014	0,015
		Y =	0,519		y t =	-0,519
		I =	0,029		St =	-0,056
					y b =	1,022
					S b =	0,028

b.2) Viga Exterior:

	A	y	Ay	y - Y	A (y-Y) <sup>2</sup>	lo
Viga	0,046	0,840	0,038	0,000	0,000	0,014
totales	0,046		0,038		0,000	0,014
		Y =	0,840		y t =	-0,840
		I =	0,014		St =	-0,017
					y b =	0,701
					S b =	0,021

Caso 2 (viga losa con  $n = n$ ):  $n = 8$

	A	y	Ay	y - Y	A (y-Y) <sup>2</sup>	lo
Viga	0,046	0,840	0,038	0,502	0,011	0,014
LOSA	0,047	-0,150	-0,007	-0,488	0,011	0,000
totales	0,092	0,690	0,031	0,014	0,023	0,015
		Y =	0,338		y t =	-0,338
		I =	0,037		St =	-0,110
					y b =	1,203
					S b =	0,031

Caso 3 (viga losa con  $n = 3n$ ):

	A	y	Ay	y - Y	A (y-Y) <sup>2</sup>	lo
Viga	0,046	0,840	0,038	0,253	0,003	0,014
LOSA	0,016	-0,150	-0,002	-0,737	0,008	0,000
totales	0,061	0,690	0,036	-0,485	0,011	0,014
		Y =	0,587		y t =	-0,587
		I =	0,026		St =	-0,044
					y b =	0,954
					S b =	0,027

## c) Evaluación de la Fatiga por la Flexión en el Alma.

$$Dc = \frac{1}{2}(d - 2tf) \dots\dots\dots \text{Ec. 3.10}$$

$$\frac{2Dc}{tw} \leq 5.76 \sqrt{\frac{E}{fcf}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.11}$$

Tenemos: 73.40 =< 138.96

Mcf = M de carga permanente no facturada + M carga de fatiga.  
fcf = Esfuerzo de fatiga.

Analizando para el caso de la viga externa que gobierna:

MLL fatiga = 257.11 tn-m.  
Mcf = 872.31 tn-m.  
Fyf = 35,000.00 tn/m<sup>2</sup>.

	MD1	MD2	MD3	M LL+IM	St	Scompuesta	fcf (tn/m <sup>2</sup> )
D1	280,387				-0,017		-16.350,78
D2		58,472				-0,056	-1.046,23
D3			83,600			-0,056	-1.495,85
LL+IM				427,453		-0,161	-2.660,17
							-21.553,02

Por lo tanto: 35.000 > 21.553, Ok.

## d) Evaluación de Esfuerzos en la Viga.

## d.1) Analizando los Esfuerzos de la Viga Interior.

En la sección inferior de la viga.

	MD1	MD2	MD3	M LL+IM	Sb	Sbcompuesta	fy (tn/m <sup>2</sup> )
D1	350,484				0,021		17.050,71
D2		87,708				0,028	3.089,11
D3			104,500			0,028	3.680,54
LL+IM				245,413		0,032	7.668,68
							31.489,04
					n =	0,950	29.914,59

En la sección superior de la viga.

	MD1	MD2	MD3	M LL+IM	St	Stcompuesta	fy (tn/m <sup>2</sup> )
D1	350,484				-0,017		-20.438,47
D2		87,708				-0,056	-1.569,35
D3			104,500			-0,056	-1.869,81
LL+IM				245,413		-0,161	-1.527,28
							-25.404,90
					n =	0,950	-24.134,66

Se comprueba que la sección inferior no llega a esfuerzos límites de fluencia.

Teniendo ahora que:

$$f_c = 29,914.59 \text{ tn/m}^2.$$

$$f_y = 35,000.00 \text{ tn/m}^2.$$

$$M_y = 1,120.07 \text{ tn-m}.$$

d.2) Analizando los Esfuerzos de la Viga Exterior.

En la sección inferior de la viga.

	MD1	MD2	MD3	M LL+IM	Sb	Sbcompuesta	fy (tn/m <sup>2</sup> )
D1	353,840				0,021		17.213,97
D2		56,953				0,027	2.097,10
D3			154,775			0,027	5.699,04
LL+IM				319,463		0,031	10.298,22
							35.308,34
					n =	0,950	33.542,92

En la sección superior de la viga.

	MD1	MD2	MD3	M LL+IM	St	Stcompuesta	fy (tn/m <sup>2</sup> )
D1	353,840				-0,017		-20.634,17
D2		56,953				-0,044	-1.291,92
D3			154,775			-0,044	-3.510,90
LL+IM				319,463		-0,110	-2.896,04
							-28.333,03
					n =	0,950	-26.916,37

Se comprueba que la sección inferior no llega a esfuerzos límites de fluencia.

Teniendo ahora que:

$$f_c = 33,542.92 \text{ tn/m}^2.$$

$$f_y = 35,000.00 \text{ tn/m}^2.$$

$$M_y = 1,085.74 \text{ tn-m}.$$

e) Evaluación si la Sección es Compacta.

e.1) Para Sección No Compuesta:

$$D_{cp} = 0.5(D - 2t_f) \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.12}$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{cf}}} \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.13}$$

$$\frac{b_f}{2t_{ft}} = \frac{0.382}{\sqrt{F_{yc}}} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.14}$$

- Alma pasa verificación:  
72.500 < 90.709
- Ala pasa verificación:  
8.000 < 9.216

Se concluye la sección es compacta

e.2) Para Sección Compuesta:

- Verificar la fórmula para pandeo en el alma:

$$D_{cp} = D - Y_{pna} \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.15}$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_{cf}}} \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.16}$$

$$D_c = (D + t_b + t_f) \frac{f_b}{f_b + f_t} - t_f \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.17}$$

$$D_{cp} = 1,485.68 \text{ (interior)}$$

$$D_{cp} = 1,485.86 \text{ (exterior)}$$

$$D_c = 827.90 \text{ (interior)}$$

$$D_c = 884.53 \text{ (exterior)}$$

Según ASSHTO si el PNA (Eje Neutro Plástico) cae dentro de la losa, el valor de  $D_{cp} = 0$ , por lo tanto se verifica las solicitaciones por pandeo. Esto último no involucra que no se requieran rigidizadores por pandeo.

$82,790 < 176,662$ ; verifica pandeo en el alma de la sección no compacta. Evaluar uso de rigidizadores.

- Verificar la fórmula para pandeo en el ala:

$$\frac{bf}{2tf} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{tw}}}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.18}$$

Tenemos  $8,000 < 11,938$

Por lo tanto cumple con verificar pandeo en el ala.

f) Verificación de Constructibilidad (Estado D1).

$$D_c = Y_t - t_f = 815.27\text{mm} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.19}$$

$$\frac{2D_c}{tw} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.20}$$

Se tiene que  $81,513 < 213,727$ ; el pandeo del alma se verifica en estado D1.

$$\frac{bf}{2tf} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{tw}}}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.21}$$

Se tiene que  $8,000 < 11,938$ ; se verifica el pandeo del ala en compresión en D1.

$$L_b \leq 1.76rt \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.22}$$

Se tiene que  $L_b = 4,902.79\text{mm}$



## g) Cálculo de Deflexiones.

En este tipo de puentes claramente se identifican dos tipos de deflexiones: Las deflexiones permanentes y las deflexiones temporales. En el cálculo de la contraflecha se considera el 100% de las deflexiones temporales más un plus de 15 % debido a las deflexiones temporales. Existe una deflexión máxima que tiene que ver con el control de puentes muy esbeltos.

L	= 40.00 m.
Dmáx	= 50.00 mm.
Factor	= 0.50
P1	= 9.83 tn
P2	= 9.83 tn
P3	= 2.37 tn
a	= 15.70
E	= 20,370,000 tn/m <sup>2</sup>
I	= 0.014 m <sup>4</sup>

<i>Deflexiones permanentes</i>			
	w	l	Dcl
D1	2,223	0,014	0,253
D2	0,461	0,041	0,052
D3	0,578	0,041	0,066
Deflexión total			0,371

<i>Deflexiones temporales:</i>	
<i>Dt (mt) =</i>	0,097
<i>25% Dt =</i>	0,024
Restricción (l/800, mm)	50,000

<i>Deflexión Final en el centro de la luz</i>	
Deflexión permanentes	0,371
Deflexión temporal	0,024
DEFLEXION FINAL	0,395
Restricción (l/800)	50,000

### 3.6 CALCULO DEL EJE NEUTRO PLASTICO PARA LA VIGA METALICA:

Tenemos:

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

$$fy = 3,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$be \text{ int} = 2,100$$

$$be \text{ ext} = 1,500$$

#### 3.6.1 Cálculo del Eje Neutro Plástico para Momento Plástico Positivo.

Losa:  $P_s = .85 * f'c * be * ts$  ..... Ec. 3.23

Ala Superior (compresión):  $P_c = fy * bf * tc$  ..... Ec. 3.24

Alma:  $P_w = fy * D * tw$  ..... Ec. 3.25

Ala Inferior (tensión):  $P_t = fy * b'f * tt$  ..... Ec. 3.26

Ubicación (en ala):  $\bar{y} = \frac{tc}{2} * \left( \frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right)$  ..... Ec. 3.27

Ubicación en (alma):  $\bar{y} = \frac{D}{2} * \left( \frac{P_t - P_c - P_s}{P_w} + 1 \right)$  ..... Ec. 3.28

Tenemos:

	Viga (tn)	Viga (tn)
Tipo esf.	Interior	Exterior
$P_s$	1.249,50	892,50
$P_c$	196,00	196,00
$P_w$	1.050,00	1.050,00
$P_t$	350,00	350,00

$\bar{y} =$	1,41	22,25
	EN ALA	EN ALMA

Por inspección el eje neutro cae en la viga, debido a que:  $P_c + P_t + P_w > P_s$

$$P_c + P_t + P_w = 1,596.00 \text{ ton} > P_s = 1,249.50 \text{ ton}$$

$$P_t + P_w = 1,400.00 \text{ ton} > P_s + P_c = 1,088.50 \text{ ton}$$

$$\hat{y} = 1,41 \text{ cm}$$

### 3.6.2 Cálculo del Eje Neutro Plástico para Momento Plástico Negativo.

Hallando equivalente de acero en fuerza de losa:

$$n = 15 \text{ (numero de varillas de acero en la sección).}$$

$$A_s = 15 \text{ cm}^2 \text{ (Área transversal de cada varilla).}$$

$$P_{rt} + P_{rb} = 337.50 \text{ ton.}$$

Ala Superior (tensión):

$$P_t = 196.00 \text{ ton.}$$

Alma:

$$P_w = 1,050.00 \text{ ton.}$$

Ala inferior (tensión):

$$P_c = 350.00 \text{ ton.}$$

Por inspección el eje neutro cae en la viga, debido a que:

$$P_c + P_w = 1,400.00 \text{ ton} > P_{rt} + P_{rb} + P_t = 533.50 \text{ ton.}$$

$$\hat{y} = 6,19 \text{ cm.}$$

**3.7 CALCULO DEL MOMENTO PLASTICO:**

- f<sub>c</sub> = 280 kg/cm<sup>2</sup>.
- f<sub>y</sub> = 3,500 kg/cm<sup>2</sup>.
- b<sub>c</sub> = 0.350 m.
- t<sub>c</sub> = 0.016 m.
- b<sub>t</sub> = 0.400 m.
- t<sub>t</sub> = 0.025 m.
- t<sub>w</sub> = 0.020 m.
- D = 1.500 m.
- t<sub>s</sub> = 0.250 m.

**3.7.1 Cálculo del Momento Plástico Positivo.**

Losa:  $ds = \frac{\bar{y}}{2}$  ..... Ec. 3.29

Ala Superior (compresión):  $dc = (ts - \bar{y}) + 2.5cm + \frac{tc}{2}$  ..... Ec. 3.30

Alma:  $dw = (ts - \bar{y}) + 2.5cm + tc + \frac{D}{2}$  ..... Ec. 3.31

Ala Inferior (tensión):  $dt = (ts - \bar{y}) + 2.5cm + tc + D + \frac{tt}{2}$  .. Ec. 3.32

Momento Plástico Positivo:

$M_{p+} = \frac{\bar{y}}{ts} * P_s * ds + P_c * dc + P_t * dt + P_w * dw$  ..... Ec. 3.33

	EN ALA	EN ALMA
<i>Brazo</i>	<i>Viga (tn)</i> <i>Interior</i>	<i>Viga (tn)</i> <i>Exterior</i>
<i>D<sub>s</sub></i>	0,164	0,164
<i>D<sub>c</sub></i>	-0,006	0,231
<i>D<sub>w</sub></i>	0,752	0,528
<i>D<sub>t</sub></i>	1,514	1,290
<i>Y (m)</i>	0,014	0,223
<b><i>M<sub>p</sub> tn-m</i></b>	<b>1.524,61</b>	<b>1.231,70</b>

Se aprecia que la contribución del concreto no es grande

### 3.7.2 Cálculo del Momento Plástico Negativo.

$$\begin{aligned} D_{rt} &= 0.220 \text{ m.} \\ D_{rb} &= 0.096 \text{ m.} \\ D_{r(t+b)} &= 0.158 \text{ m.} \\ D_{r(t+b)} &= 0.172 \text{ m. OK} \end{aligned}$$

Ala Superior (compresión):

$$d_t = 14.19 \text{ mm.}$$

Alma (tensión):

$$d_{wt} = 3.09 \text{ mm.}$$

Alma (compresión):

$$d_{wc} = 746.91 \text{ mm.}$$

Ala inferior (compresión):

$$d_c = 1,506.31 \text{ mm.}$$

Momento Plástico Negativo:

$$M_{p(-)} = 1,369.13 \text{ ton-m.}$$

### 3.7.3 Verificando Nivel de Desempeño de las Vigas Exteriores e Interiores para Momento Positivo.

	Vigas Internas	Vigas Ext.	Momento $M_p (+)$ tn-m	Momento $M_y$ (tn-m)
	$M_u$ (tn-m)	$M_u$ (tn-m)		
Caso 1	332,9594	336,1475		719,438
Caso 2	535,4119	566,6965		993,740
Caso 3	768,5546	870,1859	1524,614	1085,740
<b><math>M_p</math> (tn-m)</b>	1524,61	1231,7049		

### 3.8 DISEÑO POR CORTANTE:

#### 3.8.1 Verificando el factor de distribución y los cortantes de diseño.

Estos factores ya fueron calculados anteriormente:

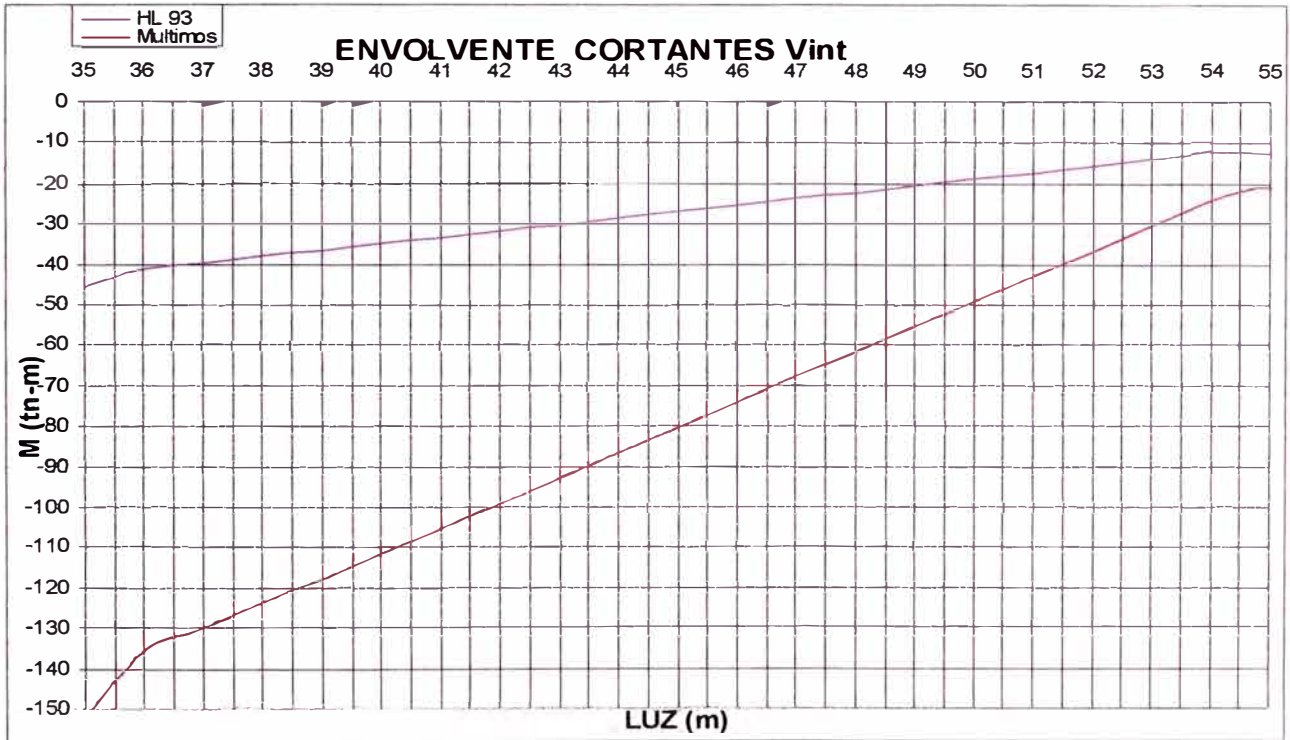


Figura 3.3: Diagrama de Evolventes de Cortantes

	Cortantes Últimos		m
	Viga Interior	Viga Exterior	
Mg''	0,74	0,60	
200	-152,10	-141,73	35
201	-117,68	-109,07	39
202	-92,89	-85,54	43
203	-67,96	-61,89	47
204	-42,84	-38,08	51
205	-20,90	-16,84	55

## 3.8.2 Analizando para el caso de almas no rigidizadas.

$$V_r = \phi_v V_n \dots\dots\dots \text{Ec. 3.34}$$

Evaluar :

CASO (A)

$$\frac{D}{tw} > 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_w}} \rightarrow V_n = 4.50 * E \frac{tw^3}{D} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.35}$$

CASO (B)

$$2.46 \sqrt{\frac{E}{F_w}} \leq \frac{d - 2tf}{tw} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_w}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.36}$$

$$V_r = V_n = 1.48 * tw^2 * \sqrt{E * F_y} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.37}$$

$$V_n = 0.48 F_y * D * tw \dots\dots\dots \text{Ec. 3.38}$$

$$V_n = 0.60 F_y * D * tw \dots\dots\dots \text{Ec. 3.39}$$

Caso A:        72.50 > 84.44

Caso B:        59.35 < 72.50 < 74.06

Tenemos:

$$V_n = 499.86 \text{ ton.}$$

$$V_u = 152.10 \text{ ton.}$$

Como:

$V_n > V_u$ , por lo tanto el uso de rigidizadores por corte no se hace necesario; observar que se está evaluando la situación más desfavorable.

## 3.8.3 Evaluación de empleo de rigidizadores.

$$tw = 20 \text{ mm.}$$

$$bt = 200 \text{ m.}$$

$$tp = 20 \text{ mm.}$$

$$E = 2,037,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_{ny} = 3,500 \text{ kg/cm}^2.$$

Evaluar :

$$0.75 * \phi_b * V_n > V_u \dots\dots\dots \text{Ec. 3.40}$$

Tenemos:  $374.90 > 152.10$ ; dado que se cumple la relación, teóricamente la sección no necesita rigidizadores por corte.

### 3.8.4 Cálculo de Rigidizadores en los Apoyos.

Se cumple:

$$Bt = 200.00 \text{ mm} < 231.60 \text{ mm}$$

Entonces no es necesario. 
$$bt < 0.48 * tp * \sqrt{\frac{E}{Fsy}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.41}$$

### 3.8.5 Cálculo de Br (Resistencia del Apoyo).

$$Br = \phi_b A_p n F_y s$$

$$Br = 280.00 \text{ ton} > 152.10 \text{ ton.} \dots\dots\dots \text{Ec.3.42}$$

Por lo tanto los esfuerzos de los apoyos en la sección pasa la verificación.

El radio de giro esta dado por:

$$rs = 61.10 \text{ mm}^4 \quad rs = \sqrt{\frac{I}{A}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.43}$$

Pasa la verificación por pandeo: 
$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.44}$$

$$10.00 \leq 10.90$$

### 3.8.6 Resistencia Nominal a la Compresión.

Se tiene (de AASHTO):

$$\lambda \leq 2.25 \xrightarrow{\text{entonces}} P_n = 0.66^\lambda F_y A_s \dots\dots\dots \text{Ec. 3.45}$$

$$\lambda > 2.25 \xrightarrow{\text{entonces}} P_n = \frac{0.88 * F_y A_s}{\lambda} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.46}$$

$$\lambda = \left( \frac{KL}{rs * \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.47}$$

$$K = 0.75$$



Evaluando tenemos:

$$\lambda = 0.105 < 2.250$$

$$P_n = 268.05 \text{ ton.}$$

$$P_r = 241.25 \text{ ton.}$$

Entonces: para los apoyos se debe emplear como refuerzo, dos rigidizadores de sección 20 mm x 200 mm

### 3.9 DISEÑO DE LOS CONECTORES:

Se trabajarán las secciones para el diseño de la sección compuesta, efecto que se lograra, gracias al uso de los llamados conectores de corte, los mismos que impedirán que o minimizaran los desplazamientos entre losa y viga. El tipo de conectores que se emplearan son los de tipo STUD.

Se tiene:

Altura (h) = 100 mm.

Diámetro (d) = 19 mm.

$h/d = 5.26 > 4$ ; OK

$$\frac{h}{d} \geq 4 \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.48}$$

Se debe asegurar que por lo menos la mitad de la altura de los conectores debe estar embebidos en la losa.

#### 3.9.1 Evaluación de Conectores bajo Estado de Fatiga.

Considerando la resistencia a la fatiga de un conector de corte.

Para un período de 75 años.

$$Z_r = \alpha * d^2 \geq 19 * d^2 \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.49}$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.50}$$

$$N = 365 * 75 * n * ADTT_{SL} \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.51}$$

n: número de ciclos de esfuerzos.

$$(ADRR)_{sl} = p \times ADTT$$

$$(ADRR)_{sl} = 510 \text{ camiones/día (para } p=0.85)$$

$$\alpha = 27.22$$

$$Z_r = 9,828.39 \text{ kN} = 1.00 \text{ ton.}$$

#### 3.9.2 Cálculo de la Distancia de Paso (p).

Tenemos:

p: Distancia entre conectores de corte.

n: Numero de conectores de corte en una sección longitudinal.

I: Momento Inercia en sección compuesta para cargas de corta duración.

- Q: Primer momento de área transformada alrededor de eje neutro en la sección compuesta para cargas de corta duración.
- Vsr: Cortante para cargas LL+IM en estado límite de fatiga.
- Zr: Resistencia al cortante por fatiga para un conector.
- ds: Diámetro de un conector de corte.

$$6ds = 114\text{mm} < p < 600\text{ mm.}$$

$$Q = 24,998,670\text{ mm}^3.$$

$$I = 4.1125\text{ E}+10\text{ mm}^4.$$

$$n = 3\text{ unidades.}$$

Espaciamiento entre conectores debe ser  $\geq 4xd = 4 \times 19 = 76\text{mm}$ . La distancia de recubrimiento mínimo debe ser  $> 25\text{mm}$ . Cabe señalar que estos espaciamientos son debidos a la presencia de la pre-losa.

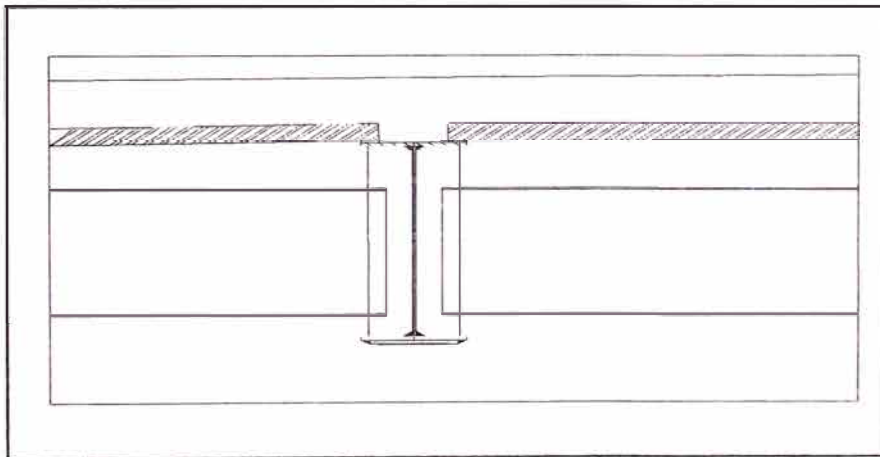


Figura 3.4: Sección Compuesta

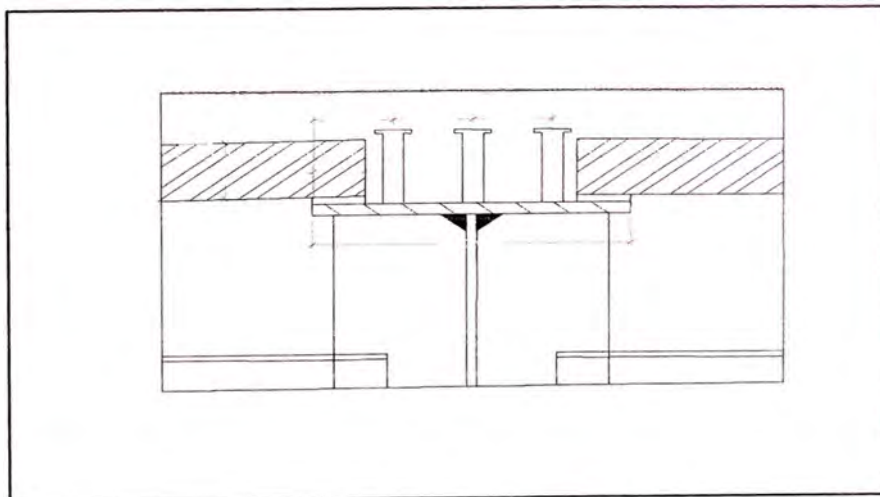


Figura 3.5: Conectores Stud

Tabla 3.1: Cortantes Máximos por Fatiga Final

Ubicación	m	Cortante Max Sin Factorar	Rango Cortante	p (mm) Espaciamiento	p (mm) final
200	35	89,748	49,1540	100,59169	100
201	39	75,604	41,4072	119,41115	120
202	43	61,558	33,7145	146,65753	150
203	47	47,160	25,8287	191,43383	175
204	51	32,657	17,8857	276,44987	275
205	55	18,297	10,0212	493,40175	450

Por lo tanto se concluye que esta sección es la que manda.

### 3.9.3 Diseño de Conectores en el estado Límite de Resistencia.

Tenemos:

Qn: Resistencia nominal de un conector de corte.

fi sc: Factor de resistencia para conectores de corte (0.85).

Asc = 283.50 mm<sup>2</sup>

Fu = 400 MPa

Ec = 25,399.20 MPa

Resistencia nominal de un conector de corte.

Módulo de elasticidad del concreto.

Qn = 12.19 ton.

Asc\*Fu = 11.56 ton.

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \dots \dots \dots \text{Ec. 3.52}$$

$$Q_n = 0.5 * Asc \sqrt{f'_c E_c} \leq Asc F_u \dots \dots \dots \text{Ec. 3.53}$$

Tomamos del menor valor de Qn = 11.56 ton.

Luego por lo tanto tenemos Qr = 10.98 ton (Qr indica la capacidad del conector para absorber la cortante).

La fuerza horizontal (Vh) está dada por:

$$V_h = 1,249.50 \text{ ton (en losa Ec. 3.54).} \xrightarrow{\text{en losa}} V_h = 0.85 * f'_c * b * t_s$$

$$V_h = 1,596.00 \text{ ton (en viga Ec. 3.55).} \xrightarrow{\text{en viga}} V_h = F_y * D * t_w + F_y * b_t * t_t + F_y * b_c * t_c$$

Siempre se toma el mayor valor.

El número de conectores de corte es:

$$n = V_h / Q_r = 1,596.00 / 10.98 = 145.30; \dots \dots \dots \text{Ec. 3.56}$$

Por tanto se verifica que esta sección no manda.

### 3.10 DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA:

La viga diafragma brinda una conectividad importante entre las vigas principales y hace que esta funcione como un conjunto. Será diseñada para que provea la resistencia necesaria a las fuerzas laterales y excéntricas que actúan sobre la superestructura.

Las cargas vehiculares concentradas producen las condiciones más desfavorables. Consideramos a las cargas concentradas vehiculares simétricas para los efectos en los diafragmas.

Tenemos:

Peso de perfil por metro: 0.200 ton/m.

Momento por peso propio: 0.131 ton-m.

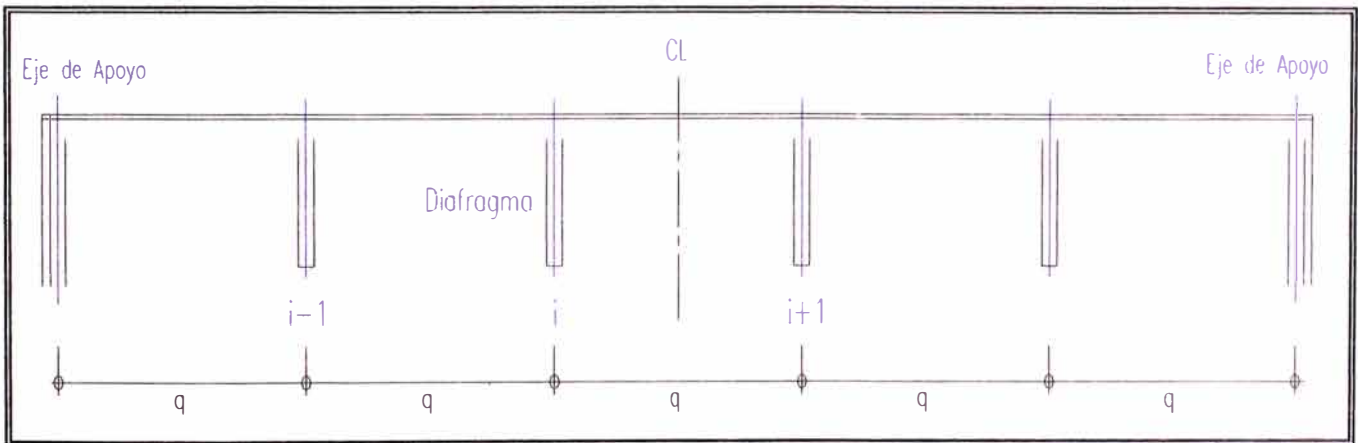


Figura 3.6: Distribución de Diafragmas a lo largo de la Viga

### 3.10.1 Diseño con Respecto a la Sección Longitudinal.

En la deformación del diafragma  $i$ , solo intervendrán las fuerzas entre los diafragmas  $i-1$  e  $i+1$ .

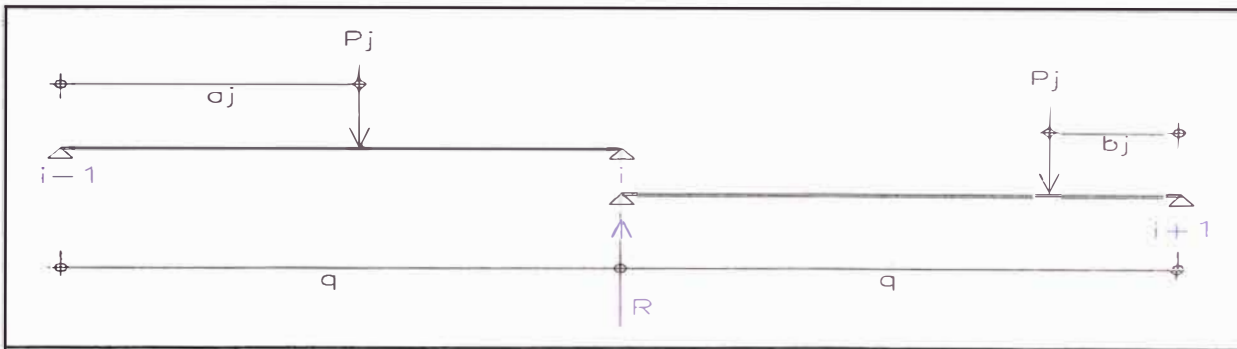


Figura 3.7: Esquema de Cargas en Diafragmas Contiguos

Tenemos los siguientes datos:

Carga de la llanta delantera del camión de diseño $p_j$ :	1,785 ton (35 kN).
Carga de la llanta trasera del camión de diseño $P_j$ :	7,395 ton (145 kN).
Luz del puente (L):	40.00 m.
Número de vigas longitudinales (n):	4 unidades.
Espaciamento entre vigas longitudinales (s):	2.80 m.
Longitud del volado en la sección transversal (Lvol):	1.05 m.
Número de diafragmas (Nd):	8 unidades.
Espaciamento entre diafragmas (Sd):	5.00 m.

La reacción (R) en el diafragma más afectado será:

$$R = \frac{P_j * a_j}{q} + P_j + \frac{p_j * b_j}{q} \quad \dots \dots \dots \text{Ec. 3.57}$$

$$R = 8,680 \text{ ton.}$$

### 3.10.2 Diseño con Respecto a la Sección Transversal.

a) Posición de las cargas para momento máximo negativo:

La viga diafragma es capaz de deformarse como se muestra (figura 3.9) a consecuencia del posicionamiento de las cargas puntuales (sobrecarga), por lo que el cálculo de las áreas de acero requeridas en este caso han de satisfacer la condición para Momento Máx. Negativo (-).

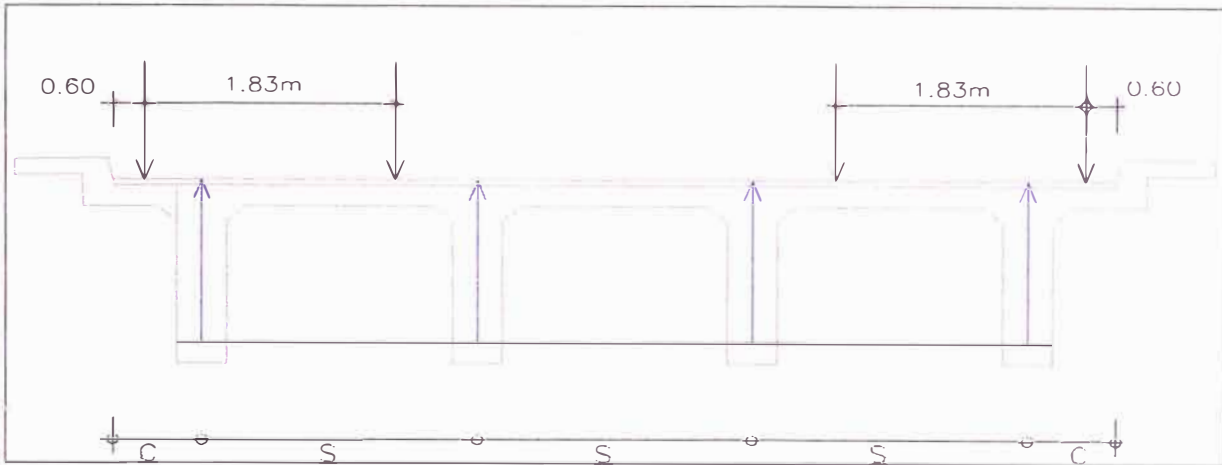


Figura 3.8: Esquema de Cargas para Momento Máximo Negativo

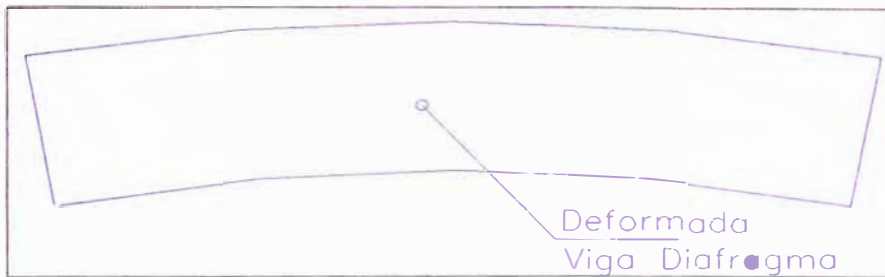


Figura 3.9: Deformación por Momento Máximo Negativo

Del diagrama de carga deducimos:

$$R_n = \frac{\sum R}{n} \dots\dots\dots \text{Ec. 3.58}$$

Rn = 8,680 ton.

M(-) = 7,812 ton-m

b) Posición de las cargas para momento máximo positivo:

La viga diafragma es capaz de deformarse como se muestra (figura 3.11) a consecuencia del posicionamiento de las cargas puntuales (sobrecarga), por lo que el cálculo de las áreas de acero requeridas en este caso han de satisfacer la condición para Momento Máx. Positivo (+).

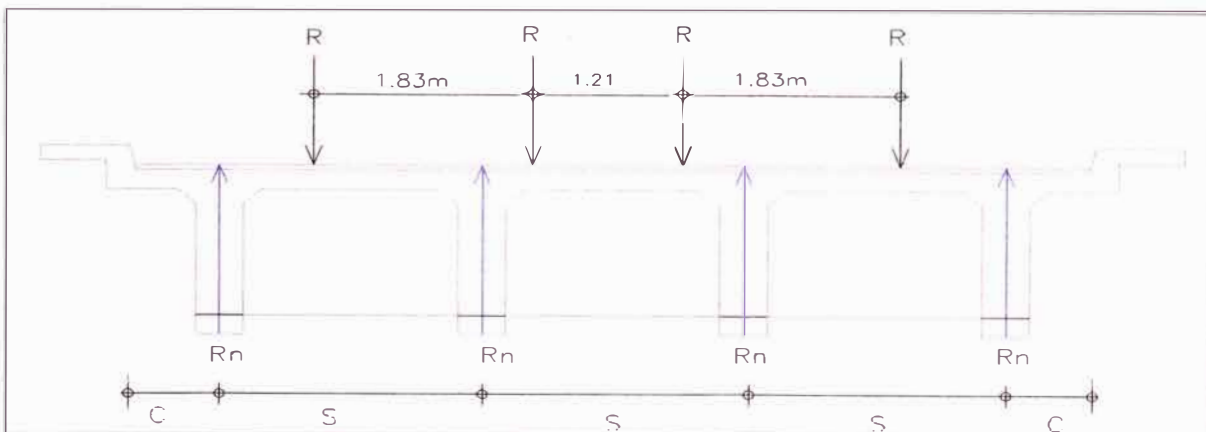


Figura 3.10: Esquema de Cargas para Momento Máximo Positivo

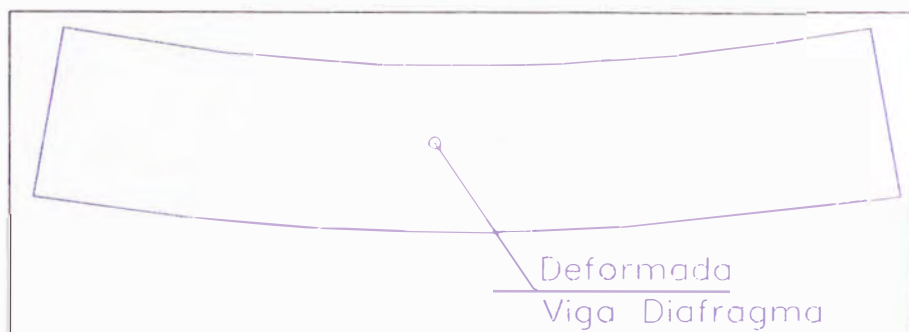


Figura 3.11: Deformación por Momento Máximo Positivo

Del diagrama de carga deducimos:

$$R_n = 8,680 \text{ ton.}$$

$$R_n = \frac{\sum R}{n}$$

$$M(+)= 22,569 \text{ ton-m}$$

c) Cálculo del  $M_u$ :

$$M_u(-) = 14,526 \text{ ton-m.}$$

$$M_u(+)= 41,641 \text{ ton-m.}$$



El momento torsor  $M_t$  en el diafragma será:

$$M_t = 0.80 * M_u * d \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.59}$$

$$M_t = 0.80 \times 41,641 \times 2.80 = 93,276 \text{ ton-m.}$$

El módulo de sección mínimo del perfil requerido será:

$$S = \frac{M_t}{f_y} \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 3.60}$$

$$S = 2,665 \text{ cm}^3 = 162.63 \text{ in}^3.$$

Según AASHTO, las vigas diafragma básicamente sirven para:

- Soporte para la compresión de la viga durante el endurecimiento de la losa.
- Transferencia de carga de viento de las vigas externas a las internas.
- Distribución de las fuerzas verticales DW DC y LL aplicadas a la estructura.
- Estabilidad de la viga compuesta ante los esfuerzos de compresión.

Una metodología para evaluar el efecto de las cargas verticales es evaluar la torsión ( $M_t$ ) y la Compresión ( $F_c$ ):

- M: Momento que actúa en la sección debido a  $M_{dc}$ ,  $M_{dw}$  y  $M_{ll}$ .
- L<sub>b</sub>: Longitud de viga diafragma.
- S: Sección de viga diafragma.
- C: Efecto de curvatura dado por AASHTO.
- f<sub>s</sub>: Esfuerzo de fluencia.
- f<sub>y</sub>: Esfuerzo máximo de fluencia.
- m: Número de vigas sobre la que actúa el vehículo.
- V: Velocidad de diseño (km/h).
- R: Radio de curvatura (m).
- P<sub>i</sub>: Peso de los tres ejes del camión AASHTO LRFD.
- L<sub>d</sub>: Separación entre diafragmas.
- MLLC: Momento que actúa a 1,800mm, debido a cargas vehiculares.

Asumiendo una sección de viga tipo "C", se tiene lo siguiente:

bt	=	0.100 m.
tt	=	0.0125 m.
d	=	0.900 m.
tw	=	0.0125 m.
bf	=	0.100 m.
tf	=	0.0125 m.
As	=	0.01375 m <sup>2</sup> .
I	=	0.00128 m <sup>4</sup> .

S = 0.00277 m<sup>3</sup> (169.04 in<sup>3</sup>).  
 ry = 0.30509

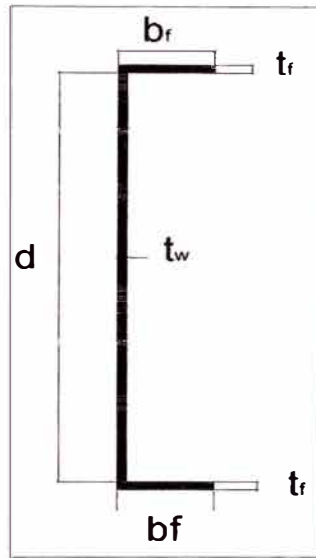


Figura 3.12: Corte de Viga Diafragma

Tenemos las siguientes definiciones:

$Mt = 0.8 * M * Lb$  ..... Ec. 3.61

$S = \frac{Mt}{fy}$  ..... Ec. 3.62

*Puentes rectos :*

$Mt = 0.8 * Lb * M_{(DC+DW+LL+i)}$  ..... Ec. 3.63

*Puentes curvos :*

$Mt = 0.8 * Lb * M_{(DC+DW+LL+i)} + M_{LLC}$  ..... Ec. 3.64

$M_{LLC} = \frac{1.80 * 2 * \phi * C}{m} \sum_{i=1}^3 P (P = 14.78tn)$  ..... Ec. 3.65

*C : Efecto de curvatura .*

*Evaluar :*

$fs = \frac{Mt}{S} \leq fy$  ..... Ec. 3.66

Trabajando con los siguientes datos:

$$\begin{aligned} E &= 20,370,000 \text{ ton/m}^2. \\ f_y &= 35,000 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Se comprueba la condición:

$$F_s = 33,708 < F_y = 35,000$$

## **CAPITULO IV: ANALISIS DE COSTO**

### **4.1. INTRODUCCION**

A continuación se presenta el análisis económico por la fabricación y el montaje de la super-estructura del puente mixto Chiporongo de 110 metros de luz, con el que finalmente fue adjudicado el trabajo a la Empresa IMECON (Instalaciones Mecánicas Eléctricas Contratistas S.A.) en el año 2007.

Es necesario mencionar que el consorcio CONIRSA que era el ejecutor de todo el tramo II y III de la carretera negocio la adjudicación de este trabajo junto con la construcción de otro puente mas de similares características llamado Golondrina de 40m de luz; los dos puentes están distanciados 25 kms uno del otro.

Para la correcta evaluación económica, el informe del presente proyecto contempla lo siguiente:

#### **4.1.1 Metrados**

Es el conjunto de datos ordenados que se obtienen mediante lecturas acotadas a determinada escala, esto se realiza con el objeto de calcular la cantidad de obra a realizar multiplicando por el respectivo precio unitario y sumados en su totalidad se obtiene el respectivo costo directo.

#### **4.1.2 Costo Directo**

El costo directo está conformado por los costos de mano de obra, materiales, equipos empleadas y servicios de terceros para la ejecución del trabajo/actividad en estudio.

#### **4.1.3 Costo Indirecto**

Son todos los otros costos que no están asociados con la ejecución del trabajo/actividad; vale decir gastos generales como los costos administrativos de taller u obra, costos de las facilidades, costo de preparación de la oferta, los costos propios

de la compañía (alquiler de local, seguridad, renta, limpieza, etc.), cuentas por pagar, etc.

#### 4.1.4 Utilidad

La utilidad se puede definir como la cantidad de dinero que queda del total del costo del proyecto después de que todos los costos directos e indirectos hayan sido pagados.

#### 4.1.5 Margen

Llamado en inglés "Mark-up", está compuesto por la suma de los costos indirectos y la utilidad.

Las técnicas empleadas para estimación de costos son básicamente tres, estas son: Cálculo Paramétrico, Empleo de Precios Unitarios y Análisis por Cuadrilla. En general, la técnica del cálculo paramétrico es la menos costosa, la que consume menos tiempo y es la menos exacta. La técnica de análisis por cuadrilla es la más costosa, es la que mayor tiempo consume y es la más precisa. De las tres técnicas, la técnica de cálculo paramétrico es la que más experiencia requiere y la técnica de empleo de precios unitarios es la que menos experiencia necesita.

A partir de las definiciones previas, se hace obvio el empleo de la técnica de análisis por cuadrilla que es la técnica que finalmente se emplea para el costeo de la obra. Este método está basado en los recursos (mano de obra, equipos, materiales y servicios de terceros) realmente empleados para ejecutar cada actividad de cada fase de construcción.

de la compañía (alquiler de local, seguridad, renta, limpieza, etc.), cuentas por pagar, etc.

#### 4.1.4 Utilidad

La utilidad se puede definir como la cantidad de dinero que queda del total del costo del proyecto después de que todos los costos directos e indirectos hayan sido pagados.

#### 4.1.5 Margen

Llamado en inglés "Mark-up", está compuesto por la suma de los costos indirectos y la utilidad.

Las técnicas empleadas para estimación de costos son básicamente tres, estas son: Calculo Paramétrico, Empleo de Precios Unitarios y Análisis por Cuadrilla. En general, la técnica del calculo paramétrico es la menos costosa, la que consume menos tiempo y es la menos exacta. La técnica de análisis por cuadrilla es la más costosa, es la que mayor tiempo consume y es la más precisa. De las tres técnicas, la técnica de calculo paramétrico es la que más experiencia requiere y la técnica de empleo de precios unitarios es la que menos experiencia necesita.

A partir de las definiciones previas, se hace obvio el empleo de la técnica de análisis por cuadrilla que es la técnica que finalmente se empleo para el costeo de la obra. Este método está basado en los recursos (mano de obra, equipos, materiales y servicios de terceros) realmente empleados para ejecutar cada actividad de cada fase de construcción.

## 4.2. CUADRO RESUMEN DE COSTOS

CUADRO RESUMEN DE COSTOS						
SUMINISTRO, FABRICACION Y MONTAJE DE SUPERESTRUCTURA DE PUENTE DE 110m. DE LUZ						
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO (US\$/u)	COSTO PARCIAL (US\$)	COSTO TOTAL (US\$)
<b>1</b>	<b>FABRICACION EN TALLER</b>					<b>343,972.48</b>
1.01	Ingeniería de Detalle	Gbl	1.00		1,299.20	
1.02	Fabricación de Estructura Metálica	Kg.	179,781.32	1.32	237,711.33	
1.03	Limpieza Superficial de Estructura Met.	m2	1,546.00	3.03	4,689.45	
1.04	Pintado Estructura Met. con Base	m2	1,546.00	5.12	7,915.80	
1.05	Pernos de Corte (suministro e instalación)	unid.	2,976.00	1.04	3,104.39	
1.06	Fabricación de Barandas	m.	220.00	96.32	21,190.52	
1.07	Ensayos No Destructivos Taller	Gbl	1.00		1,486.46	
	<b>COSTO DIRECTO FABRICACION</b>				<b>277,397.16</b>	
	<b>GASTOS GENERALES</b> 14%				<b>38,835.60</b>	
	<b>UTILIDAD</b> 10%				<b>27,739.72</b>	
<b>2</b>	<b>MONTAJE EN SITIO</b>					<b>257,222.52</b>
2.01	Transporte de Estructuras a Sitio	Kg	191,402.82	0.26	49,640.00	
2.02	Montaje de Estructura Metálica	Kg	179,781.32	0.46	82,525.67	
2.03	Pintado Estructura Met. Capa Intermedia	m2	1,546.00	3.62	5,594.15	
2.04	Pintado Estructura Met. Capa Acabado	m2	1,546.00	3.63	5,607.59	
2.05	Apoyos de Neopreno	unid.	16.00	347.25	5,556.00	
2.06	Montaje de Barandas	m.	220.00	27.70	6,093.92	
2.07	Ensayos No Destructivos Sitio	Gbl	1.00		10,932.68	
	<b>COSTO DIRECTO MONTAJE</b>				<b>165,950.01</b>	
	<b>GASTOS GENERALES</b> 45%				<b>74,677.50</b>	
	<b>UTILIDAD</b> 10%				<b>16,595.00</b>	
<b>VALOR VENTA TOTAL</b>						<b>601,195.00</b>

## 4.3. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE FABRICACION EN TALLER

ANALISIS DE PRECIOS DE FABRICACION EN TALLER							
DESCRIPCION:		INGENIERIA DE DETALLE					
PARTIDA:		1.01					
CLIENTE:		CONIRSA					
REFERENCIA:		INF. CLIENTE					
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIFIC	CANTID	TIEMPO (hh)	VALORIZACION		
					COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
1	JEFE DE INGENIERIA (10%)		1.0 u	8.00	25.00 \$/u	200.00	
2	DIBUJANTE		1.0 u	80.00	12.00 \$/u	960.00	
3	MATERIALES (5%)		1.0 g			58.00	
4	EQUIPOS (7%)		1.0 g			81.20	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$</b>	<b>1,299.20</b>
<b>COSTO DIRECTO UNITARIO</b>						<b>US\$/u</b>	<b>1,299.20</b>

ANALISIS DE PRECIOS DE FABRICACION EN TALLER							
DESCRIPCION:		FABRICACION DE ESTRUCTURA DE PUENTE					
PARTIDA:		1.02					
CLIENTE:		CONIRSA					
REFERENCIA:		INF. CLIENTE					
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIFIC	CANTID	AREA PINT(m2)	VALORIZACION		
					COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	PLANCHAS DE ACERO	A-572	179,781 kg	0.0 m <sup>2</sup>	0.91 \$/kg	163,601.00	
<b>AREA DE PINTADO Y PESO NETO</b>				<b>0 m<sup>2</sup></b>			
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>					(DESPERD 8% )	0.98 \$/kg	176,689.08
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	SOLDADURA SMAW	0.10 %Peso	180 kg		2.40 \$/kg	431.48	
2	SOLDADURA SAW	0.60 %Peso	1,079 kg		3.00 \$/kg	3,236.06	
3	DISCOS ESMERIL	3.00 unid/ton	60 u		3.00 \$/u	179.78	
4	TINTES PENETRANTES		15 kit		35.00 \$/kit	525.00	
5	TRAPO INDUSTRIAL	0.15 unid/ton	27 kg		1.00 \$/kg	26.97	
6	OTROS	15.00 %				659.89	
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>					0.03 \$/kg	5,059.18	
<b>PROCESOS</b>							
<b>LABOR</b>							
1	MANO DE OBRA FAB	12.00 (kg/hh)	14,982 hh		2.20 \$/hh	32,959.91	
2	MANO DE PREENSAMBLE	40.00 (kg/hh)	4,495 hh		2.20 \$/hh	9,887.97	
<b>EQUIPOS</b>							
3	MAQUINA SOLDAR SMAW		539		1.00 \$/hm	539.34	
4	ARCO SUMERGIDO		1,618 hm		3.00 \$/hm	4,854.10	
5	EQUIPO OXICORTE		1,294 hm		0.30 \$/hm	388.33	
6	ESMERIL		809 hm		0.30 \$/hm	242.70	
7	PUENTE-GRUA		375 hm		12.00 \$/hm	4,494.53	
8	OTROS MENORES	8%				798.37	
<b>SERVICIOS</b>							
9	EMBALAJE		179,781 kg		0.01 \$/kg	1,797.81	
<b>SUBTOTAL PROCESOS</b>					0.31 \$/kg	55,963	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$</b>	<b>237,711.33</b>
<b>COSTO DIRECTO UNITARIO</b>						<b>US\$/KG</b>	<b>1.32</b>



ANALISIS DE PRECIOS DE FABRICACION EN TALLER							
DESCRIPCION:		LIMPIEZA SUPERFICIAL DE ESTRUCTURA DE PUENTE					
PARTIDA:		1.03					
CLIENTE:		CONIRSA					
REFERENCIA:		INF. CLIENTE					
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIFIC	CANTID	AREA PINT(m2)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	PLANCHAS DE ACERO	A-572	179,781 kg	1546 m <sup>2</sup>	0.00 \$/kg	0.00	
AREA DE PINTADO Y PESO NETO				1546 m <sup>2</sup>			
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>					0.00 \$/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	ARENA		31 m <sup>3</sup>		8.00 \$/m <sup>3</sup>	247.36	
2	COMBUSTIBLE DIESEL		519 gln		3.08 \$/gln	1,599.92	
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>					1.19 \$/m <sup>2</sup>	<b>1,847.28</b>	
<b>PROCESOS</b>							
<b>LABOR</b>							
1	MANO DE OBRA	2.00 (m <sup>2</sup> /hh)	773 hh		2.20 \$/hh	1,700.60	
<b>EQUIPOS</b>							
2	COMPRESORA		155 hm		5.00 \$/hm	773.00	
3	EQUIPO ARENADO		155 hm		1.70 \$/hm	262.82	
4	TOLDO		155 hm		0.40 \$/hm	61.84	
5	OTROS	4%				43.91	
<b>SUBTOTAL PROCESOS</b>					1.84 \$/m <sup>2</sup>	<b>2,842</b>	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$ 4,689.45</b>	
<b>COSTO DIRECTO UNITARIO</b>						<b>US\$/m<sup>2</sup> 3.03</b>	

ANALISIS DE PRECIOS DE FABRICACION EN TALLER							
DESCRIPCION:		PINTADO DE ESTRUCTURA DE PUENTE EN TALLER (PINTURA BASE: 3MILS ESP)					
PARTIDA:		1.04					
CLIENTE:		CONIRSA					
REFERENCIA:		INF. CLIENTE					
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIFIC	CANTID	AREA PINT(m2)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	PLANCHAS DE ACERO	A-572	179,781 kg	1546 m <sup>2</sup>	0.00 \$/kg	0.00	
AREA DE PINTADO Y PESO NETO				1546 m <sup>2</sup>			
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>					0.00 \$/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>	
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	PINTURA Zinc Clad IV (51% Sol)	13.93 m <sup>2</sup> /gln	111 gln		60.00 \$/gln	6,657.40	
2	DILUYENTE		22 gln		13.00 \$/gln	288.49	
3	TRAPO INDUSTRIAL		31 kg		1.00 \$/kg	30.92	
4	THINNER		9 gln		4.50 \$/gln	39.94	
5	OTROS	2%				140.34	
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>					4.63 \$/m <sup>2</sup>	<b>7,157.09</b>	
<b>PROCESOS</b>							
<b>LABOR</b>							
1	MANO DE OBRA	5.90 (m <sup>2</sup> /hh)	262 hh		2.20 \$/hh	576.47	
<b>EQUIPOS</b>							
2	EQUIPO PINTURA AIRLESS		66 hm		2.60 \$/hm	170.32	
3	OTROS MENORES	7%				11.92	
<b>SUBTOTAL PROCESOS</b>					0.49 \$/m <sup>2</sup>	<b>759</b>	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$ 7,915.80</b>	
<b>COSTO DIRECTO UNITARIO</b>						<b>US\$/m<sup>2</sup> 5.12</b>	

ANALISIS DE PRECIOS DE FABRICACION EN TALLER							
DESCRIPCION:		PERNOS DE CORTE (SUMINISTRO E INSTALACION)					
PARTIDA:		1.05					
CLIENTE:		CONIRSA					
REFERENCIA:		INF CLIENTE					
					VALORIZACION		
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIFIC	CANTID	AREA PINT(m2)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	STUD BOLT Ø3/4"x4"	A-36	2,976 u		0.55 \$/u	1,636.80	
<b>AREA DE PINTADO Y PESO NETO</b>							
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>				(DESPERDICIO 3% )		1,686.90	
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	VARIOS	5.00 %				84.30	
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>						84.30	
<b>PROCESOS</b>							
<b>LABOR</b>							
1	MANO DE OBRA	12.00 (unid/hh)	248 hh		2.20 \$/hh	545.60	
<b>EQUIPOS</b>							
2	PISTOLA DE SOLDAR		248 hm		2.50 \$/hm	620.00	
<b>SUBTOTAL PROCESOS</b>						1,334	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$</b>	<b>3,104.39</b>
<b>COSTO DIRECTO UNITARIO</b>						<b>US\$/u</b>	<b>1.04</b>

ANALISIS DE PRECIOS DE FABRICACION EN TALLER							
DESCRIPCION:		FABRICACION BARANDAS					
PARTIDA:		1.06					
CLIENTE:		CONIRSA					
REFERENCIA:		INF. CLIENTE					
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIFIC	CANTID	PESO TOTAL	VALORIZACION		
					COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	TUBO	Ø 3" x 7.39 m Larg sup	SCH 40	29.8 u	2,479	1.00 \$/kg	2,479.40
2	TUBO	Ø 2" x 7.40 m Larg inf	SCH 40	59.5 u	2,392	1.00 \$/kg	2,392.43
3	PL. 3/8"	0.13 m x 1.95 m Ala	A-36	148.8 u	2,711	0.90 \$/kg	2,440.29
4	PL. 3/8"	0.13 m x 0.90 m Alma	A-36	148.8 u	1,301	0.90 \$/kg	1,171.34
5	PL. 3/8"	0.18 m x 0.20 m Pl base	A-36	297.7 u	801	0.90 \$/kg	720.83
6	BARRA	Ø 5/8" x 0.18 m Anclaje	Fe Liso	1,190.8 u	335	3.00 \$/kg	1,005.06
7	TUERCA	Ø 5/8"	A-325	1,190.8 u		0.22 \$/u	261.98
<b>AREA DE PINTADO Y PESO NETO</b>				<b>10,021</b>			
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>				(DESPERDICIO 5% )	49.98 \$/m		<b>10,994.89</b>
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	SOLDADURA	1% peso		100 kg		2.40 \$/kg	240
2	DISCOS ESMERIL	2.00 unid/ton		20 u		3.00 \$/u	60
3	GASES DE CORTE			10,021 kg		0.03 \$/kg	301
4	TINTES PENETRANTES			0 kit		35.00 \$/u	0
5	TRAPO IND	0.50 kg/ton		5 kg		1.50 \$/kg	8
6	OTROS	5%					30
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>						2.91 \$/m	<b>639.20</b>
<b>PROCESOS</b>							
<b>LABOR</b>							
1	MANO DE OBRA	6.00 (kg/hh)		1,670 hh		2.20 \$/hh	3,674.25
<b>EQUIPOS</b>							
2	MAQUINA SOLDAR			301 hm		1.20 \$/hm	360.75
3	EQUIPO OXICORTE			301 hm		0.35 \$/hm	105.22
4	ESMERIL			150 hm		0.35 \$/hm	52.61
5	PUENTE-GRUA			20 hm		12.00 \$/hm	240.50
6	OTROS MENORES	10%					75.91
<b>PINTADO (284.64m2)</b>							
7	ARENADO			285 m2		3.10 \$/m2	882.38
8	PINTADO			285 m2		14.28 \$/m2	4,064.61
<b>SERVICIOS</b>							
9	EMBALAJE			10,021 kg		0.01 \$/kg	100.21
<b>SUBTOTAL PROCESOS</b>						43.44 \$/m	<b>9,556.43</b>
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$</b>	<b>21,190.52</b>
<b>COSTO DIRECTO UNITARIO</b>						<b>US\$/m</b>	<b>96.32</b>

ANALISIS DE PRECIOS DE FABRICACION EN TALLER							
DESCRIPCION:		ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS EN TALLER					
PARTIDA:		1.07					
CLIENTE:		CONIRSA					
REFERENCIA:		INF. CLIENTE					
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIFIC	CANTID	COSTO UNITARIO	VALORIZACION		
					COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$	
1	PLACAS RADIOG (100% Ala Inf Tope)		0.0 u	7.00 \$/u		0.00	
2	ULTRASONIDO (100% Ala Inf Tope)		0.0 m	7.00 \$/m		0.00	
3	ULTRASONIDO (25% Ala Sup Tope)		0.0 m	7.00 \$/m		0.00	
4	ULTRASONIDO (25% Alma Tope)		0.0 m	7.00 \$/m		0.00	
5	PARTICULAS MAGNETICAS (10% Filete)		212.4 m	7.00 \$/m		1,486.46	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>					<b>US\$</b>	<b>1,486.46</b>	
<b>COSTO DIRECTO UNITARIO</b>					<b>US\$/u</b>	<b>1,486.46</b>	

## 4.4. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE MONTAJE EN SITIO

ANALISIS DE PRECIOS DE MONTAJE EN SITIO							
DESCRIPCION:		TRANSPORTE DE ESTRUCTURAS					
PARTIDA:		2.01					
CLIENTE:		CONI S.A					
					VALORIZACION		
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIF	CANTID	PESO TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	ESTRUCTURAS		1 gbl	179,781.32	0.00 \$/kg	0.00	
2	PERNOS DE CORTE		2,976 u	952.32	0.00 \$/kg	0.00	
3	BARANDAS		220 m	10,020.70	0.00 \$/kg	0.00	
4	APOYOS DE NEOPRENO		16 u	648.48	0.00 \$/kg	0.00	
<b>AREA DE PINTADO Y PESO NETO</b>				191,402.82			
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>					0.00 \$/kg	0.00	
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	VARIOS		1.00 gbl			100.00	
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>					0.00 \$/kg	100.00	
<b>LABOR</b>							
	<b>LABOR</b>	CANT	DIAS	HH/DIA			
1	CAFATERO	0	0	10	0 hh	7.70 \$/hh	0.00
2	SOLDADOR	0	0	10	0 hh	7.76 \$/hh	0.00
3	OPERARIO	0	0	10	0 hh	4.16 \$/hh	0.00
4	OFICIAL	0	0	10	0 hh	3.45 \$/hh	0.00
5	AYUDANTE	0	0	10	0 hh	2.56 \$/hh	0.00
<b>SUBTOTAL LABOR</b>					0.00 \$/kg	0.00	
<b>EQUIPOS MENORES</b>							
1	VARIOS	CANT	% USO	1.00 gbl		100.00	
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MENORES</b>					0.00 \$/kg	100.00	
<b>EQUIPOS MAYORES</b>							
1	SEMITRAILER 25ton, LIMA-CUSCO		14 v		1,000.00 \$/v	14,000.00	
2	CAMION 8-10ton, CUSCO-MAZUKO		30 v		1,100.00 \$/v	33,000.00	
3	GRUA 8 TON		90 hm		26.00 \$/hm	2,340.00	
4	OTROS		1 gbl			200.00	
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MAYORES</b>					0.26 \$/kg	49,540.00	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$</b>	<b>49,640.00</b>
<b>COSTO UNITARIO</b>						<b>US\$/KG</b>	<b>0.26</b>

ANALISIS DE PRECIOS DE MONTAJE EN SITIO							
DESCRIPCION: MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA				TIEMPO (DIAS):		90 00	
PARTIDA: 2 02				HH/DIA:		10 00	
CLIENTE: CONIRSA				KG/hh		14.27	
				US\$/U		0.46	
				VALORIZACION			
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIF	CANTID	PESO TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	ESTRUCTURAS		1.00 u	179,781.32	0.00 \$/kg	0.00	
AREA DE PINTADO Y PESO NETO				179,781.32			
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>					0.00 \$/kg	0.00	
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	SOLDADURA SMAW	0.40 %Peso	719.1 kg		2.40 \$/kg	1,725.90	
2	OXIGENO	0.03% bot/ton	44.9 bot		18.00 \$/bot	809.02	
3	ACETILENO	0.01% bot/ton	22.5 bot		120.00 \$/bot	2,696.72	
4	DISCOS ESMERIL CS	0.50 unid/ton	89.9 u		3.00 \$/u	269.67	
5	TRAPO IND	0.40 peso	71.9 kg		1.00 \$/kg	71.91	
6	TINTES PENETRANTES		12.0 kit		35.00 \$/u	419.49	
7	CONCRETO POBRE		9.80 m3		120.00 \$/m3	1,176.00	
8	MADERA		1.00 gbl			750.00	
9	OTROS	6%				475.12	
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>					0.05 \$/kg	8,393.83	
<b>LABOR</b>							
1	LABOR	CANT	DIAS	HH/DIA			
1	CAPATAZ	1	90	10	900 hh	7.70 \$/hh	6,930.00
2	SOLDADOR	2	90	10	1,800 hh	7.76 \$/hh	13,972.47
3	OPERARIO	4	90	10	3,600 hh	4.16 \$/hh	14,984.94
4	OFICIAL	4	90	10	3,600 hh	3.45 \$/hh	12,428.94
5	AYUDANTE	3	90	10	2,700 hh	2.56 \$/hh	6,918.71
<b>SUBTOTAL LABOR</b>			14.27 kg/hh	12,600 hh		0.31 \$/kg	55,235.06
<b>EQUIPOS MENORES</b>							
1	MAQ. SOLDAR	CANT	% USO				
1	MAQ. SOLDAR	3	75%	2025.00 hm	1.00 \$/hm	2,025.00	
2	EQ. OXICORTE	3	75%	2025.00 hm	0.30 \$/hm	607.50	
3	ESMERIL	3	75%	2025.00 hm	0.30 \$/hm	607.50	
4	TECLES	2	75%	1350.00 hm	0.40 \$/hm	540.00	
5	TALADRO HILTI	1	75%	675.00 hm	0.60 \$/hm	405.00	
6	TALADRO MANUAL	1	75%	675.00 hm	0.50 \$/hm	337.50	
7	MALETIN MEC/CALD/ELECT	3	75%	2025.00 hm	0.40 \$/hm	810.00	
8	TABLERO ELECTRICO	2	75%	1350.00 hm	0.30 \$/hm	405.00	
9	GATAS 50TON	6	25%	1350.00 hm	0.50 \$/hm	675.00	
10	EQ. PINTURA	1	10%	90.00 hm	4.00 \$/hm	360.00	
11	ESTACION TOTAL	1	10%	90.00 hm	4.00 \$/hm	360.00	
12	POLINES					1,750.00	
13	NARIZ DE LANZAMIENTO					1,750.00	
14	OTROS	7%				744.28	
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MENORES</b>					0.06 \$/kg	11,376.78	
<b>EQUIPOS MAYORES</b>							
1	GRUA 8 TON	CANT	% USO				
1	GRUA 8 TON	1	30%	270 hm	26.00 \$/hm	7,020.00	
2	OTROS			1 gbl		500.00	
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MAYORES</b>					0.04 \$/kg	7,520.00	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						US\$	82,525.67
<b>COSTO UNITARIO</b>						US\$/KG	0.46

ANALISIS DE PRECIOS DE MONTAJE EN SITIO								
DESCRIPCION:		PINTADO DE ESTRUCTURA DE PUENTE EN OBRA (PINTURA INTERMEDIA: 5MILS ESP)				TIEMPO (DIAS):		6.00
PARTIDA:		2.03				HH/DIA:		10.00
CLIENTE:		CONIRSA				KG/hh		665.86
						US\$/U		0.03
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIF	CANTID	AREA PINT(m <sup>2</sup> )	COSTO UNITARIO	VALORIZACION COSTO TOTAL US\$		GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>								
1	ESTRUCTURAS		179,781 kg	1,546.00	0.00 \$/kg	0.00		
AREA DE PINTADO Y PESO NETO				1,546.00				
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>					0.00 \$/m <sup>2</sup>	<b>0.00</b>		
<b>CONSUMIBLES</b>								
1	PINTURA SherTile Enamel (73% Sólidos)	11.97 m <sup>2</sup> /gln	129 gln		26.00 \$/gln	3,359.10		
2	DILUYENTE		26 gln		11.50 \$/gln	297.15		
3	TRAPO INDUSTRIAL		31 kg		1.00 \$/kg	30.92		
4	THINNER		10 gln		4.50 \$/gln	46.51		
5	OTROS	2%				74.67		
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>					2.46 \$/m <sup>2</sup>	<b>3,808.35</b>		
<b>LABOR</b>								
1	CAPATAZ	CANT	DIAS	HH/DIA				
		0.5	6	10	30 hh	7.70 \$/hh	231.00	
2	SOLDADOR	0	6	10	0 hh	7.70 \$/hh	0.00	
3	OPERARIO	2	6	10	120 hh	4.16 \$/hh	499.50	
4	OFICIAL	0	6	10	0 hh	3.45 \$/hh	0.00	
5	AYUDANTE	2	6	10	120 hh	2.56 \$/hh	307.50	
<b>SUBTOTAL LABOR</b>			5.73 m <sup>2</sup> /hh	270 hh	0.67 \$/m <sup>2</sup>	<b>1,038.00</b>		
<b>EQUIPOS MENORES</b>								
1	TABLERO ELECTRICO	CANT	% USO					
		1	100%	60.00 hm	0.30 \$/hm	18.00		
2	EQ. PINTURA	2	100%	120.00 hm	4.00 \$/hm	480.00		
3	OTROS	10%				49.80		
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MENORES</b>					0.35 \$/m <sup>2</sup>	<b>547.80</b>		
<b>EQUIPOS MAYORES</b>								
1	GRUA 8 TON	CANT	% USO					
		1	0%	0 hm	26.00 \$/hm	0.00		
2	OTROS	1		1 gbl		200.00		
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MAYORES</b>					0.13 \$/m <sup>2</sup>	<b>200.00</b>		
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						US\$	<b>6,594.15</b>	
<b>COSTO UNITARIO</b>						US\$/m <sup>2</sup>	<b>3.62</b>	

ANALISIS DE PRECIOS DE MONTAJE EN SITIO							
DESCRIPCION:	PINTADO DE ESTRUCTURA DE PUENTE EN OBRA (PINTURA ACABADO: 2 MILS ESP)			TIEMPO (DIAS):	6.00		
PARTIDA:	2.04			HH/DIA:	10.00		
CLIENTE:	CONIRSA			KG/hh	665.86		
				US\$/U	0.03		
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIF	CANTID	AREA PINT(m <sup>2</sup> )	COSTO UNITARIO U	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	ESTRUCTURAS		179,781 kg	1546 m <sup>2</sup>	0.00 \$/kg	0.00	
	AREA DE PINTADO Y PESO NETO			1546 m <sup>2</sup>			
	<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>				0.00 \$/m <sup>2</sup>	0.00	
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	PINTURA Sumathane HS (70% Sólidos)	22.95 m <sup>2</sup> /gln	67 gln		52.00 \$/gln	3,503.06	
2	DILUYENTE		13 gln		14.00 \$/gln	188.63	
3	TRAPO INDUSTRIAL		31 kg		1.00 \$/kg	30.92	
4	THINNER		5 gln		4.50 \$/gln	24.25	
5	OTROS	2%				74.94	
	<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>				2.47 \$/m <sup>2</sup>	3,821.80	
<b>LABOR</b>							
	<b>LABOR</b>	<b>CANT</b>	<b>DIAS</b>	<b>HH/DIA</b>			
1	CAPATAZ	0.5	6	10	30 hh	7.70 \$/hh	231.00
2	SOLDADOR	0	6	10	0 hh	7.76 \$/hh	0.00
3	OPERARIO	2	6	10	120 hh	4.16 \$/hh	499.50
4	OFICIAL	0	6	10	0 hh	3.45 \$/hh	0.00
5	AYUDANTE	2	6	10	120 hh	2.56 \$/hh	307.50
	<b>SUBTOTAL LABOR</b>		5.73	m <sup>2</sup> /hh	270 hh	0.67 \$/m <sup>2</sup>	1,038.00
<b>EQUIPOS MENORES</b>							
		<b>CANT</b>	<b>% USO</b>				
1	TABLERO ELECTRICO	1	100%	60.00 hm		0.30 \$/hm	18.00
2	EQ. PINTURA	2	100%	120.00 hm		4.00 \$/hm	480.00
3	OTROS	10%					49.80
	<b>SUBTOTAL EQUIPOS MENORES</b>					0.35 \$/m <sup>2</sup>	547.80
<b>EQUIPOS MAYORES</b>							
		<b>CANT</b>	<b>% USO</b>				
1	GRUA 8 TON	1	0%	0 hm		26.00 \$/hm	0.00
2	OTROS			1 gbi			200.00
	<b>SUBTOTAL EQUIPOS MAYORES</b>					0.13 \$/m <sup>2</sup>	200.00
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						US\$	5,607.59
<b>COSTO UNITARIO</b>						US\$/m <sup>2</sup>	3.63

ANALISIS DE PRECIOS DE MONTAJE EN SITIO							
DESCRIPCION:		APOYOS DE NEOPRENO (SUMINISTRO Y MONTAJE)			TIEMPO (DIAS):		2.00
PARTIDA:		2.05			HH/DIA:		10.00
CLIENTE:		CONIRSA			KG/hh		7.21
					US\$/U		8.57
					VALORIZACION		
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIF	CANTID	PESO TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
MATERIALES							
1	APOYO N	0.30 m x 0.70 m	16 00 u	648.48	285.00 \$/u	4.560.00	
AREA DE PINTADO Y PESO NETO				648.48			
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>					285.00 \$/u	<b>4,560.00</b>	
CONSUMIBLES							
1	OTROS		1 gbl			250.00	
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>					15.63 \$/u	<b>250.00</b>	
LABOR							
	LABOR	CANT	DIAS	HH/DIA			
1	CAPATAZ	0.5	2	10	10 hh	7.70 \$/hh	77.00
2	SOLDADOR	0	2	10	0 hh	7.76 \$/hh	0.00
3	OPERARIO	2	2	10	40 hh	4.16 \$/hh	166.50
4	OFICIAL	0	2	10	0 hh	3.45 \$/hh	0.00
5	AYUDANTE	2	2	10	40 hh	2.56 \$/hh	102.50
<b>SUBTOTAL LABOR</b>			0.00 m2/hh	90 hh		21.62 \$/u	<b>346.00</b>
EQUIPOS MENORES							
1	VARIOS		1 gbl				200.00
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MENORES</b>					12.50 \$/u	<b>200.00</b>	
EQUIPOS MAYORES							
		CANT	% USO				
1	GRUA 8 TON	1	0%	0 hm		26.00 \$/hm	0.00
2	OTROS			1 gbl			200.00
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MAYORES</b>					12.50 \$/m2	<b>200.00</b>	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$</b>	<b>5,556.00</b>
<b>COSTO UNITARIO</b>						<b>US\$/m2</b>	<b>347.25</b>



ANALISIS DE PRECIOS DE MONTAJE EN SITIO							
DESCRIPCION:		MONTAJE DE BARANDAS			TIEMPO (DIAS):		1.500
PARTIDA:		2.06			HH/DIA:		10.00
CLIENTE:		CONIRSA			KG/hh		9.54
					US\$/U		0.61
					VALORIZACION		
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIF	CANTID	PESO TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	BARANDAS		220.00 m	10,020.70	0.00 \$/kg	0.00	
AREA DE PINTADO Y PESO NETO				10,020.70			
<b>SUBTOTAL MATERIALES</b>					0.00 \$/m	<b>0.00</b>	
<b>CONSUMIBLES</b>							
1	SOLDADURA SMAW	0.10 %Peso	10.0 kg		2.40 \$/kg	24.05	
2	OXIGENO	0.01% bot/ton	1.0 bot		18.00 \$/bot	18.04	
3	ACETILENO	0.01% bot/ton	0.5 bot		120.00 \$/bot	60.12	
4	DISCOS ESMERIL CS	0.50 unid/ton	5.0 u		3.00 \$/u	15.03	
5	TRAPO IND	0.40 peso	4.0 kg		1.00 \$/kg	4.01	
6	OTROS	25%				30.31	
<b>SUBTOTAL CONSUMIBLES</b>					0.68 \$/m	<b>151.56</b>	
<b>LABOR</b>							
	<b>LABOR</b>	<b>CANT</b>	<b>DIAS</b>	<b>HH/DIA</b>			
1	CAPATAZ	1	15	10	150 hh	7.70 \$/hh	1,155.00
2	SOLDADOR	0	15	10	0 hh	7.76 \$/hh	0.00
3	OPERARIO	2	15	10	300 hh	4.16 \$/hh	1,248.75
4	OFICIAL	2	15	10	300 hh	3.45 \$/hh	1,035.75
5	AYUDANTE	2	15	10	300 hh	2.56 \$/hh	768.75
<b>SUBTOTAL LABOR</b>			9.54 kg/hh	1,050 hh		19.13 \$/m	<b>4,208.24</b>
<b>EQUIPOS MENORES</b>							
		<b>CANT</b>	<b>% USO</b>				
1	MAQ. SOLDAR	1	50%	75.00 hm		1.00 \$/hm	75.00
2	EQ. OXICORTE	1	50%	75.00 hm		0.30 \$/hm	22.50
3	ESMERIL	1	50%	75.00 hm		0.30 \$/hm	22.50
4	TECLES	1	50%	75.00 hm		0.40 \$/hm	30.00
5	TALADRO HILTI	2	50%	150.00 hm		0.60 \$/hm	90.00
6	TALADRO MANUAL	1	50%	75.00 hm		0.50 \$/hm	37.50
7	MALETIN MEC/CALD/ELECT	3	50%	225.00 hm		0.40 \$/hm	90.00
8	TABLERO ELECTRICO	2	50%	150.00 hm		0.30 \$/hm	45.00
9	EQ. PINTURA	1	20%	30.00 hm		4.00 \$/hm	120.00
10	OTROS	5%					26.63
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MENORES</b>						2.54 \$/m	<b>559.13</b>
<b>EQUIPOS MAYORES</b>							
		<b>CANT</b>	<b>% USO</b>				
1	GRUA 8 TON	1	25%	38 hm		26.00 \$/hm	975.00
2	OTROS			1 gbi			200.00
<b>SUBTOTAL EQUIPOS MAYORES</b>						5.34 \$/m	<b>1,175.00</b>
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$</b>	<b>6,093.92</b>
<b>COSTO UNITARIO</b>						<b>US\$/m</b>	<b>27.70</b>

ANALISIS DE PRECIOS DE MONTAJE EN SITIO							
DESCRIPCION: ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS EN SITIO							
PARTIDA: 2.07							
CLIENTE: CONIRSA							
					VALORIZACION		
ITEM	DESCRIPCION	ESPECIF	CANTID	PESO TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL US\$	GRAN TOTAL US\$
<b>MATERIALES</b>							
1	PLACAS RAD (100% Ala Inf Tope)		172.8	u	7.00	\$/u	1,209.60
2	ULTRASONIDO (100% Ala Inf Tope)		34.6	m	7.00	\$/m	241.92
3	ULTRASONIDO (25% Ala Sup Tope)		7.6	m	7.00	\$/m	52.92
4	ULTRASONIDO (25% Alma Tope)		33.5	m	7.00	\$/m	234.36
5	PARTICULAS MAGN (10% Filete)		0.0	m	7.00	\$/m	0.00
6	LABORATORIO (1 mes)		1.0	m	4500.00	\$/m	4,500.00
7	TRANSP PERSONAL (Lima - Pto)		1.0	g			700.00
8	G. Personal (Aliment, Aloj y Mov)		1.0	g			3,000.00
9	OTROS (10%)		1.0	g			993.88
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>						<b>US\$</b>	<b>10,932.68</b>
<b>COSTO DIRECTO UNITARIO</b>						<b>US\$/u</b>	<b>10,932.68</b>

## **CAPITULO V: PROCEDIMIENTO DE EJECUCION**

### **5.1. INTRODUCCION**

Este capítulo muestra el procedimiento empleado para la construcción del puente; vale decir la secuencia seguida en taller y en obra, así como de los recursos empleados para la correcta ejecución de los trabajos, que finalmente fue concluido en aproximadamente 150 días calendario.

### **5.2. PLANEAMIENTO DEL PROYECTO**

El proyecto estuvo liderado por el ingeniero gerente de operaciones Fernando Soberon, en la fabricación en taller por el ingeniero jefe de planta Francisco Marcos y en los trabajos de montaje por el ingeniero gerente de proyectos Carlos Guanilo, de forma paralela la seguridad a cargo de la ingeniero jefe de seguridad Ruth Pinares, el control de calidad a cargo del ingeniero jefe de control de calidad Ricardo Espinoza y la elaboración de los planos de detalle a cargo del jefe de ingeniería Claudio Norman.

La concepción del trabajo como se observa tiene dos etapas claramente definidas “la Fabricación en Taller” y “el Montaje en Obra”; sin embargo se considera necesario también el revisar en forma separada “el Procedimiento de Soldadura” considerado para la construcción de la super-estructura. A continuación se detallan cada uno de dichos puntos.

#### **5.2.1 Fabricación en Taller**

Las consideraciones que se tuvieron para la fabricación de las vigas en cuanto a su longitud, fueron en primera instancia la transportabilidad de las mismas; por las curvas muy cerradas en el tramo final de la carretera. Las consideraciones complementarias fueron a maniobrabilidad de las piezas y no menos importante el menor desperdicio de material posible considerando que las piezas serian fabricadas a partir de planchas de

6 y 9 metros de longitud. Con todo ello en consideración se definió que las piezas serían de 9 metros de longitud y peso estimado de alrededor de 3,600 kgs.

Para los trabajos en taller se dispuso realizarlos en la moderna planta principal de IMECON ubicada en Av. Maquinarias 2977, que cuenta con un área total de 10,000 m<sup>2</sup> aproximadamente, con área de trabajo completamente techada y grúas puente de 5 a 10 toneladas, además de una moderna infraestructura ideal para la ejecución del presente trabajo.

El trazado de las planchas se hizo en AutoCad 2004 y los cortes respectivos en pantógrafo automático alimentado con el mismo software, con esto que se garantizaba el corte limpio de rebabas y tolerancias mínimas.

El soldeo de las vigas se realizó con dos procesos. El proceso de soldadura por arco manual (SMAW) para todas las costuras transversales en el alma y alas y también para el soldeo de los atezadores. El proceso automático por arco sumergido (SAW) para todas las costuras longitudinales, con esto se consiguió mejorar el ritmo de producción dada la mayor incidencia de las costuras longitudinales.

La limpieza superficial de las vigas debió realizarse en la cabina de granallado, dadas las dimensiones de las mismas, la granalladora automática de perfiles solo permitía peraltes de hasta 1.20m; el pintado en cambio se realizó en un área aislada del taller y acondicionada para dicha labor.

El control de calidad estuvo a cargo del ingeniero jefe de calidad Ricardo Espinoza, siendo las especificaciones bajo aplicación la AWS D1.5 en lo referente a soldadura de puentes, la cual cubre prioritariamente el diseño de uniones soldadas, la mano de obra, la técnica, la calificación y la inspección de la soldadura. En referencia a lo último indicado, los Ensayos No Destructivos se especifican del siguiente modo:

Inspección Visual; 100% de las uniones soldadas de todos los tipos; según AWS D1.5-2002, sección 6, parte D (6.26.1).

Inspección Radiográfica; 100% de las uniones transversales a tope en el ala inferior; según AWS D1.5-2002, sección 6.7.1.

Inspección por Partículas Magnéticas; 10% de las uniones longitudinales de filete entre alma y ala inferior; según AWS D1.5-2002, sección 6.7.2.1.

Inspección por Ultrasonido; 1/6 de la altura de las juntas a tope en el alma, el resto de las juntas del alma al 25%; en las uniones transversales a tope en el ala superior también al 25%. Según AWS D1.5-2002, sección 6.7.1.2.

Tanto los ENDS, como la calificación del procedimiento de soldadura y de los soldadores estuvieron a cargo de compañía certificadora debidamente acreditada.

### 5.2.2 Montaje en Obra

El montaje del puente dividido en nueve (09) actividades bien definidas, estas son:

- Fabricación en sitio de "Nariz de Lanzamiento".
- Construcción de cuatro "Torres de Apoyo Intermedio".
- Ensamble del primer par de vigas (lado aguas arriba).
- Tendido del primer par de vigas (lado aguas arriba).
- Ensamble del segundo par de vigas (lado aguas abajo).
- Tendido del segundo par de vigas (lado aguas abajo).
- Instalación de diafragmas y arriostres intermedios.
- Retoques y pintado final.
- Instalación de barandas.

La principal función de la "Nariz de Lanzamiento", es la de lanzar o tender la superestructura al constituirse en una extensión de la misma, con la salvedad de que al tener un menor peso específico 110 kg/m frente a los 800kg/m del par de vigas, queda asegurado que la "Nariz de Lanzamiento" no se pandeara lo suficiente al quedar en voladizo hasta no haber alcanzado el extremo de apoyo.

Las torres de apoyo intermedio son de uso temporal, ubicadas en el segundo vano del puente, a un tercio de la luz de cada vano, se fabricaron de madera. La función de las torres es de asegurar el apoyo de la nariz de izaje a la vez de evitar mayor deflexión del voladizo y mantener toda la estructura a un mismo nivel para continuar con el lanzamiento del puente hasta su posición final.

Para el ensamble del puente se considero ejecutarlo a un costado de la carretera en la zona de mejor planitud y la más amplia; siendo que el campamento estuvo ubicado en el pueblo de Mazuko, vale decir a 500 metros de la obra en ejecución.

Las vigas (que se trabajan en pares) fueron ensambladas tramo a tramo sobre terreno; siendo niveladas y alineadas previamente con tacos de madera. Luego de definidas las posiciones finales de cada tramo, estos fueron asegurados con cartelas soldadas transversalmente a la línea de soldadura; como paso final se procede con el soldeo de las juntas. El paso se repite tramo con tramo hasta obtener el total de la viga ensamblada, es decir los 110 metros de longitud.

Antes de comenzar el lanzamiento del puente, previamente se verifico que el par de vigas deba estar correctamente arriostrado; a partir de aquí se procedió con la instalación de la "Nariz de Izaje". El equipo empleado para el lanzamiento del puente son básicamente tirfors de 4 toneladas de capacidad accionados manualmente. El alineamiento horizontal fue rectificado en cada apoyo, vale decir en los dos estribos, los dos pilares intermedios y en las dos torres, el equipo empleado para ello fueron gatas tipo botella, tacos de madera y rodillos de apoyo.

Una vez colocados los dos pares de vigas en su posición final, se procede con la colocación de diafragmas y arriostres intermedios. A partir de aquí, la instalación de la losa carrozable fue instalada por una tercera compañía que fue también la encargada de la construcción de los estribos y pilares intermedios. Finalmente luego de terminadas las obras civiles se procedió con los retoques y pintado final así como la instalación de las barandas.

### 5.2.3 Procedimiento de Soldadura

El propósito fundamental de la fabricación de la super-estructura metálica soldada de un puente es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos funcionales y estéticos. Las especificaciones y normas aplicadas son AWS D1.5.

Los procedimientos de soldadura aprobados para el presente proyecto fueron los siguientes:

- Soldadura por Arco con Electrodo Revestido (SMAW).
- Soldadura por Arco Sumergido (SAW)
- Soldadura por Arco con Alambre Tubular (FCAW).

A continuación se detalla las especificaciones de los procedimientos aprobados:

### 5.2.3.1 Procedimientos de Soldadura SMAW

a. Soldadura SMAW, A Tope Doble "V", Plano Horizontal.



Proceso: SMAW.

Tipo: A Tope Doble "V".

Posición: Plano Horizontal.

Geometría de la Unión:

- Espesor plancha: 19 – 38 mm.
- Angulo de Bisel: 60°.
- Luz: 3 mm.
- Long. cuello: 2 - 3 mm.

Material a Soldar: Acero ASTM A-572 Gr. 50.

Material de Aporte:

- Especificación AWS: A5.1.
- Clasificación AWS: E7018.

Pre calentamiento:

- Temperatura de pre calentamiento mínima: 65 °C.
- Temperatura entre pases: 65-100 °C.

Técnica Aplicada: Primer pase arrastre, resto oscilación.

Tratamiento térmico Post- Soldadura: N.A.

Limpieza entre Pasadas: Primer pase esmerilado, resto escobillado.

Procedimiento de Soldadura:

Pase	Proceso	Metal Aporte		Corriente (Amp)	Veloc. Avance (cm/min)
		Clase	Diámetro		
1	SMAW	E7018	3.25 mm	120 – 135	20 – 25
2	SMAW	E7018	4.00 mm	195 – 206	23 – 27
3	SMAW	E7018	4.00 mm	175 – 185	23 – 27
(n-1)	SMAW	E7018	4.00 mm	175 – 185	23 – 27
n	SMAW	E7018	4.00 mm	175 – 185	23 – 27

## b. Soldadura SMAW, A Tope Doble V", Plano Vertical (Ascendente).



Proceso: SMAW.

Tipo: A Tope Doble "V".

Posición: Plano Vertical (Ascendente).

Geometría de la Unión:

- Espesor plancha: 19 – 38 mm.
- Angulo de Bisel: 60°.
- Luz: 3 mm.
- Long. cuello: 2 - 3 mm.

Material a Soldar: Acero ASTM A-572 Gr. 50.

Material de Aporte:

- Especificación AWS: A5.1.
- Clasificación AWS: E7018.

Pre calentamiento:

- Temperatura de pre calentamiento mínima: 65 °C
- Temperatura entre pases: 65-100 °C

Técnica Aplicada: Primer pase arrastre, resto oscilación.

Tratamiento térmico Post- Soldadura: N.A.

Limpieza entre Pasadas: Primer pase esmerilado, resto escobillado.

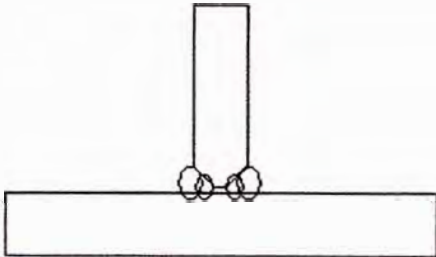
Procedimiento de Soldadura:

Pase	Proceso	Metal Aporte		Corriente (Amp)	Veloc. Avance (cm/min)
		Clase	Diámetro		
1	SMAW	E7018	3.25 mm	115 – 130	7 – 8
2	SMAW	E7018	3.25 mm	120 – 135	9 – 10
3	SMAW	E7018	3.25 mm	110 – 120	6 – 7
Relleno	SMAW	E7018	3.25 mm	120 – 135	8 – 9
Acabado	SMAW	E7018	3.25 mm	110 – 120	7 – 8



### 5.2.3.2 Procedimientos de Soldadura SAW

#### a. Soldadura SAW, Doble Bisel en "T", Plano Horizontal.



Proceso: SAW.

Tipo: Doble Bisel en "T".

Posición: Plano Horizontal.

Geometría de la Unión:

- Espesor ala: 25 - 32 mm.
- Espesor alma: 19 – 25 mm.
- Angulo de Bisel: 45°.
- Luz: 2 - 3 mm.

Material a Soldar: Acero ASTM A-572 Gr. 50.

Material de Aporte:

- Especificación AWS: A5.17
- Clasificación AWS: EL-12
- Nombre Comercial: Flujo POP 175-PS1

Protección:

- Fundente: POP-175
- Gas: N.A.
- Composición: Aglomerado
- Fundente-electrodo (clase): F7AO-EL12

Pre calentamiento:

- Temperatura de pre calentamiento mínima: 65 °C
- Temperatura entre pases: 65-100 °C

Técnica Aplicada: Primer pase arrastre, resto oscilación.

Tratamiento térmico Post- Soldadura: N.A.

Limpieza entre Pasadas: Primer pase esmerilado, resto escobillado.

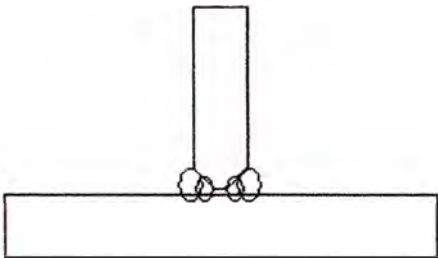
Procedimiento de Soldadura:

Pase	Proceso	Metal Aporte		Corriente (Amp)	Veloc. Avance (cm/min)
		Clase	Diámetro		

1	SAW	F7A0-EL12	2.5 mm	440 – 460	27 – 28
2	SAW	F7A0-EL12	2.5 mm	480 – 520	27 – 28
3	SAW	F7A0-EL12	2.5 mm	540 – 550	26 – 28
4	SAW	F7A0-EL12	2.5 mm	470 – 490	26 – 28

### 5.2.3.2 Procedimientos de Soldadura FCAW

#### a. Soldadura FCAW, Doble Bisel en "T", Plano Horizontal.



Proceso: FCAW.

Tipo: Doble Bisel en "T".

Posición: Plano Horizontal.

Geometría de la Unión:

- Espesor ala: 16 - 25 mm.
- Espesor alma: 9 – 16 mm.
- Angulo de Bisel: 45°.
- Luz: 2 - 3 mm.

Material a Soldar: Acero ASTM A-572 Gr. 50.

Material de Aporte:

- Especificación AWS: A5.20.
- Clasificación AWS: E71T-1.

Protección:

- Fundente: Gas
- Gas: Mezcla
- Composición: 80% Argón, 20% CO2

Pre calentamiento:

- Temperatura de pre calentamiento mínima: 65 °C
- Temperatura entre pases: 65-100 °C

Técnica Aplicada: Primer pase arrastre, resto oscilación.

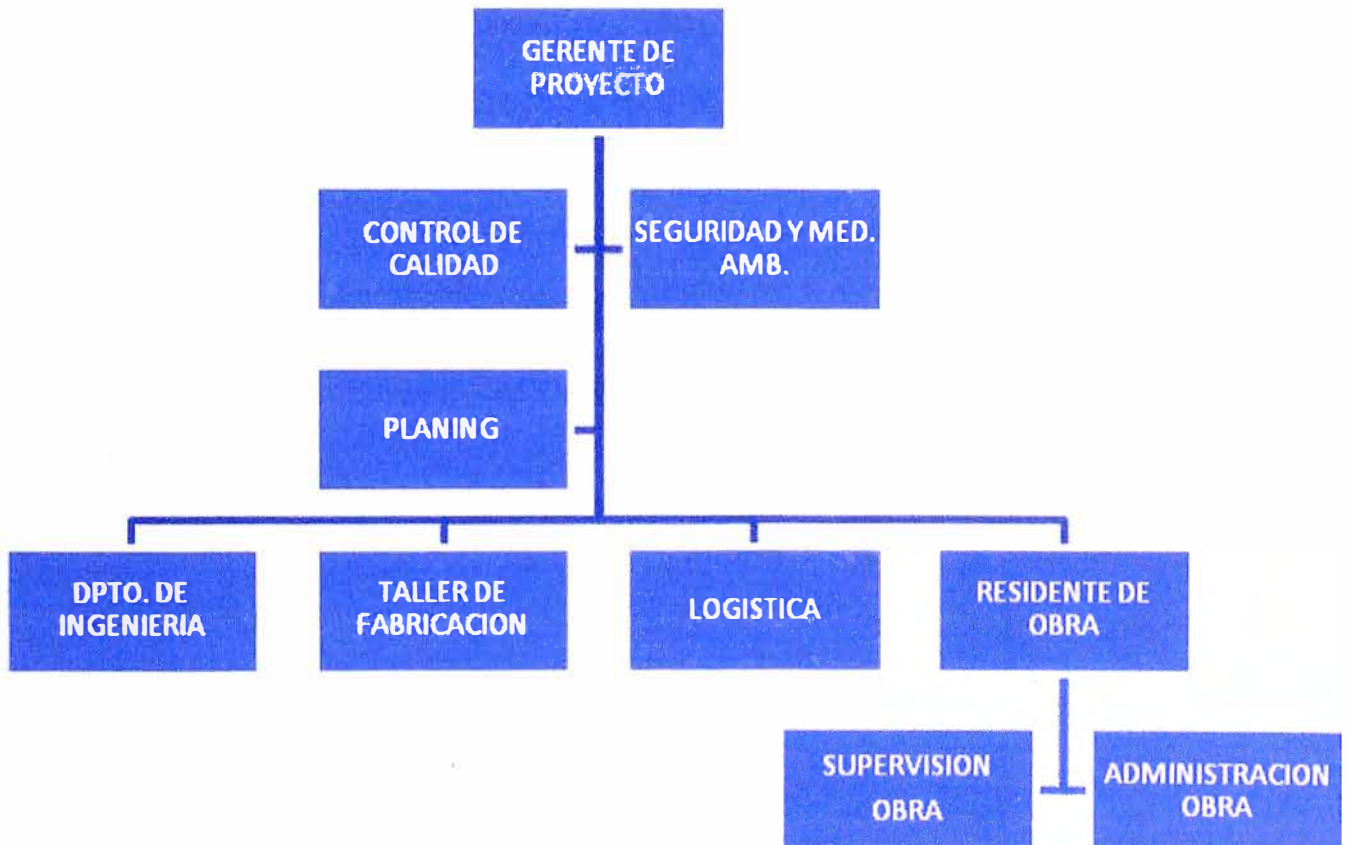
Tratamiento térmico Post- Soldadura: N.A.

Limpieza entre Pasadas: Primer pase esmerilado, resto escobillado.

Procedimiento de Soldadura:

Pase	Proceso	Metal Aporte		Corriente (Amp)	Veloc. Avance (cm/min)
		Clase	Diámetro		
1	FCAW	E71T-1	1.6 mm	200 – 220	12 – 14
2	FCAW	E71T-12	1.6 mm	180 – 195	8 – 10
3	FCAW	E71T-1	1.6 mm	200 – 220	12 – 14
4	FCAW	E71T-1	1.6 mm	180 – 195	8 – 10

### 5.3. ORGANIGRAMA DEL PROYECTO



#### 5.4. CRONOGRAMA DE EJECUCION

La Gestión de Proyectos también conocida como Administración de proyectos es la disciplina de organizar y administrar recursos de manera tal que se pueda culminar todo el trabajo requerido en el proyecto dentro del alcance (esta disciplina normalmente se ha utilizado en países del primer mundo), el tiempo, y costo definidos. Un proyecto es un esfuerzo temporal, único y progresivo, emprendido para crear un producto o un servicio también único, en este caso específico se trata de la construcción de un puente carrozable tipo mixto.

La creación de un proyecto demanda que quien asume la responsabilidad de su dirección y concreción vierta todo aquello fundamental y necesario para lograr que este llegue a buen puerto. Un cronograma ayudará por supuesto a organizar tanto en tiempo y en forma aquello que se propone.

El primer paso para la confección del cronograma es el desarrollo de una estructura de descomposición del trabajo, la estimación de los esfuerzos que se necesitarán para el desarrollo y logro de cada tarea y también una lista en la cual se consignen la disponibilidad de recursos para cada uno.

Dado que el cronograma básicamente lo que hace es proponer estimaciones de tiempo para el logro de cada objetivo que se propone, en la actualidad y gracias al fabuloso desarrollo de las herramientas informáticas, existen muchos programas de computación que facilitan el cálculo tedioso de los tiempos, porque realizan cronogramas de proyectos, calculando automáticamente los tiempos en cuestión.



## 5.5. EQUIPOS DE FABRICACION Y MONTAJE

### 5.5.1 Principales Equipos para Fabricación en Taller

- Grúa Pórtico Hitachi, capacidad 10 Ton.	01 Unid.
- Grúa Puente Demag, capacidad 5 Ton.	05 Unid.
- Cabina de Granallado Automático Clemco 7x4x4m.	01 Unid.
- Granalladora Automática de Perfiles de 600x1200mm.	01 Unid.
- Compresora Estacionaria Sullair 242 ACFM, 50 HP, 110PSIG.	02 Unid.
- Pantógrafo de Corte Automático de 3x12m.	01 Unid.
- Taladro CNC BLD 760/3.	01 Unid.
- Biseladora de Plancha OD GBM-18.	01 Unid.
- Taladro Radial CESPEL RF 22B 2"x1600mm.	01 Unid.
- Taladro Radial Stanko 1¼x800mm.	01 Unid.
- Prensa Hidráulica, capacidad 80 Ton.	01 Unid.
- Cizalla Punzonadora Múltiple Eléctrica Pendinghouse 5kW.	01 Unid.
- Generador Eléctrico Leroy 220/440V.	01 Unid.
- Equipo de Soldar por Arco Sumergido SAW.	03 Unid.
- Maquinas de Soldar Inversoras Multipropósito de 500Amp.	06 Unid.
- Maquinas de Soldar Arco Eléctrico Convencional 400Amp.	06 Unid.
- Equipo de Pintura Airless Gracco	02 unid.

### 5.5.2 Principales Equipos para Montaje en Sitio

- Camión Grúa Chevrolet-Hiab, capacidad 8 Ton.	01 Unid.
- Grupo Electrónico de 90 kW Diesel Perkins.	01 Unid.
- Maquinas de Soldar Inversoras Multipropósito de 500Amp.	03 Unid.
- Maquinas de Soldar Arco Eléctrico Convencional 400Amp.	03 Unid.
- Maquina de Corte por Plasma Oerlikon Mod. Arc 155.	01 Unid.
- Carro de Corte Semiautomático Oxiacetilénico AGA X-100.	01 Unid.
- Tarraja Eléctrica Automática Ridgid, Modelo 535.	01 Unid.
- Taladro Base Magnética Skill 1¼"Ø.	02 Unid.
- Tecele para Cable Tirfor de 4 Ton.	04 Unid.
- Tecele para Cable Tirfor de 2 Ton.	02 Unid.

- Tecele de Cadena 5 Ton. Columbus.	01 Unid.
- Tecele de Cadena 3 Ton. Columbus.	01 Unid.
- Gata Hidráulica Tipo Botella.	10 Unid.
- Tortugas de Maniobra 20 Ton.	12 Unid.
- Equipo de Pintura Airless Debilbis	02 Unid.
- Cuerpo de Andamio Metálico 2x2x3m.	20 Unid.
- Estación Total Topográfica	01 Unid.



## CONCLUSIONES

De los diferentes procesos de fabricación y montaje vistos en el presente informe se tiene que la soldadura es el proceso más regulado, por esta razón es necesario tener los procedimientos debidamente normalizados y sustentados en códigos internacionales que involucren las múltiples variables que intervienen en dicho proceso de soldadura; empezando por el recurso humano (soldadores) debidamente acreditados y preparados, materiales certificados y de la calidad requerida y finalmente los equipos de soldeo debidamente calibrados.

La calificación y certificación de los procedimientos de soldadura y soldadores constituyen la mejor manera de asegurar que las uniones soldadas van a poseer las propiedades mecánicas necesarias para un comportamiento adecuado en servicio. El control de calidad mediante el empleo de Ensayos No Destructivos (END) es de suma importancia para verificar la no existencia de fallas en las uniones y con ello obtener la confiabilidad y seguridad requerida.

Con referencia al montaje del puente, los principales factores que hicieron factible la reducción de costos de esta partida fueron: primero que se consideró el subcontrato de la mano de obra por este servicio a un costo de 0.25 US\$/kg, siendo que en la partida presupuestal estaba considerada ejecutarlo con personal de la empresa a un costo estimado de 0.31 US\$/kg; el segundo factor fue el empleo de cargador frontal en vez de camión-grúa para los trabajos de recepción y manipuleo de las vigas. En resumen el costo de esta actividad en global se vio reducida en alrededor de 14,000.00 US\$ por estos cambios que fueron planteados en sitio.

Según lo indicado en el Manual de Diseño de Carreteras del MTC del Perú, en su capítulo 3, sección 305, en lo referente a Secciones Transversales Especiales, se requiere que el ancho mínimo de las veredas para puentes deben ser de 0.75 m como mínimo, sin embargo el diseño considero un ancho de solo 0.60 m. Adicionalmente dicho documento requiere también que las veredas sean separadas de la berma por barreras, en este sentido tampoco se considero ningún tipo de barrera.

## **ANEXOS**

## **ANEXO A: FOTOS DE SECUENCIA DE EJECUCION**

### **A.1. INTRODUCCION**

En el presente anexo se muestra mediante fotografías las diferentes etapas constructivas del proyecto en las que se pueden apreciar la progresión de los trabajos así como los detalles respectivos durante cada etapa del proyecto.

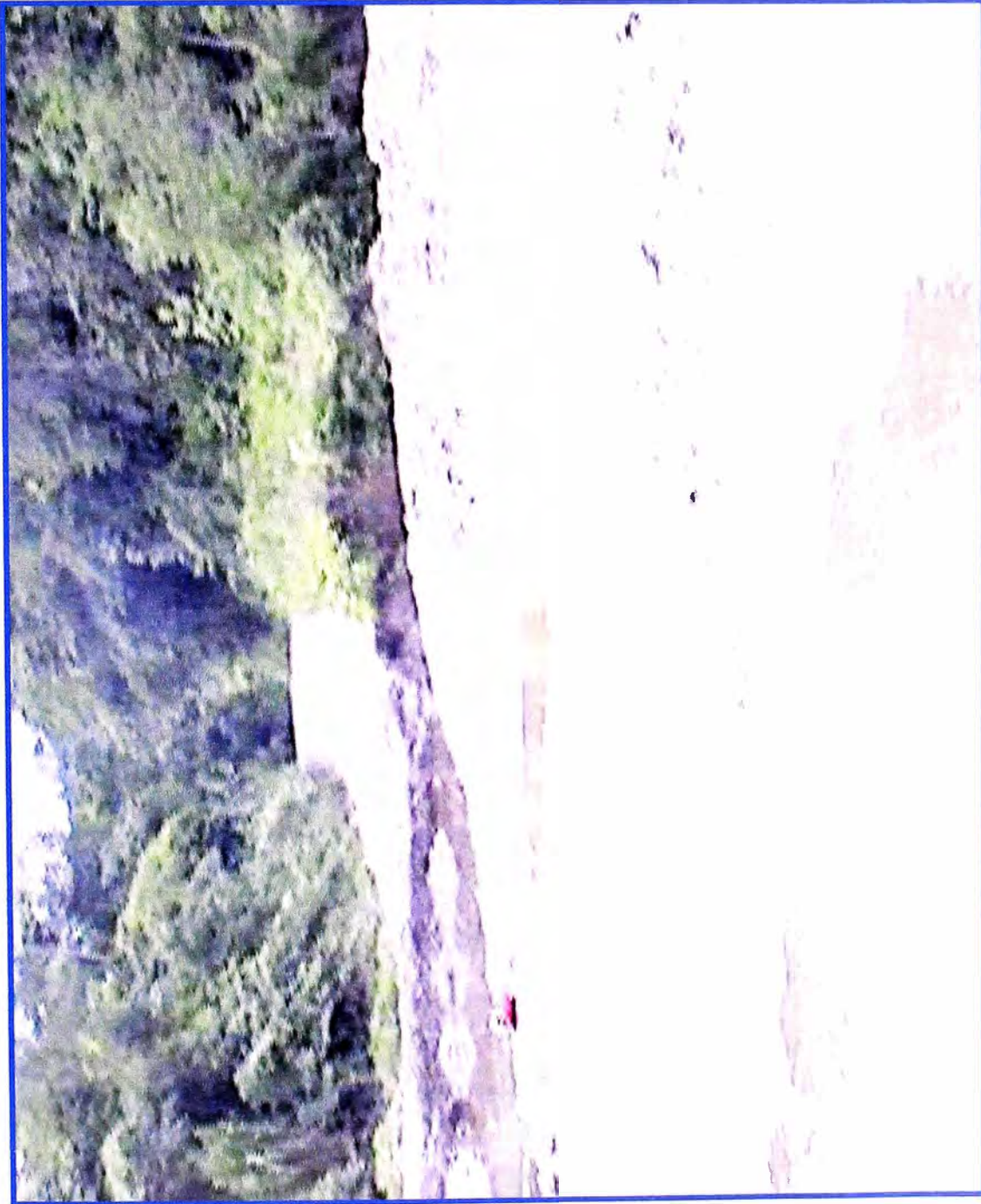
A.2. Sitio Antes de Ejecución de Obra; las fotos muestran la zona de trabajo previa a la realización de cualquier actividad, el objetivo de la visita preliminar fue considerar las facilidades en obra así como la disposición física de los diferentes recursos en el mismo.

A.3. Fabricación; en este caso las fotos muestran los detalles de cada componente conforme fueron fabricados en taller y recepcionados en obra.

A.4. Habilitado en Obra; las fotos de las actividades respectivas muestran como se fue armando la super-estructura a un lado del puente, que finalmente se realizo en dos etapas.

A.5. Montaje en Sitio; el lanzamiento de la super-estructurase detalla a partir de la confección de la nariz de lanzamiento y la instalación de los apoyos intermedios conforme lo indicado en la fotos respectivas.

A.2. SITIO ANTES DE EJECUCION DE OBRAS



**Foto No. A.02.01: Vista Camino a Mazuko.**



Foto No. A.02.02: Vista Aguas Abajo.



Foto No. A.02.03: Vista Camino a Inambari.



**Foto No. A.02.04: Vista Camino de Mazuko a Inambari (Futura Ubicación de Puente).**



A.3. FABRICACION



**Foto No. A.03.01: Refuerzos y Stud Bolts son Instalados en Taller.**



**Foto No. A.03.02: Los Tramos son Fabricados con Destajes en la Zona de Empalme.**



**Foto No. A.03.03: Los Tramos son Codificados en Taller.**



**Foto No. A.03.04: Los Tramos de Vigas son Fabricados para que los Empalmes en Obra sean en “Z”.**



**Foto No. A.03.05: Los Tramos son Fabricados en Longitudes de 9 metros.**

A.4. HABILITADO EN OBRA



**Foto No. A.04.01: Los Tramos son Descargados con Cargador Frontal.**





**Foto No. A.04.02: Los Tramos son Manipulados y Llevados a la Zona de Ensamble con Cargador Frontal.**



**Foto No. A.04.03: Los Tramos son Alineados con Tacos de Madera.**



Foto No. A.04.04: Las Zonas de Empalme (Soldeo) son protegidas de la Lluvia.



Foto No. A.04.05: Vista Posterior de 1er Par de Vigas Completamente Ensambladas.



**Foto No. A.04.06: Vista Superior de 1er Par de Vigas Completamente Ensambladas.**



Foto No. A.04.07: Vista de Nariz de Lanzamiento ya Instalada en 1er par de Vigas.

A.5. MONTAJE EN SITIO



Foto No. A.05.01: Vista Superior del Conjunto Nariz de Lanzamiento y 1er Par de Vigas.





Foto No. A.05.02: Vista Panorámica de Estribos, Pilares Intermedios y Torres de Madera.



**Foto No. A.05.03: Vista de lanzamiento 1er par de Vigas a Primer Pilar Intermedio.**



**Foto No. A.05.04: Vista 1er Par de Vigas Completamente Apoyadas en primer Pilar Intermedio.**



**Foto No. A.05.05: Vista Inferior de Lanzamiento de 1er Par de Vigas.**



Foto No. A.05.06: Vista Posterior de Lanzamiento de 1er Par de Vigas.



**Foto No. A.05.07: Vista de Lanzamiento de 1er par de Vigas Apoyadas sobre Segundo Pilar Intermedio.**



**Foto No. A.05.08: Vista de Lanzamiento de 1er par de Vigas al 75% en el Estribo de Lanzamiento.**



**Foto No. A.05.09: Vista Lanzamiento 1er par de Vigas al 75% en el Estribo de Llegada.**





**Foto No. A.05.10: Vista Lanzamiento 1er Par de Vigas casi Culminada.**



Foto No. A.05.11: Vista Panorámica de Estribos, Pilares Intermedios y Torres de Madera.

A.6 SITIO DESPUES DE CONCLUIDO MONTAJE



**Foto No. A.06.01: Vista Superior de Puente desde el Estribo.**



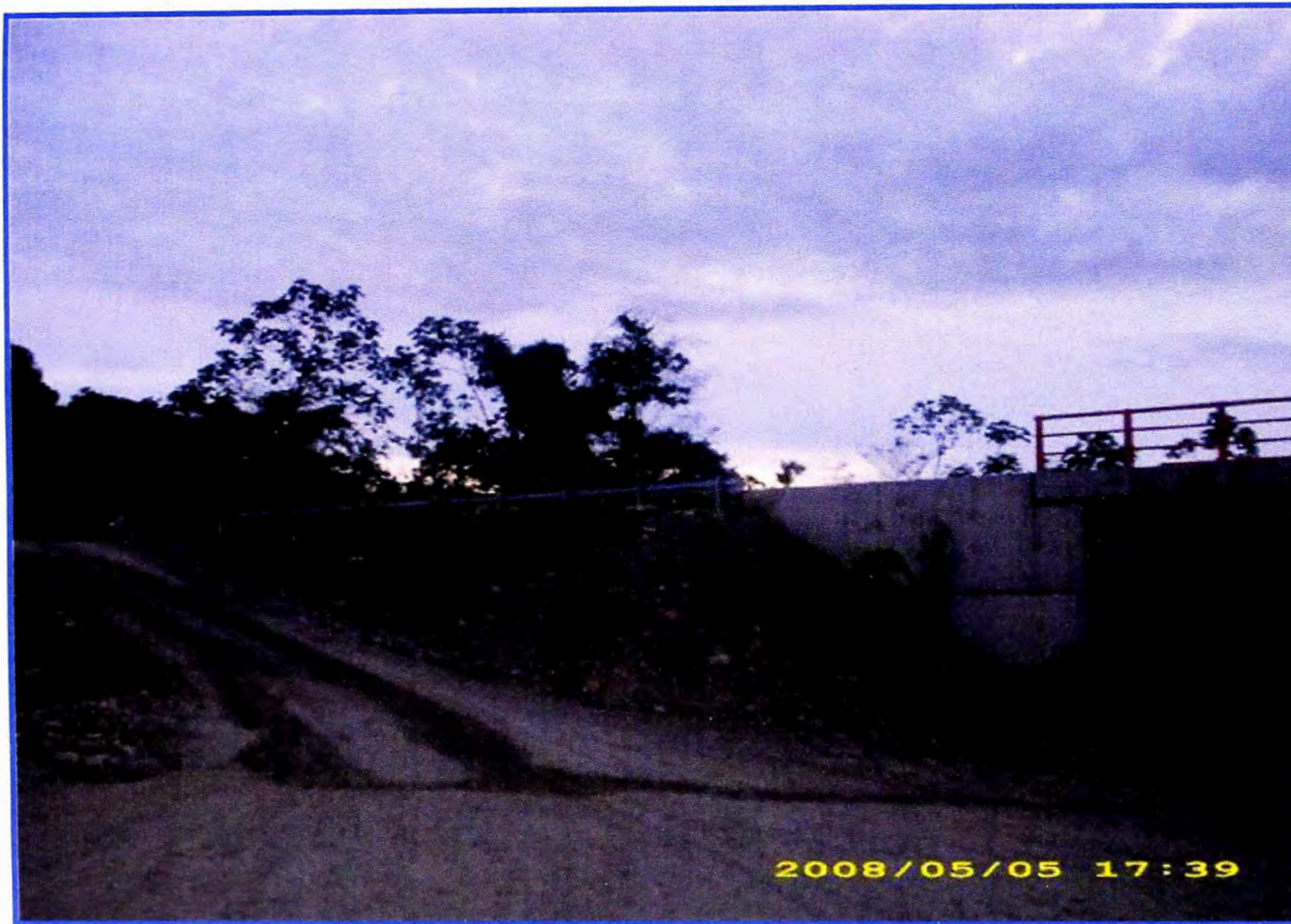
**Foto No. A.06.02: Vista Lateral de Puente desde el Estribo.**



**Foto No. A.06.03: Vista Inferior de Super-Estructura de Puente.**



**Foto No. A.06.04: Vista Panorámica de Puente.**



**Foto No. A.06.05: Vista de Estribo de Puente (Lado Camino a Mazuko).**





**Foto No. A.06.06: Vista Inferior de Puente desde el Estribo.**

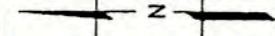
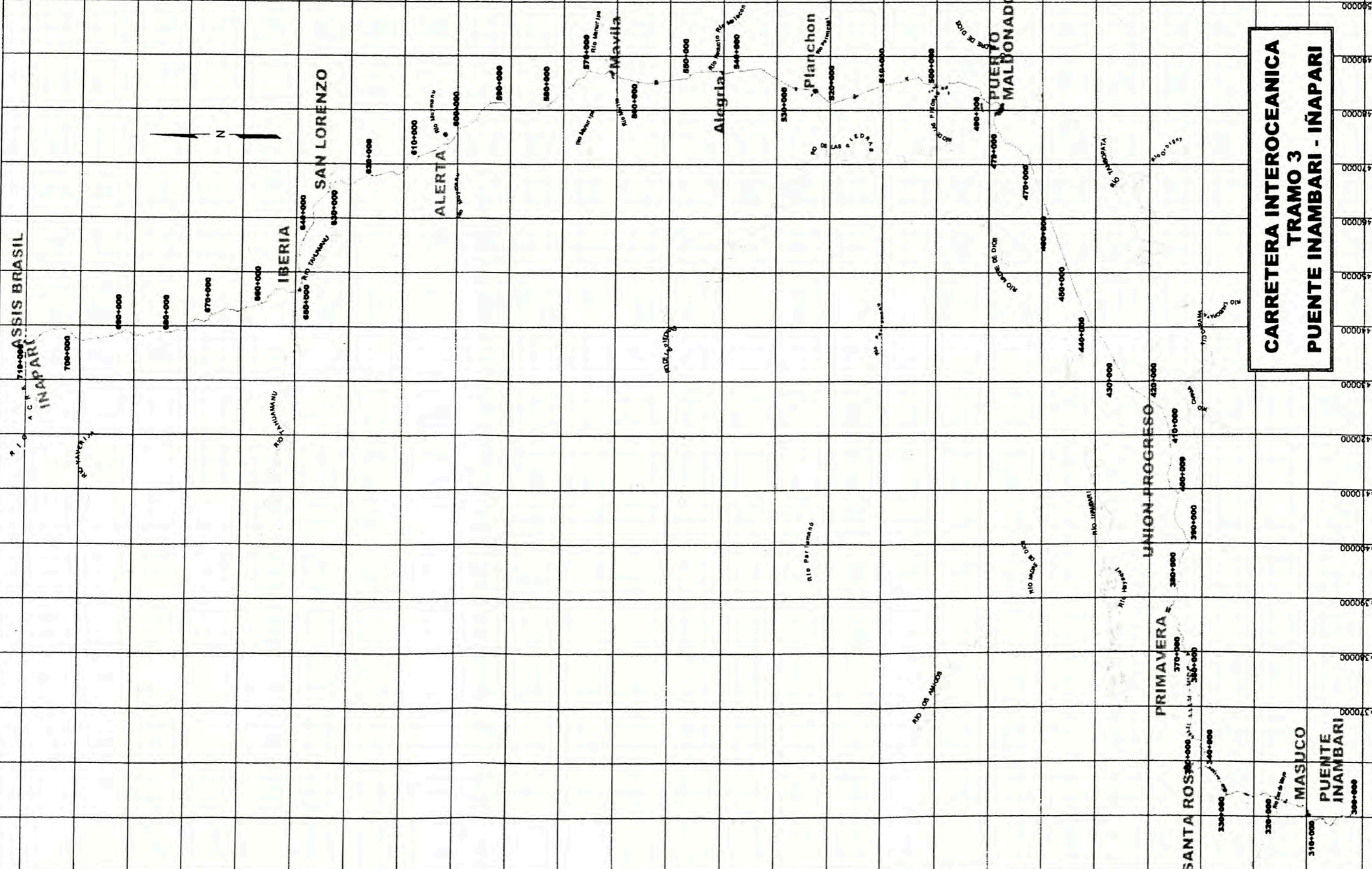
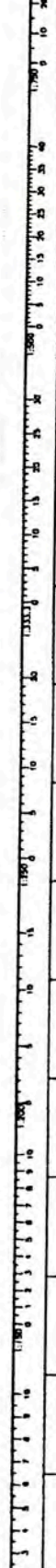
## **ANEXO B: PLANOS DE CONSTRUCCION**

### **B.1. INTRODUCCION**

En el presente anexo se muestran los planos de construcción tanto para la obra estructural como para las obras civiles, siendo ambas parte fundamental del proyecto.

Los planos necesarios para la ejecución de un puente en forma general y como una orientación son los siguientes: a). Plano general en el que se presentan, la elevación, planta y sección transversal típica del conjunto de la obra; b) Plano de formas o encofrados de la superestructura (caso de hormigón armado o pretensado) mostrándose, vistas detalles y corles con todas sus dimensiones y acotados; c) Plano de armadura de la superestructura (caso de hormigón armado o pretensado) mostrando toda la “enfierradura” con su planilla y posiciones de los fierros, o en caso de pretensado con el detalle de cables y anclajes; d) Plano de encofrados de la infraestructura con las mismas aclaraciones que para el inciso b; e) Si la infraestructura es en hormigón armado, se detallará también su plano de armadura con aclaraciones similares a las del inciso c; f) Plano de detalles en el que se muestran, postes, pasamanos, juntas de dilatación, aparatos de apoyo, drenajes, etc; g) Plano de obras adicionales, como ser defensivos, protección de terraplenes, prolongación de aleros, alcantarillas adicionales y en fin todo aquello que vaya vinculado con la seguridad del puente.

B.2. PLANO DE UBICACIÓN GENERAL



**CARRETERA INTEROCEANICA  
TRAMO 3  
PUENTE INAMBARI - INAPARI**

1	2	3	4	5	6	7	8	9
170000	175000	180000	185000	190000	195000	200000	205000	210000
300+000	310+000	320+000	330+000	340+000	350+000	360+000	370+000	380+000
390+000	400+000	410+000	420+000	430+000	440+000	450+000	460+000	470+000
480+000	490+000	500+000	510+000	520+000	530+000	540+000	550+000	560+000
570+000	580+000	590+000	600+000	610+000	620+000	630+000	640+000	650+000
660+000	670+000	680+000	690+000	700+000				



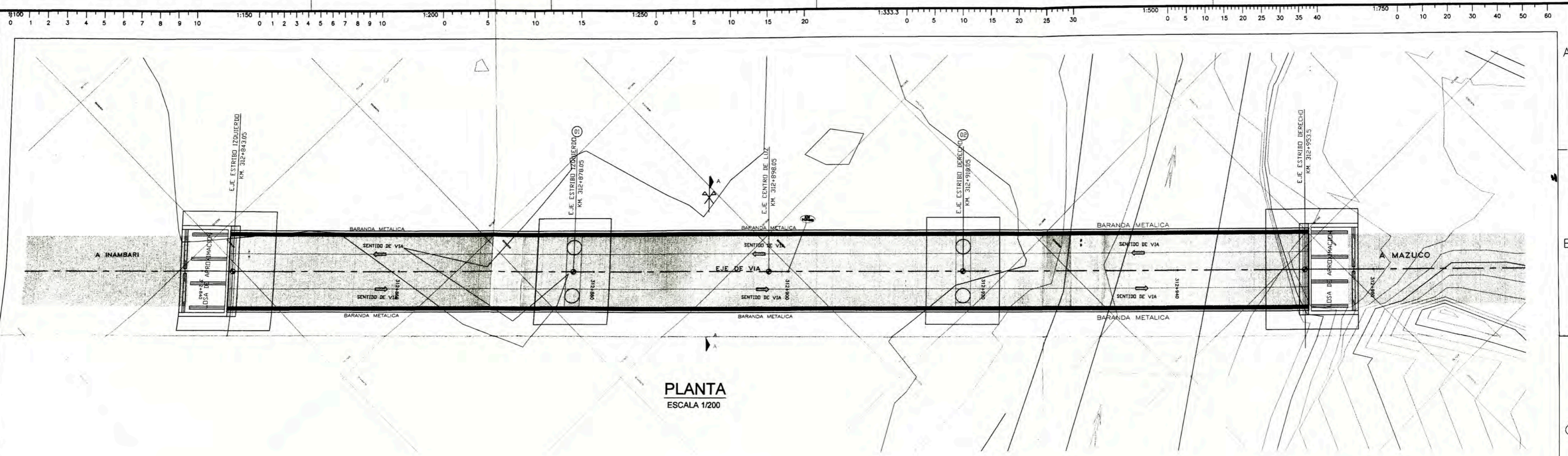
NO.	FECHA	DESCRIPCION

NO.	FECHA	DESCRIPCION

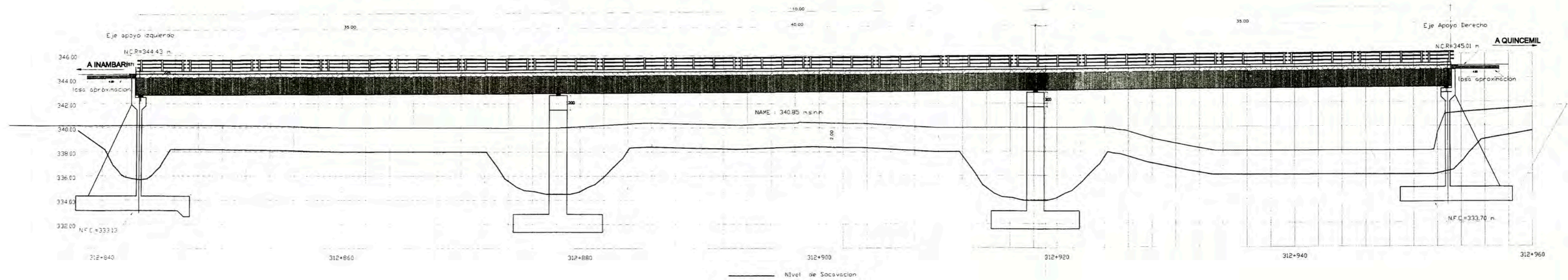
PROYECTO OMBRE VAL. INTEROCEANICO S.M. - TRAMO 3 (CON.)

PLANO UBICACION GENERAL

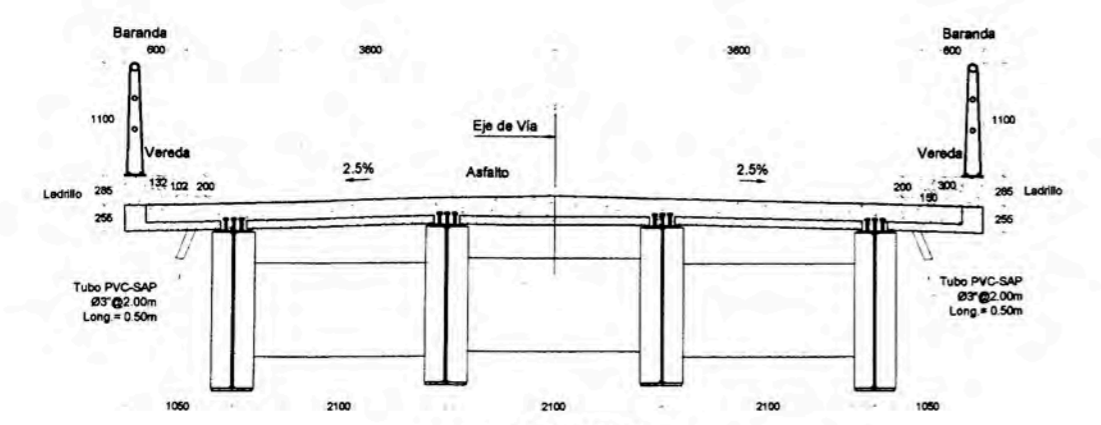
**B.3. VISTA GENERAL – CODIGO: 000-T3-PT-0093-R00-D**



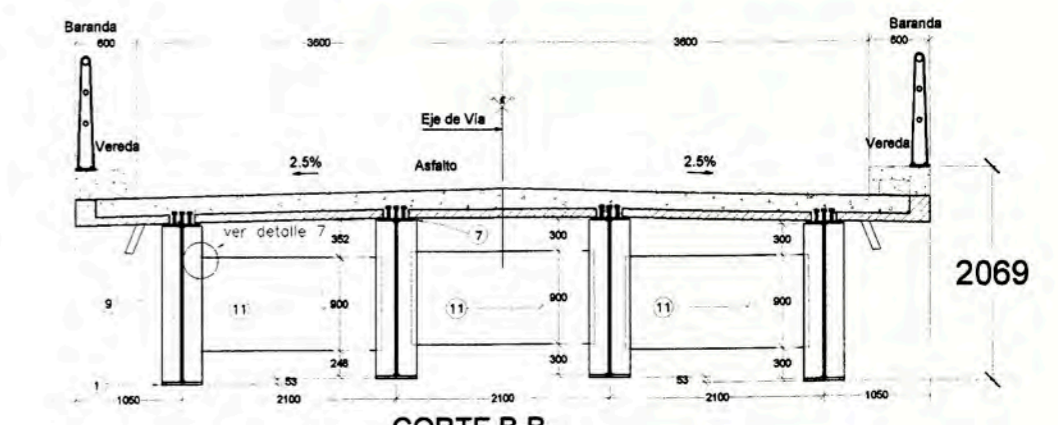
PLANTA  
ESCALA 1/200



SECCION LONGITUDINAL  
ESCALA 1/175



CORTE A-A  
SECCION TRANSVERSAL EN EJES  
ESC 1/50



CORTE B-B  
SECCION TRANSVERSAL EN EL CENTRO  
ESC: 1/50

NOTA:

- 1.- Dimensiones en metros (m) y niveles en metros sobre el nivel del mar
- 2.- La superficie del terraplén deberá ser protegida con vegetación por hidrosiempra
- 3.- Además de las informaciones contenidas en todos los planos que componen el proyecto de este puente, se debe observar lo indicado en los correspondientes informes y especificaciones técnicas de la ingeniería de detalle
- 4.- Ver detalles en planos:

- 000-T3-PT-0127-R00-D
- 000-T3-PT-0128-R00-D
- 000-T3-PT-0129-R00-D

CONCEDENTE :  
**MTCA**  
Ministerio de Transportes y Comunicaciones

CONCESIONARIO:  
**IRISA SUR**

CONSTRUCTOR :  
**CONIRSA**  
**ODERBRECHT**  
Ingeniería y Construcción

PROYECTISTA :  
**CVI**

DISEÑO: Pg. VLADIMIR HERRERA  
Pg. FRANCISCO TAPE  
DIBUJO: E.V.S.O.  
REVISADO: Pg. EDUARDO CORONADO  
APROBADO: Pg. A. WANDERLEY

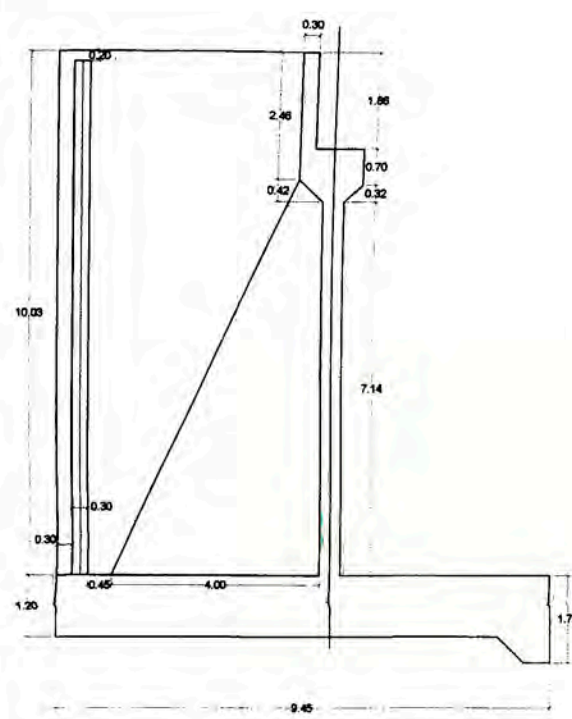
REVISIONES	
N°	FECHA

CONSULTOR :  
**2069**

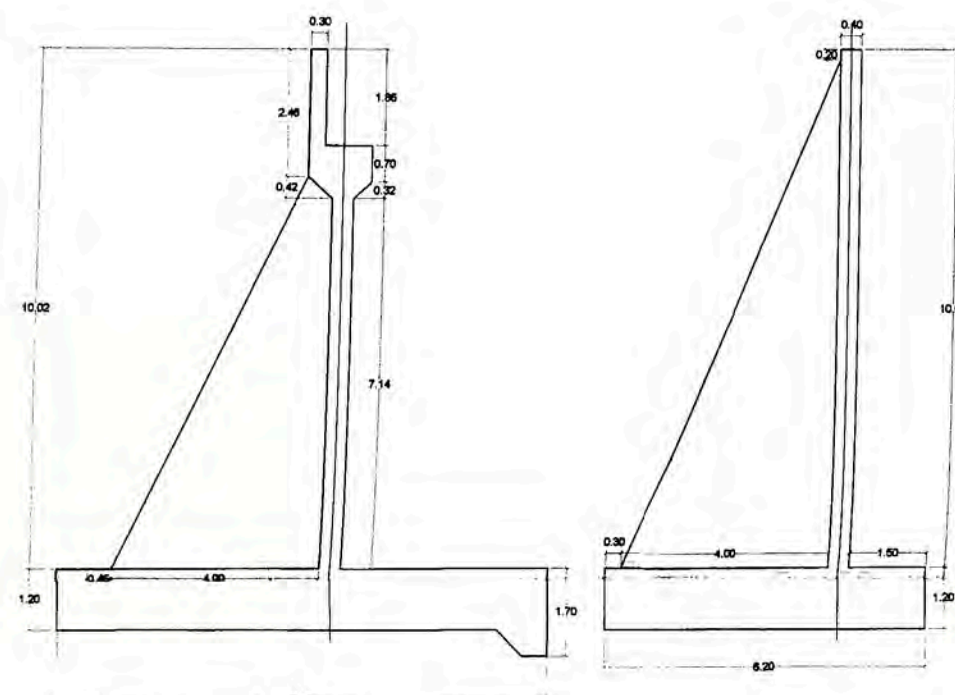
PROYECTO CORREDOR VIAL INTEROCEANICO SUR TRAMO 3  
OBRAS DE ARTE ESPECIALES  
PUENTE CHIFORONGO  
KM 312+898  
VISTA GENERAL

ESCALA : INDICADA  
FECHA : ABRIL 2006  
CODIGO :  
000-T3-PT-0093-R00-D

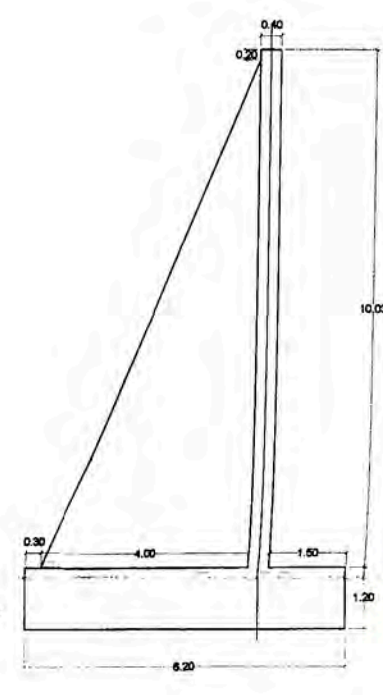
B.4. ENCOFRADOS ESTRIBOS Y PILARES – CODIGO: 000-T3-PT-0094-R00-D



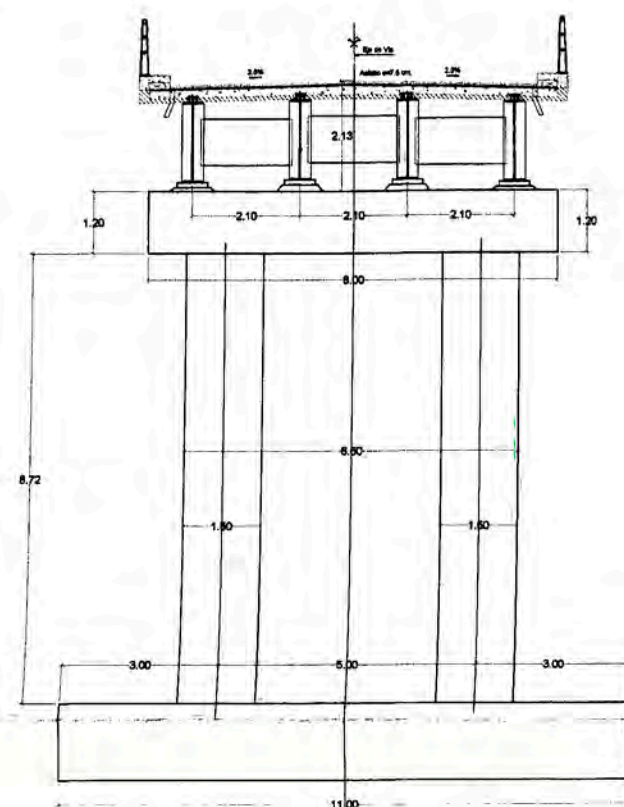
ELEVACION LATERAL  
ESC: 1:100



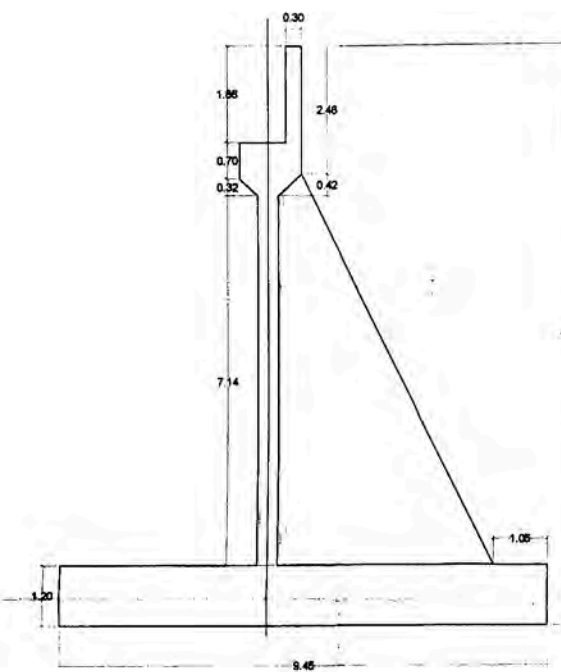
SECCION TIPICA  
ESC: 1:100



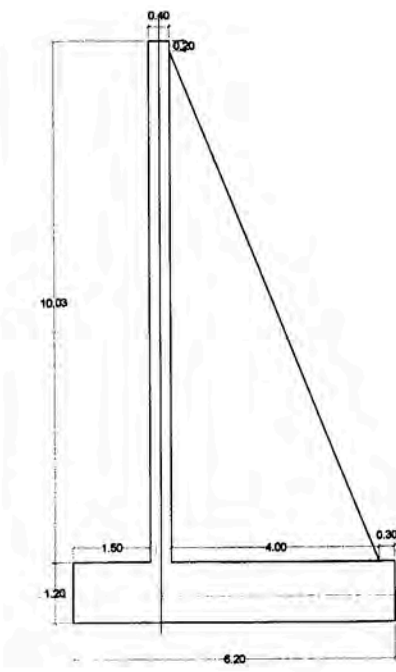
SECCION TIPICA LATERAL  
ESC: 1:100



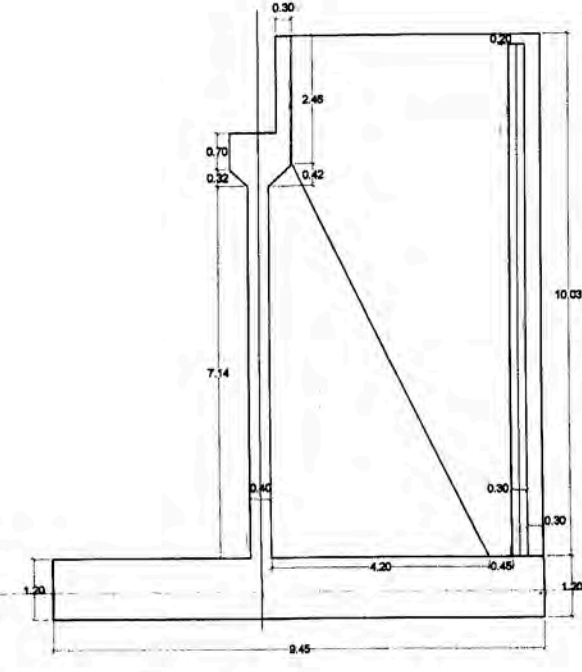
DETALLE ENCOFRADO DE PILAR  
ESC: 1/100



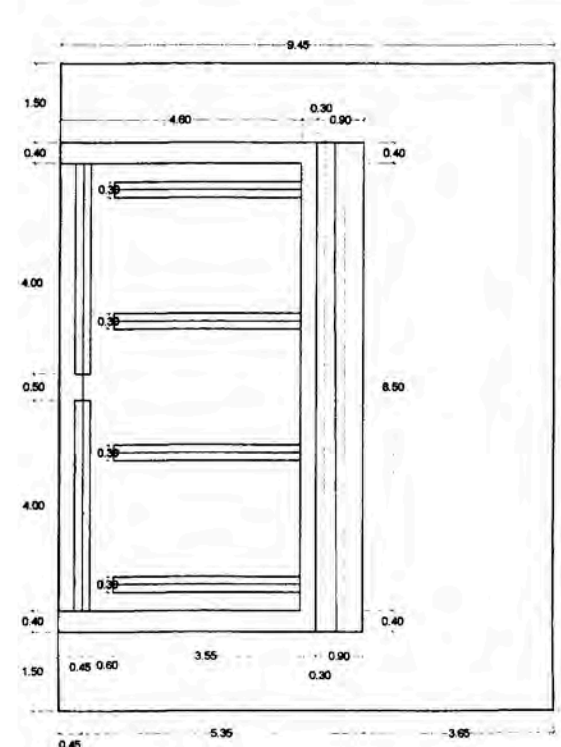
SECCION TIPICA  
ESC: 1:100



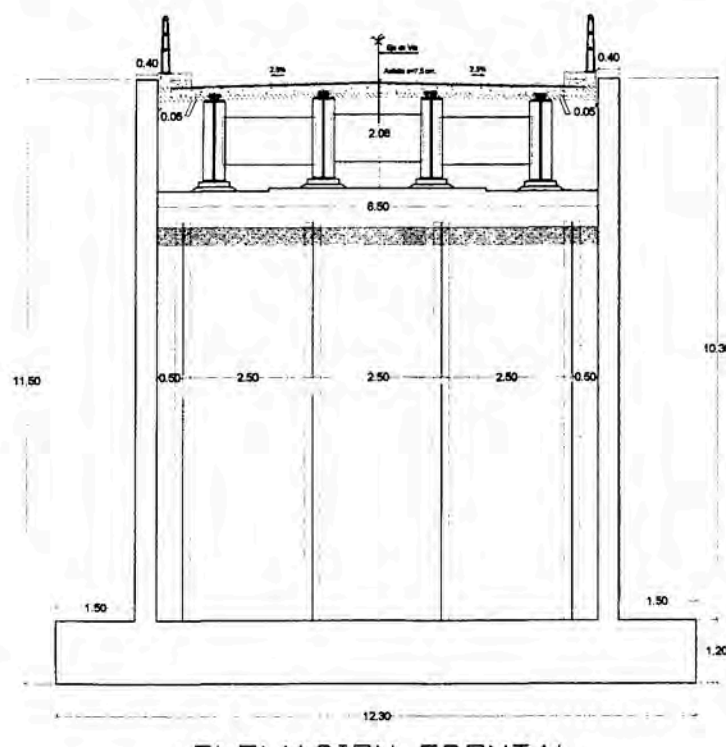
SECCION TIPICA LATERAL  
ESC: 1:100



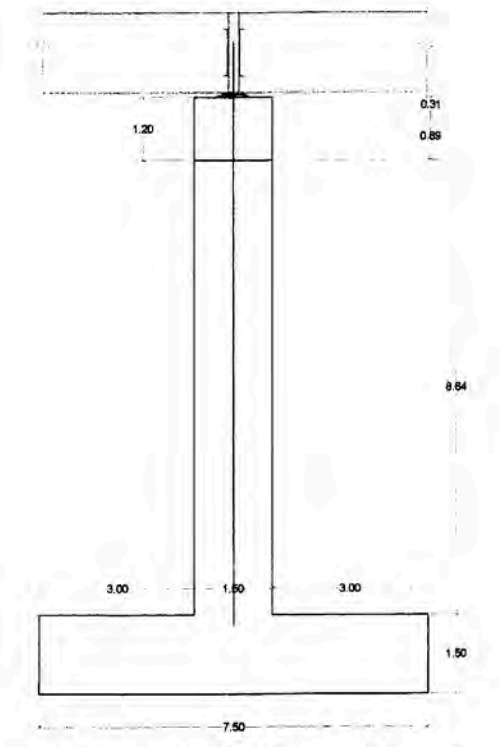
ELEVACION LATERAL  
ESC: 1:100



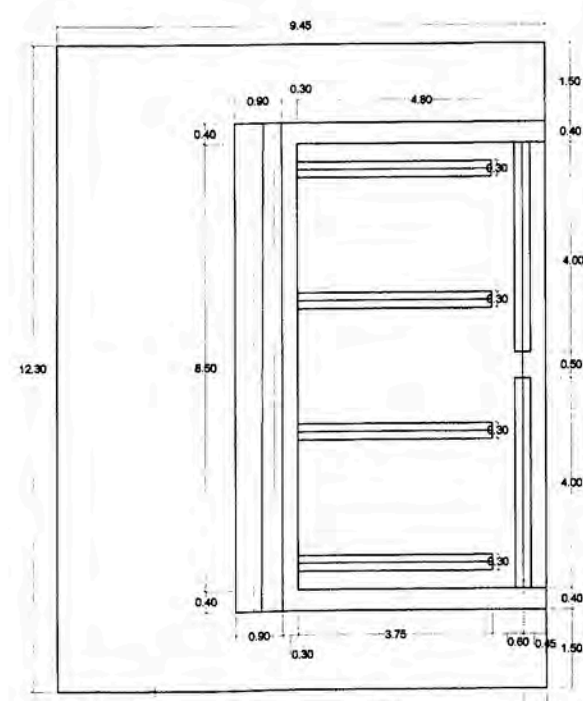
PLANTA  
ESC: 1:100



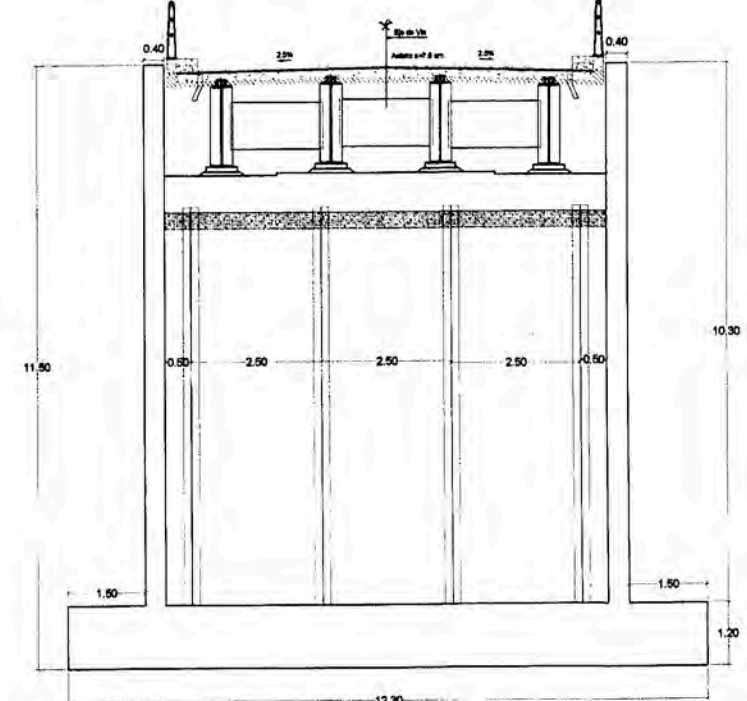
ELEVACION FRONTAL  
ESC: 1:100



VISTA LATERAL PILAR  
ESC: 1/100



PLANTA  
ESC: 1:100



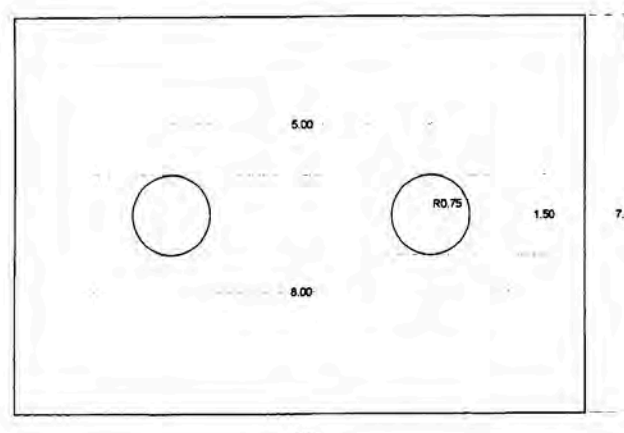
ELEVACION FRONTAL  
ESC: 1:100

ENCOFRADO ESTRIBO IZQUIERDO

ENCOFRADO ESTRIBO DERECHO

RESUMEN DE METRADOS EN ESTRIBOS					
Item	Descripción	E. Derecho	E. Izquierdo	Total	Und
01	Excavación	1 023.11	1 194.33	2 217.44	m3
02	Concreto C:H 1:12 E=10cm-solado	116.24	116.24	232.47	m2
03	Concreto f <sub>c</sub> =210kg/cm <sup>2</sup>	234.08	232.43	466.51	m3
04	Encofrados y desencofrado	665.40	538.90	1204.30	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	25 098.48	25 098.48	50 196.96	kg

RESUMEN DE ARMADURA ESTRIBOS		
Ø	CANTIDAD	PESO
1/2"	678	6 040.98
5/8"	234	3 264.30
3/4"	1206	24 312.96
1"	464	18 578.72
TOTAL		50 196.96 kg



DETALLE PILAR  
ESC: 1/100

ENCOFRADO DE PILAR

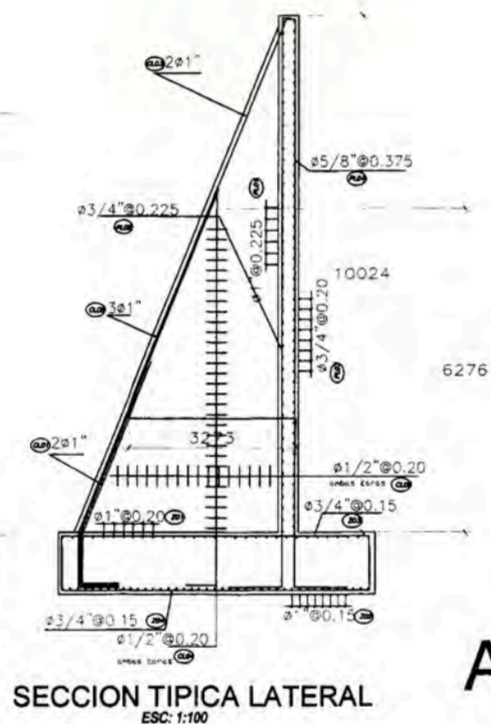
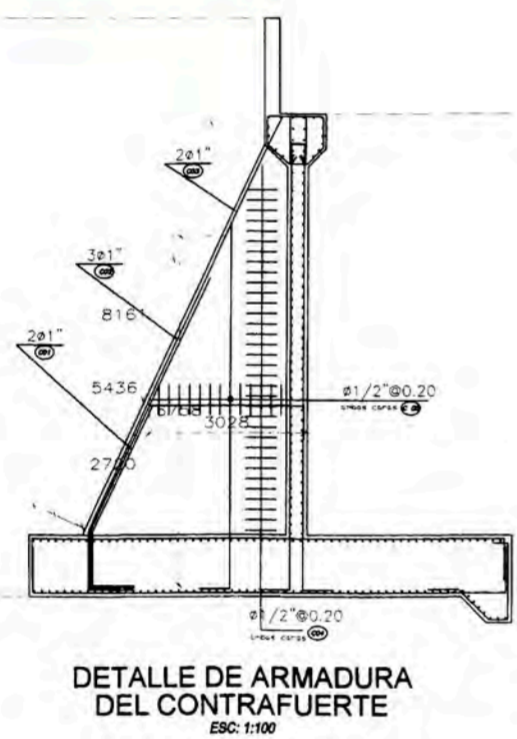
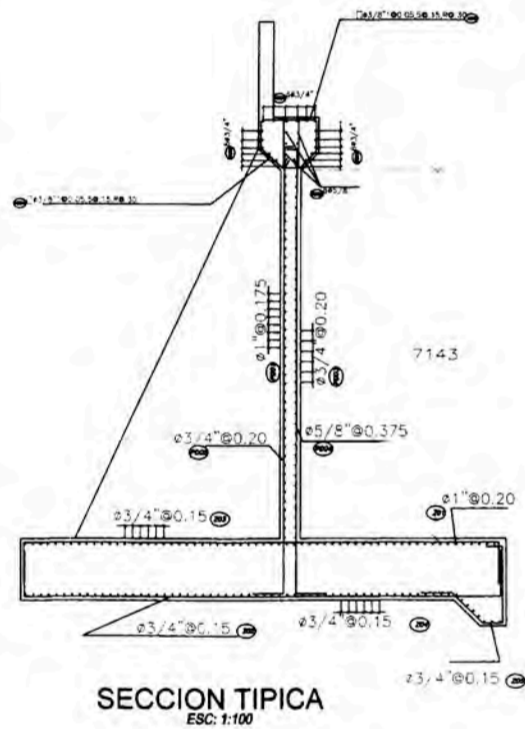
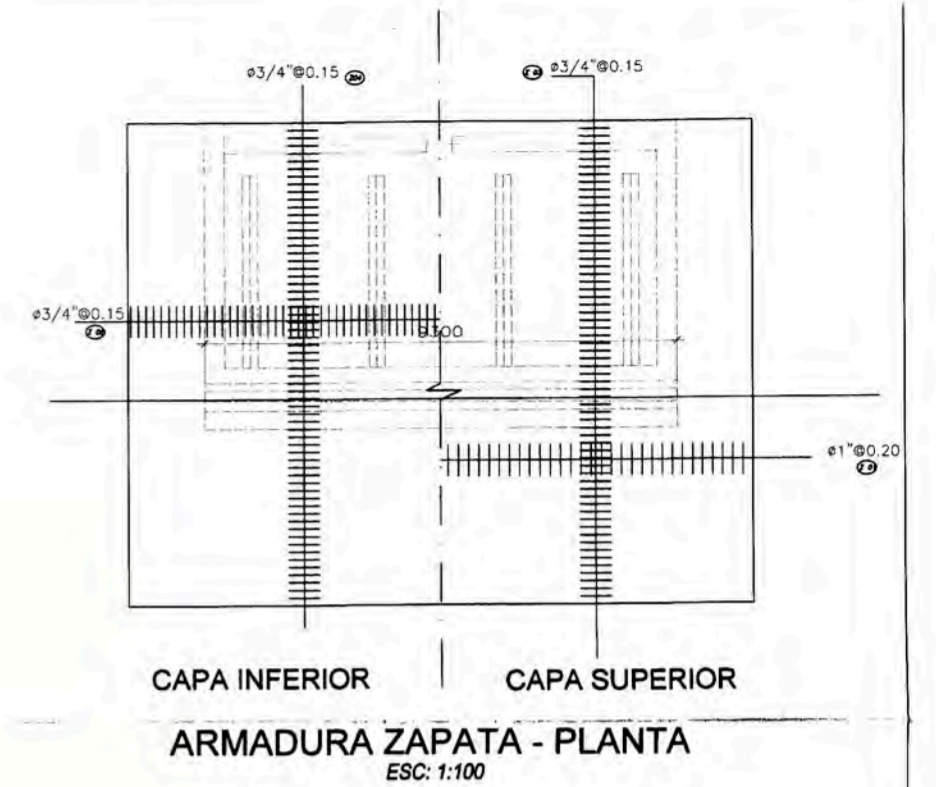
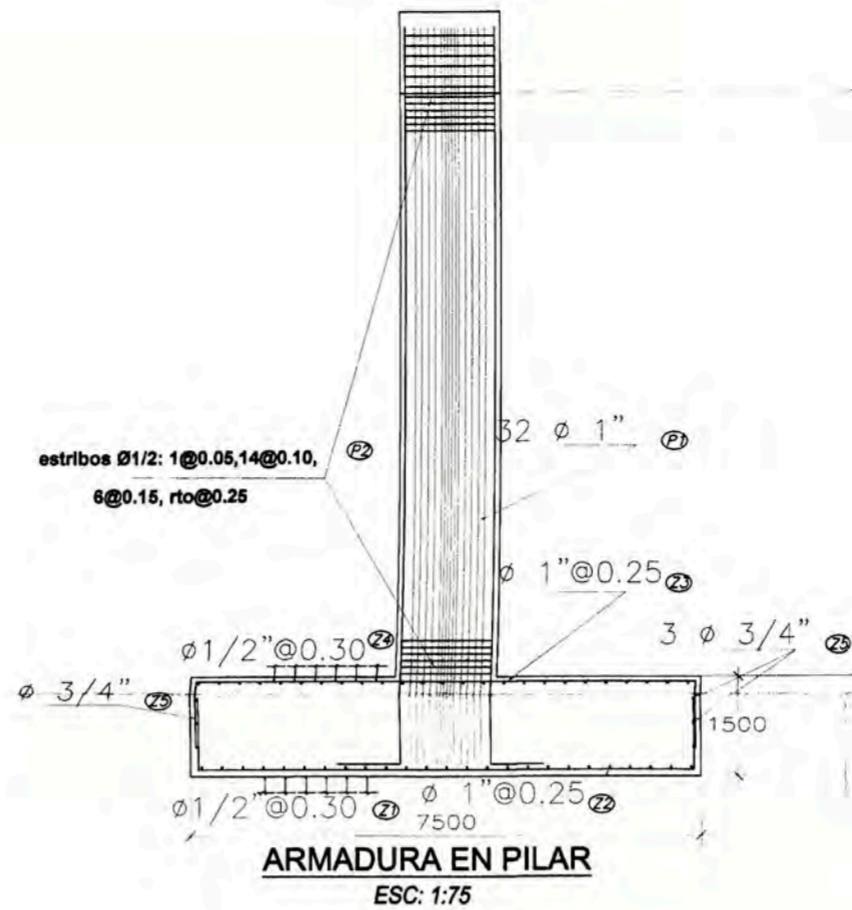
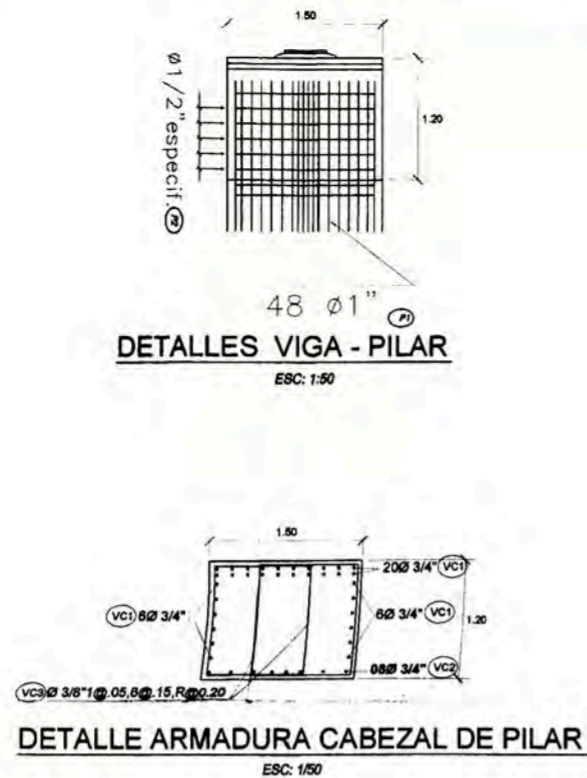
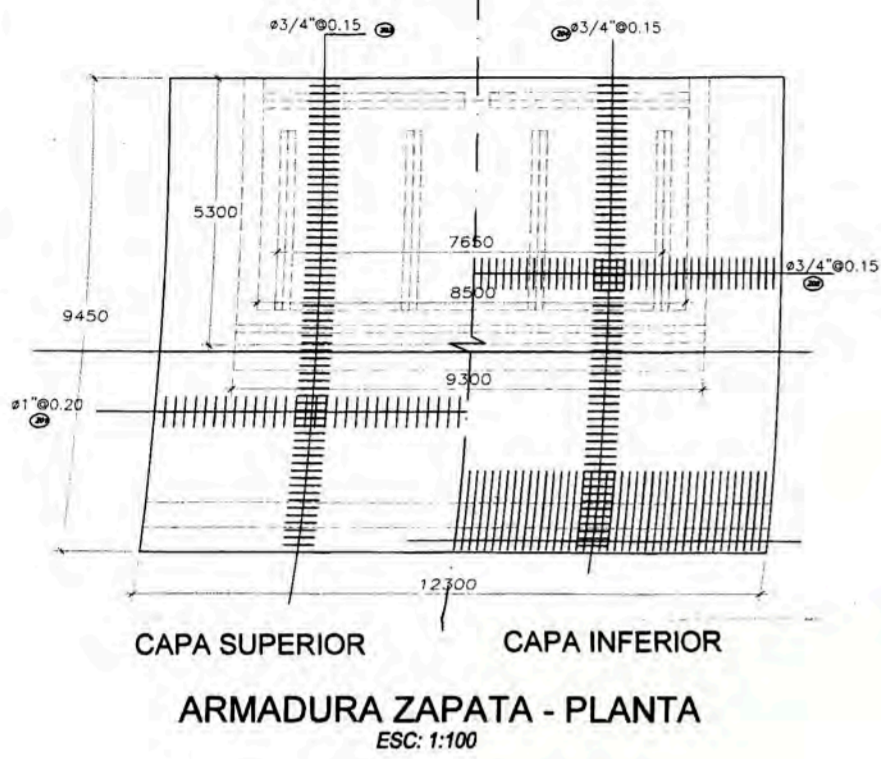
RESUMEN DE METRADOS EN PILARES			
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Excavación	2 345.86	m3
02	Concreto en solado	165.00	m3
03	Concreto f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	333.13	m3
04	Encofrados y desencofrado	136.94	m2
05	Acero de Refuerzo G-60 fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	22,036.41	kg

RESUMEN DE ARMADURA PILARES		
Ø	CANTIDAD	PESO
3/8"	41	206.64
1/2"	251	2 236.41
3/4"	107	2 157.12
1"	488	17 438.24
TOTAL		22,036.41 kg

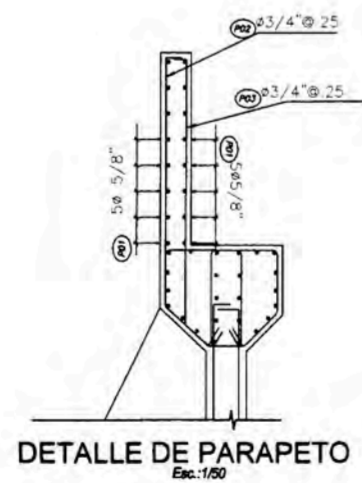
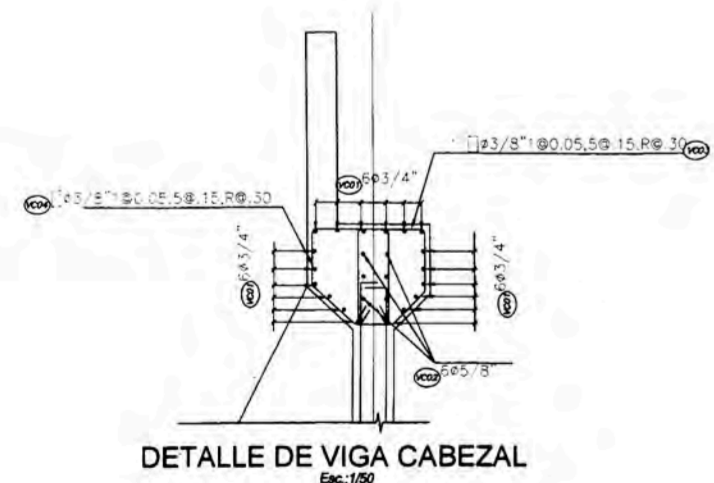
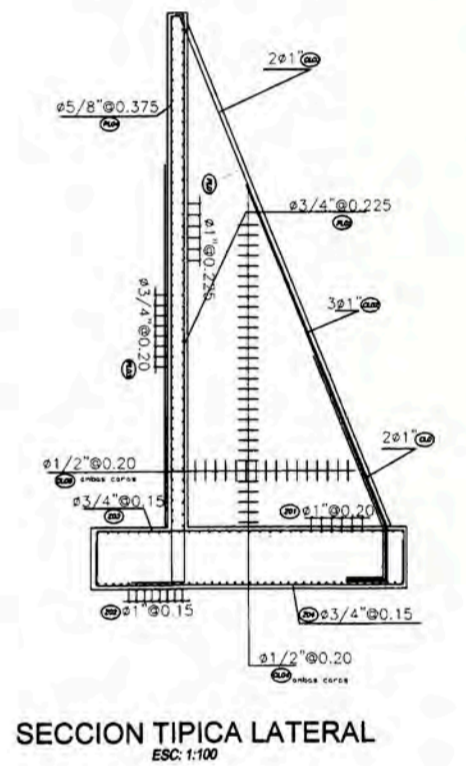
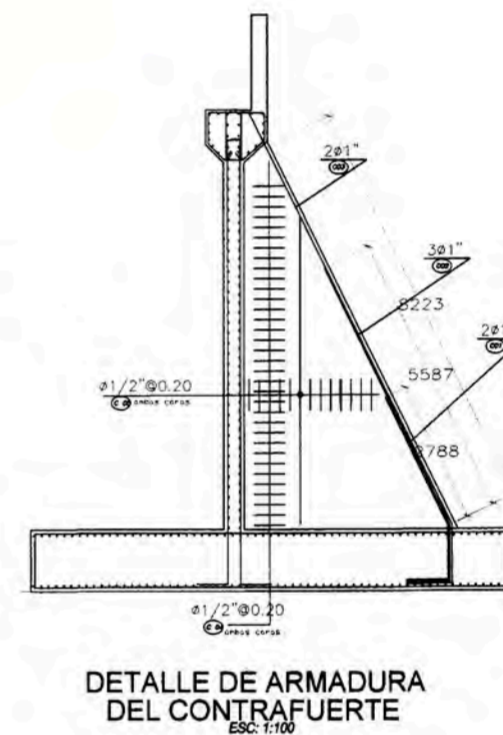
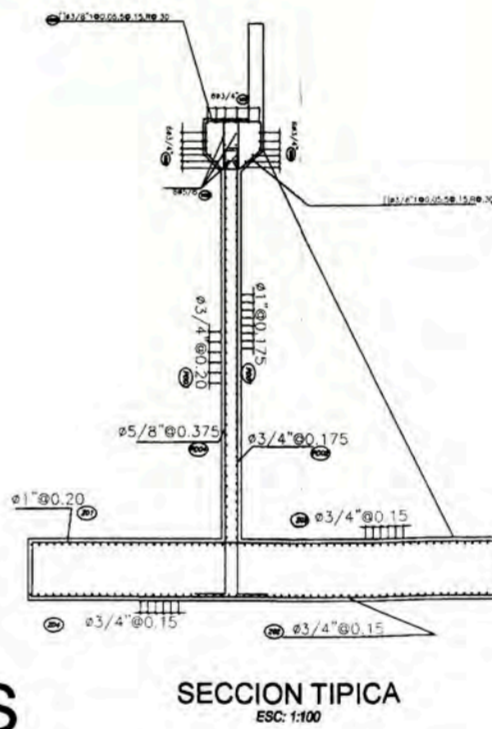
NOTA:  
1.- DIMENSIONES EN METROS  
2.- CONCRETO ESTRUCTURAL CLASE A: f<sub>c</sub>=210 kgf/cm<sup>2</sup>  
3.- RECUBRIMIENTO PARA ACERO DE REFUERZO: 5 cm



B.5. ARMADURAS DE ESTRIBOS Y PILARES – CODIGO: 000-T3-PT-0095-  
R00-D

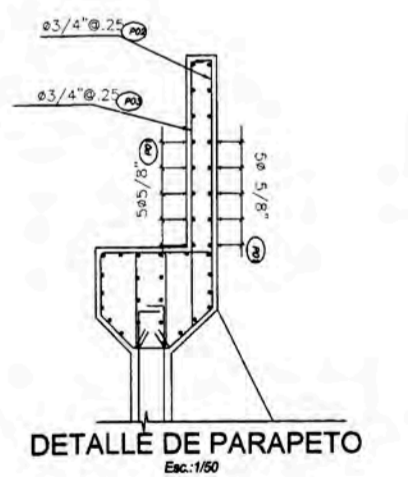
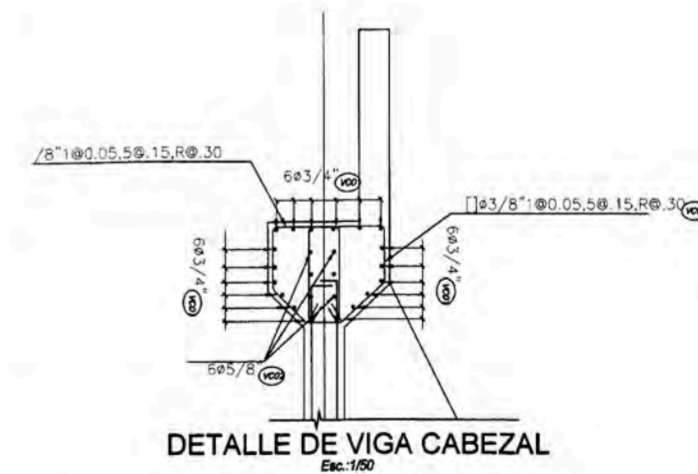


### ARMADURA EN PILARES



### ARMADURA ESTRIBO DERECHO

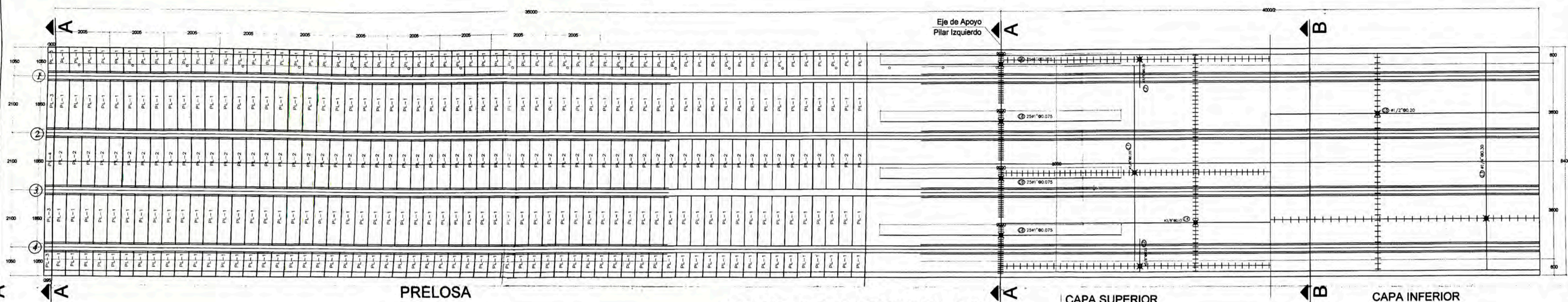
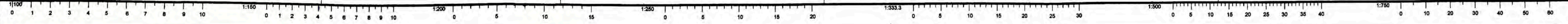
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD - 1998	
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93	
<b>MATERIALES:</b>	
SUBESTRUCTURA:	CEMENTO: PORTLAND TIPO I
PANTALLA ESTRIBO:	ITINTEC - 334.009 ASTM 150
CONTRAFUERTE PRINCIPAL:	AGREGADOS GRUOSOS Y FINOS
VIGA CABEZAL:	ITINTEC = 400.037
ZAPATA:	ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
ALEROS:	ASTM A 615 G-60 / ITINTEC 341.031
<b>RECUBRIMIENTOS:</b>	
SUBESTRUCTURA:	
PANTALLA:	CAPA EXTERIOR: 3.0 cm
	CAPA INTERIOR: 4.0 cm
CONTRAFUERTE:	
	AMBAS CARAS: 3.0 cm
VIGA CABEZAL:	CAPA SUPERIOR: 4.0 cm
	CAPA INFERIOR: 5.0 cm
ZAPATA:	CAPA SUPERIOR: 7.5 cm
	CAPA INFERIOR: 7.5 cm
ALEROS:	CAPA EXTERIOR: 3.0 cm
	CAPA INTERIOR: 4.0 cm



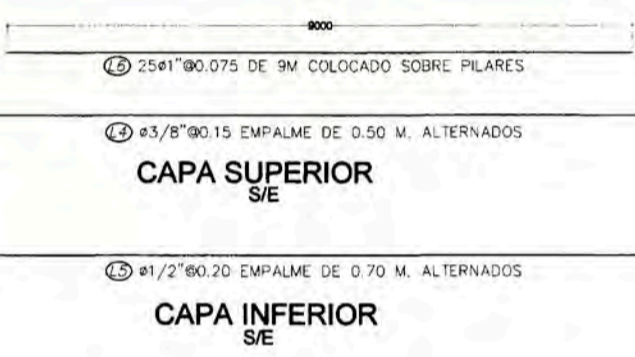
### ARMADURA ESTRIBO DERECHO

NOTA:  
 1.- DIMENSIONES EN MILIMETROS  
 2.- CONCRETO ESTRUCTURAL CLASE A:  $f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$   
 3.- RECUBRIMIENTO PARA ACERO DE REFUERZO: 5 cm

B.6. DETALLES DE LOSA – CODIGO: 000-T3-PT-0096-R00-D

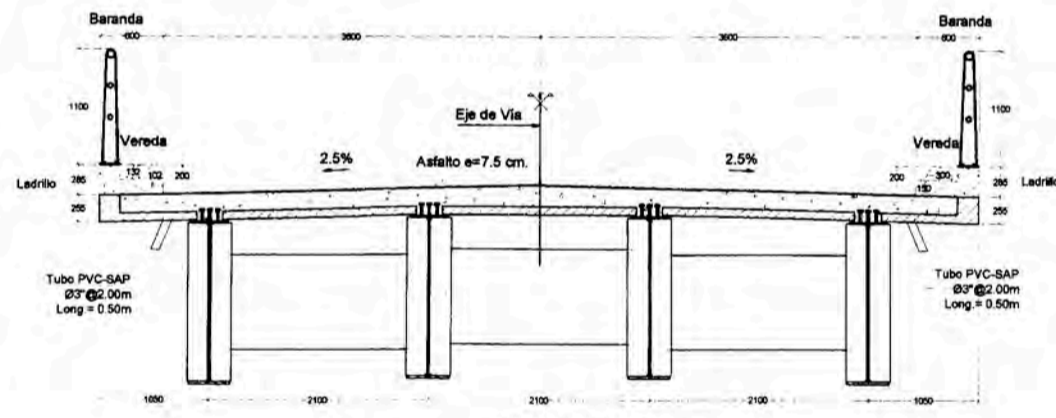


DETALLE DE PRE LOSA Y ARMADURA  
ESC: 1/75

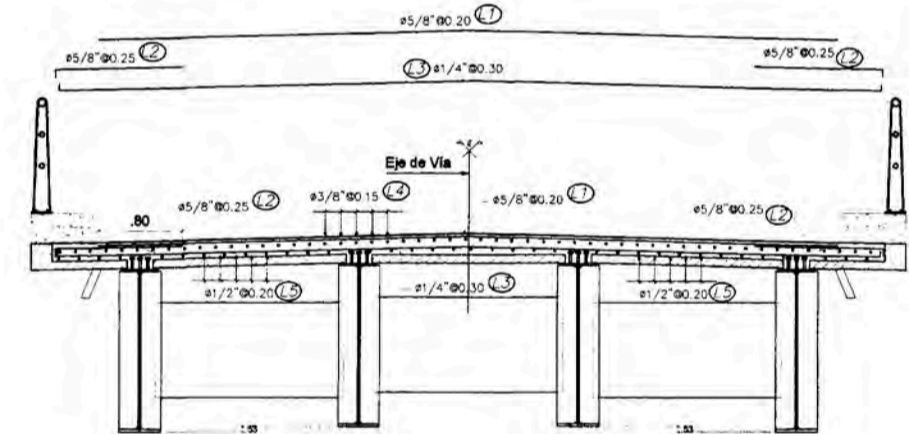


CAPA SUPERIOR S/E

CAPA INFERIOR S/E



CORTE A-A  
SECCION TRANSVERSAL EN APOYOS  
ESC: 1/50



CORTE B-B ARMADURA EN LOSA  
SECCION TRANSVERSAL EN EL CENTRO  
ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD - 1998	
CARGA VIVA DE DISEÑO: HL-93	
MATERIALES:	
f <sub>c</sub> = 280 kg/cm <sup>2</sup>	CEMENTO: PORTLAND TPO 1
	ITINTEC = 334.009 / ASTM 150
TABLEROS DE C' A'	AGREGADOS GRANES Y FINOS
	ITINTEC = 400.037
f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	ACERO f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
	ASTM A 615 Q-60 / ITINTEC 341.031
RECUBRIMIENTOS:	
SUPERESTRUCTURA:	
LOSAS:	
CAPA SUPERIOR	4.0 cm
CAPA INFERIOR	3.0 cm

LONGITUD DE EMPALMES Y GANCHOS			
Ø (Pulg.)	ANCLAJE (cm.)	EMPALME (cm.)	GANCHOS (cm.)
1"	100	120	40
3/4"	75	75	35
5/8"	60	50	25
1/2"	45	40	20
3/8"	40	40	15

SALVO INDICACION ESPECIFICA EN EL PLANO

- NOTA:
- Dimensiones en metros (m)
  - Concreto estructural de 280 Kg/cm<sup>2</sup>.
  - El vaciado del concreto debe ejecutarse de forma uniforme evitando la formación de montículos que puedan sobrecargar la prelosa.
  - Iniciar siempre el vaciado del concreto de los tramos centrales hacia los laterales, evitando inestabilidad contra el volteo de la prelosa lateral.
  - La superficie del terraplén deberá ser protegida con vegetación por hidrosiembra.
  - Además de las informaciones contenidas en todos los planos que componen el proyecto de este puente, se debe observar lo indicado en los correspondientes informes y especificaciones técnicas de la ingeniería de detalle.

RESUMEN DE METRADOS LOSA DE CONCRETO ARMADO			
Item	Descripción	Metrado	Unidad
01	Concreto f <sub>c</sub> =280 kg/cm <sup>2</sup>	917.37	m <sup>3</sup>
02	Encofrado y desencofrado	2.45	m <sup>2</sup>
03	Acero de Refuerzo G-80 f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	24 114.33	kg

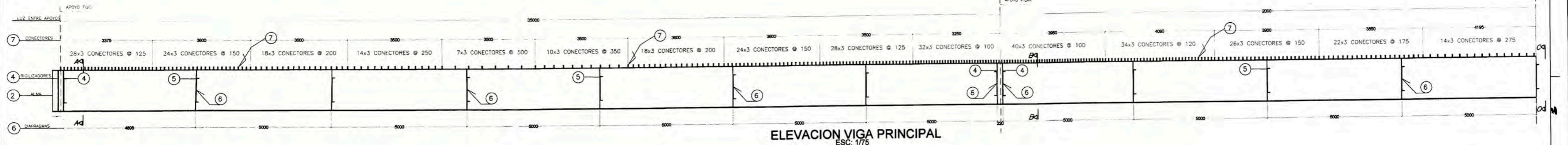
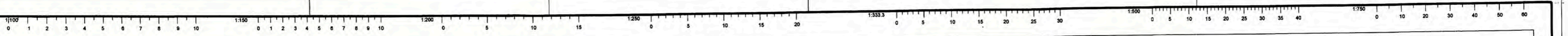
RESUMEN DE METRADOS DE PRE-LOSA							
Item	DESCRIPCION	UND	Prelosa PL-1	Prelosa PL-2	Prelosa PL-3	Prelosa PL-4	TOTAL
01	Concreto f <sub>c</sub> =280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	57.87	16.28	0.31	0.09	74.55
02	Encofrado y desencofrado	m <sup>2</sup>	997.62	286.88	5.35	1.54	1 291.39
03	Acero refuerzo G-80 f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	20 754.74	3 246.62	111.32	17.41	24 130.10

RESUMEN DE ARMADURA LOSA		
Ø	CANTIDAD	PESO
1/4"	329	740.25
3/8"	616	3 104.64
1/2"	472	4 205.52
5/8"	565	7 881.75
1"	229	8 182.17
TOTAL		24 114.33 KG

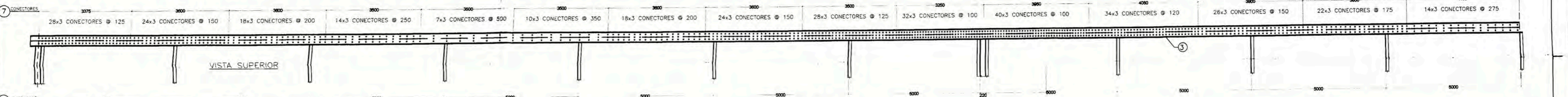
- NOTA:
- DIMENSIONES EN MILIMETROS
  - CONCRETO ESTRUCTURAL CLASE A: f<sub>c</sub>=280 kgf/cm<sup>2</sup>
  - RECUBRIMIENTO PARA ACERO DE REFUERZO: 5 cm

CONCEDENTE: <b>MTC</b> Ministerio de Transportes y Comunicaciones	CONCESIONARIO: <b>CONIRSA</b> CONSORCIO IRISA SUR	CONSTRUCTOR: <b>ODEBRECHT</b> Ingeniería y Construcción	PROYECTISTA: <b>CVI</b>	DISEÑO: ING. VLADIMIR HERRERA ING. FRANCISCO TAIPE DIBUJO: G.J.S.P. REVISADO: ING. EDUARDO CORONADO APROBADO: ING. A. WANDERLEY	APROBADO:	REVISIONES: N° FECHA DESCRIPCION	CONSULTOR:	PROYECTO CORREDOR VIAL INTEROCEANICO SUR TRAMO 3 OBRAS DE ARTE ESPECIALES PUENTE CHIFORONGO KM 312+896 DETALLES DE LOSA	ESCALA: INDICADA FECHA: ABRIL 2006 CODIGO: 000-T3-PT-0096-R00-D
---	---	---	----------------------------	---	-----------	-------------------------------------	------------	---	---

**B.7. DETALLES DE VIGA – CODIGO: 000-T3-PT-0097-R00-D**



ELEVACION VIGA PRINCIPAL  
ESC: 1/75

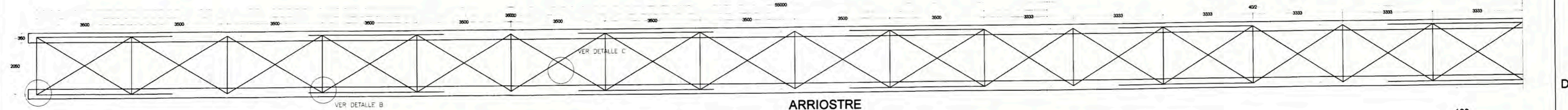


VISTA SUPERIOR

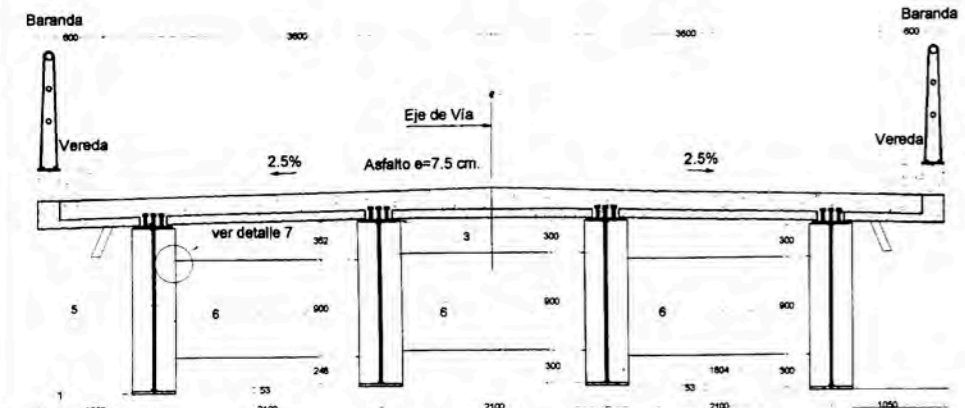


VISTA INFERIOR

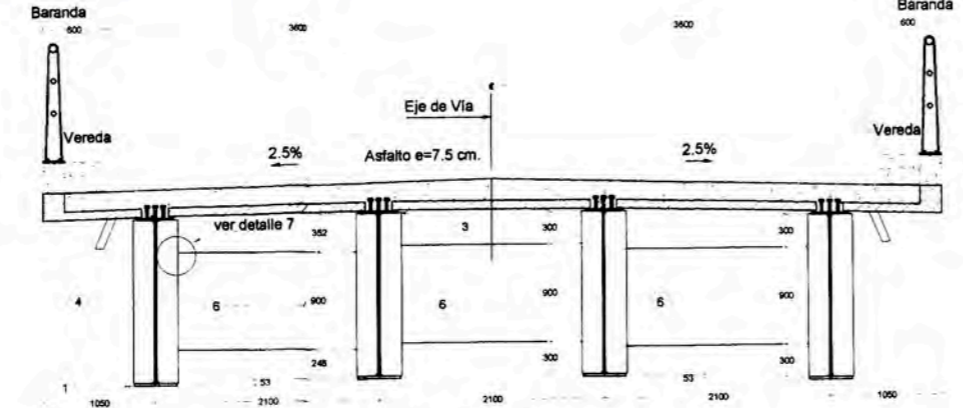
PLANTA  
ESC: 1/75



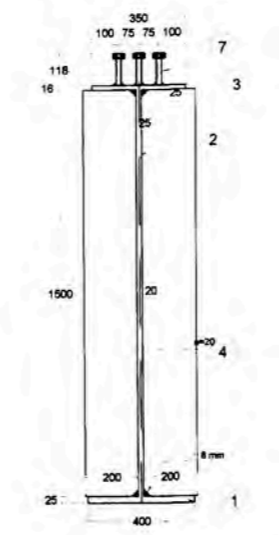
ARRIOSTRE  
ESC: 1/75



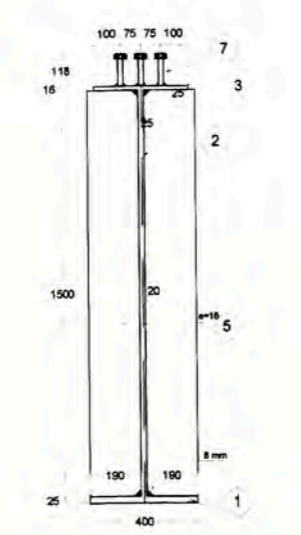
CORTE B-B  
SECCION TRANSVERSAL EN EL CENTRO  
ESC: 1/50



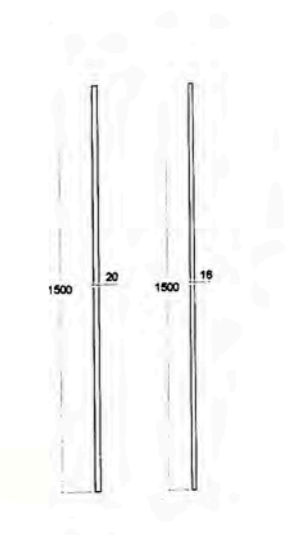
CORTE A-A  
SECCION TRANSVERSAL EN APOYOS  
ESC: 1/50



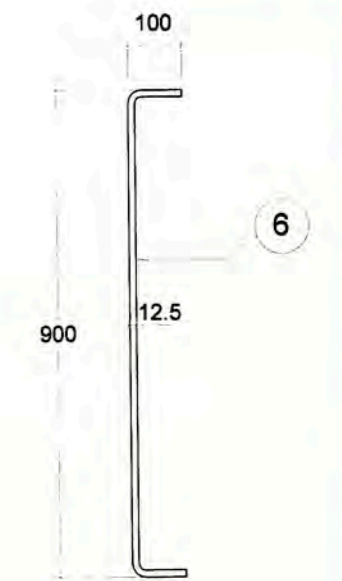
SECCION A-A  
ESCALA 1/20



SECCION B-B  
ESCALA 1/20



RIGILIZADORES  
ESCALA 1/20



VIGA DIAFRAGMA  
ESC: 1/10

METRADO DE VIGAS METALICAS							
Item	Descripcion	Epesor	Ancho	Largo	Peso	Nº	Peso total
1	Ala Inferior	25.0	400	110 600	8682.10	4	34 728.40
2	Alma	20.0	1 500	110 600	26046.30	4	104 185.20
3	Ala Superior	16.0	350	110 600	4861.98	4	19 447.90
4	Atiesad. Apoyo (e=20mm.)	20.0	200	1 500	47.10	64	3 014.40
5	Atiesad. Interm. (e=16mm.)	16.0	190	1 500	35.80	152	5 440.99
6	Diafragmas	12.5	1 100	1 805	194.83	75	14 612.04
						<b>Total (kg)</b>	<b>181 428.94</b>

- ESPECIFICACIONES TECNICAS**
- Acero estructural a utilizar sera de calidad ASTM A 709 grado 50 fy=3500 Kg/cm<sup>2</sup> o similar a no ser que se indique de otra manera.
  - Todas las uniones de montaje serán con pernos de alta resistencia ASTM A-490 fy=6430 kg/cm<sup>2</sup>.
  - Las superficies de contacto en las uniones con pernos de alta resistencia deberan quedar sin pintura, oxidos, aceites, residuos y secas.
  - Soldadura electrodos AWS E7018 o similar.
  - Sobrecarga AASHTO-LRFD : Camion HL 93
  - Las soldaduras en su mayoría se deben realizar en taller. No aplicar soldadura en la longitud empalmada.

METRADO DE CONECTORES EN VIGAS				
Item	Descripcion	# Veces	Cantidad	Total
7	Conectores tipo stud; Ø19mm; h = 10cm.	4	1 986	7 944 und

- NOTAS:**
- MEDIDAS EN MILIMETROS, EXCEPTO INDICACION ESPECIFICA. TODAS LAS DIMENSIONES NO LLEVAN EN CONSIDERACION LA CONTRAFLECHA
  - LAS PLANCHAS DEL ALA INFERIOR DEBERAN ATENDER LAS EXIGENCIAS EXIGENCIAS DE AASHTO/AWS D1-5PARA COMPONENTES DE FRACTURA CRITICA (FCM) EN SU SECCION 12.



PROYECTISTA: DISEÑO: ING. VLADIMIR HERRERA  
ING. FRANCISCO TAPE  
DIBUJO: G.J.S.P.  
REVISADO: ING. EDUARDO CORONADO  
APROBADO: ING. A. WANDERLEY

APROBADO:

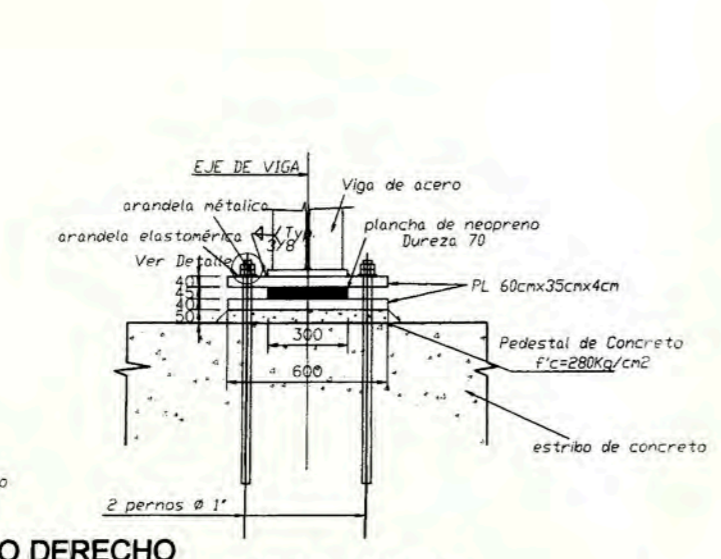
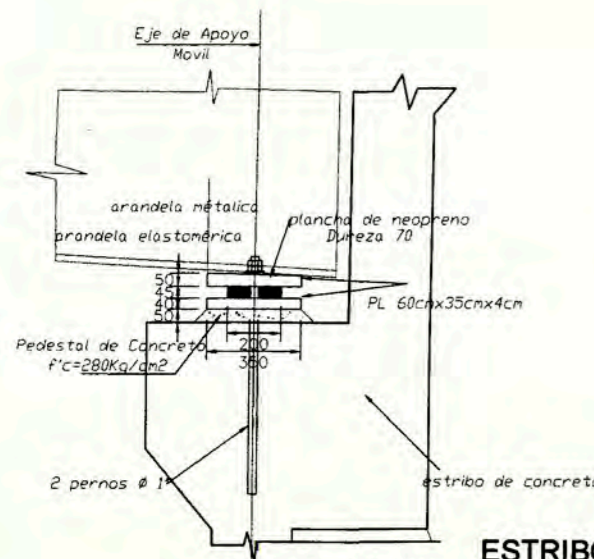
REVISIONES	
Nº	FECHA

CONSULTOR:

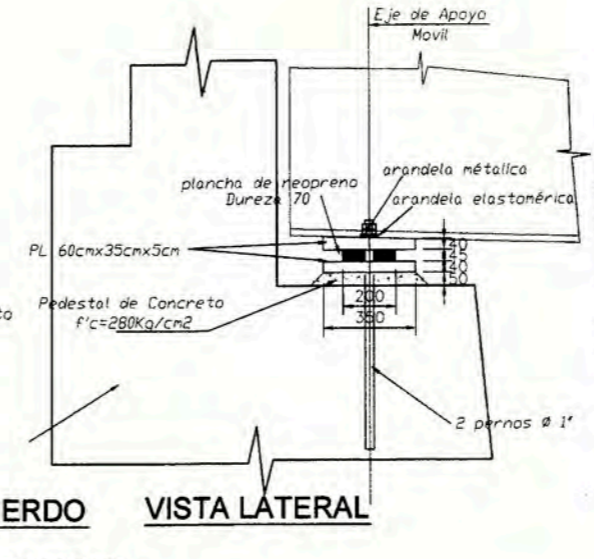
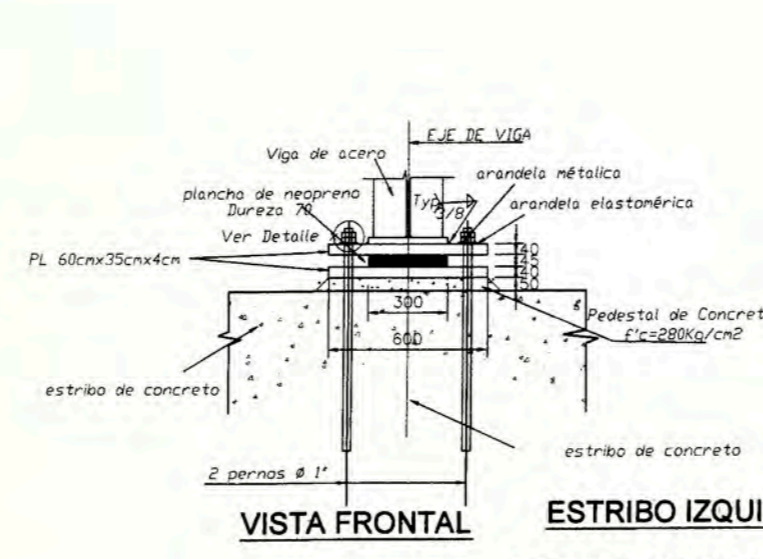
PROYECTO CORREDOR VIAL INTEROCEANICO SUR TRAMO 3  
OBRAS DE ARTE ESPECIALES  
PUENTE CHIFORONGO  
PUENTE 312+898  
DETALLES DE VIGA

ESCALA: INDICADA  
FECHA: ABRIL 2006  
CODIGO: 000-T3-PT-0097 -R00-D

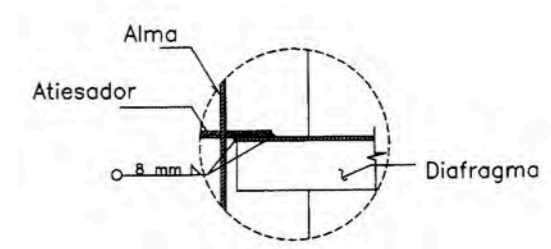
B.8. DETALLES GENERALES PARA PUENTES TIPO MIXTO – CODIGO: 000-  
T3-PT-0127-R01



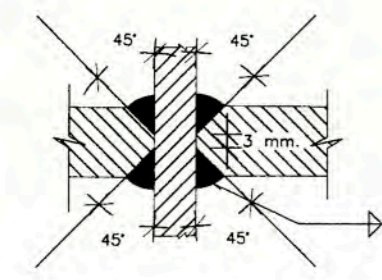
**ESTRIBO DERECHO**  
**DETALLE DE APOYO FIJO**  
Esc: 1/20



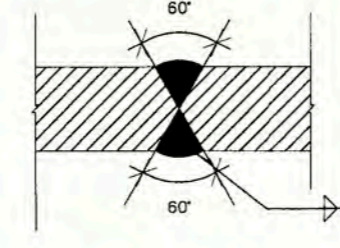
**ESTRIBO IZQUIERDO**  
**DETALLE DE APOYO MOVIL**  
Esc: 1/20



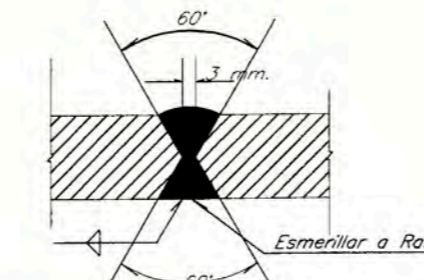
**DETALLE 7**  
**CONEXION TIPICA**  
**DIAFRAGMA : ATIESADOR DE APOYO O ATIESADOR INTERMEDIO**  
ESC.: 1/12.5



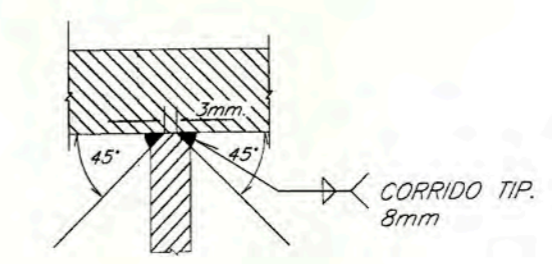
**DETALLE: ALMA-ATIESADOR**



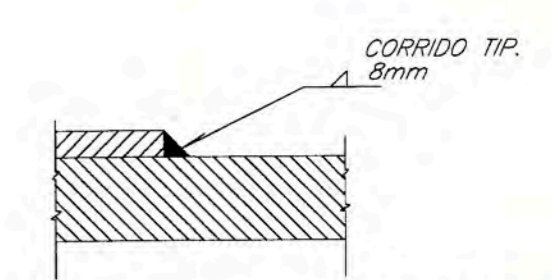
**DETALLE: ALMA,ALA-ALMA, ALA**



**DETALLE: ALA-PLATABANDA**

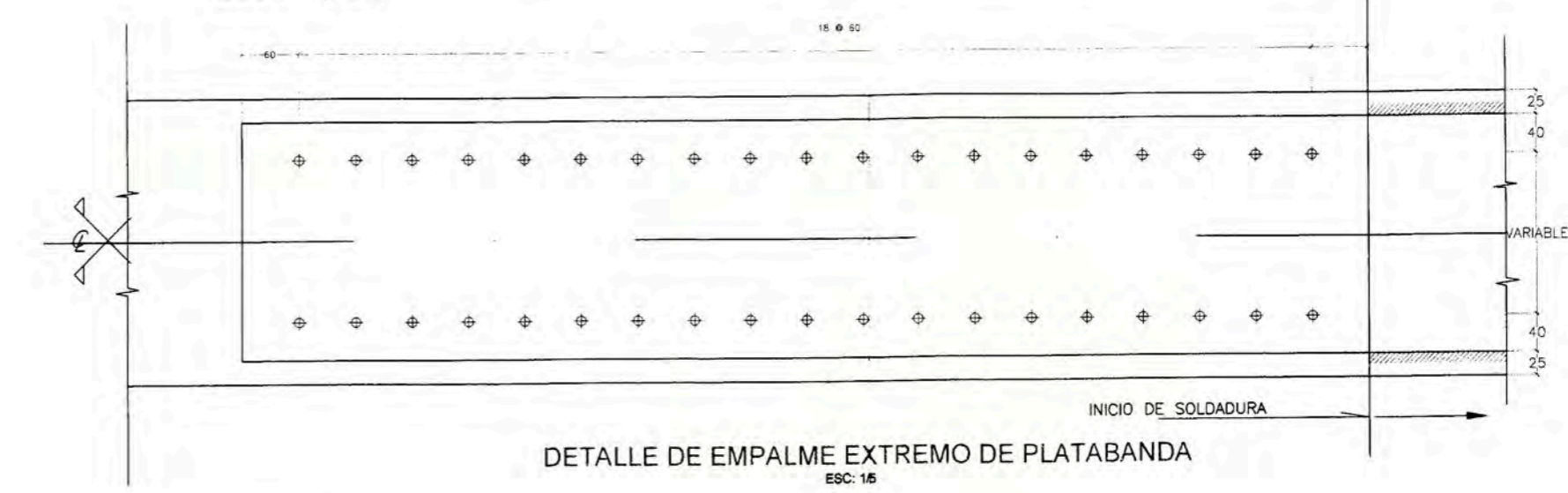


**DETALLE: ALMA-ALA**



**DETALLE: ALA-PLATABANDA**

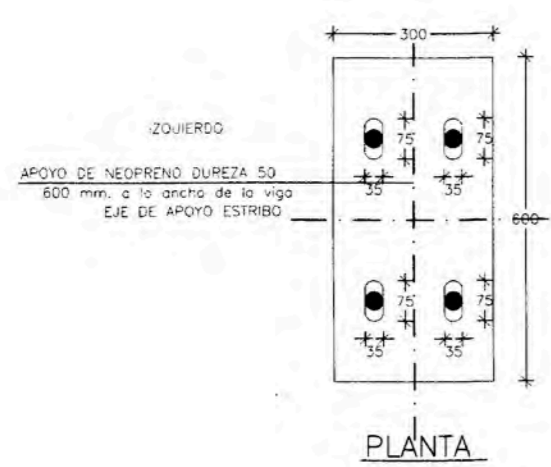
**DETALLE DE SOLDADURA**  
ESC.: 1/2.5



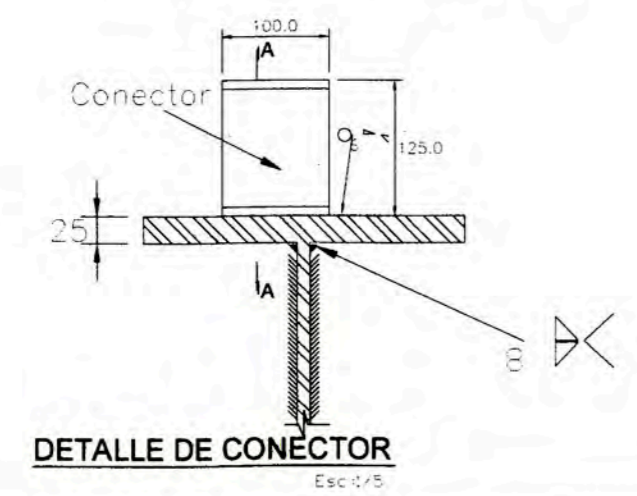
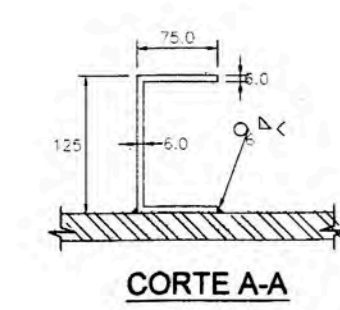
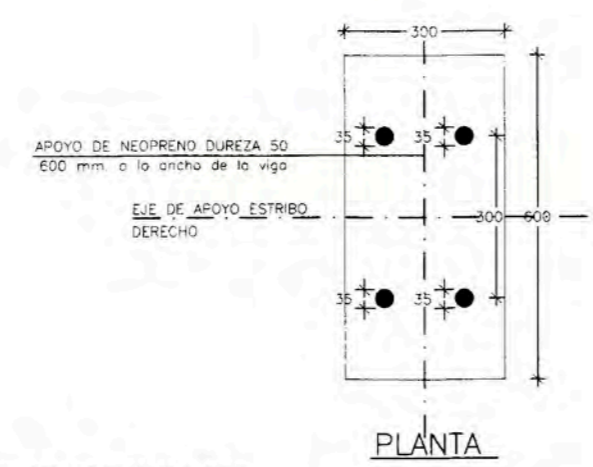
**DETALLE DE EMPALME EXTREMO DE PLATABANDA**  
ESC: 1/5



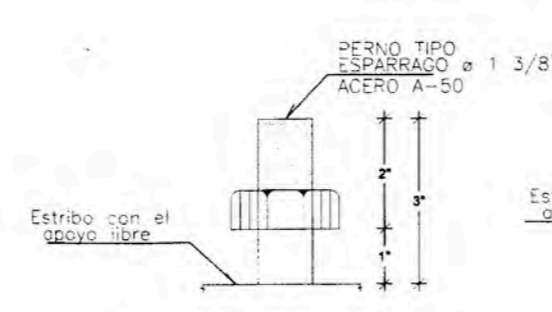
**DETALLE DE JUNTA Y APOYO**  
Esc: 1/10



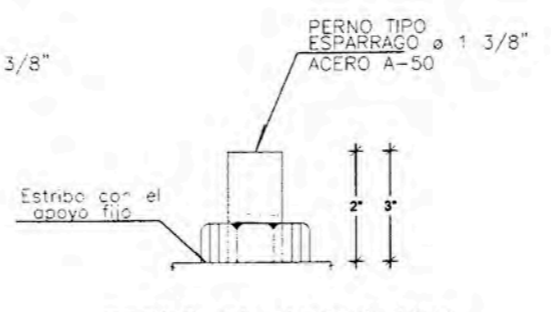
**DETALLE DE NEOPRENO**  
ESCALA : 1/10



**DETALLE DE CONECTOR**  
Esc: 1/5



**PERNO EN APOYO MOVIL**

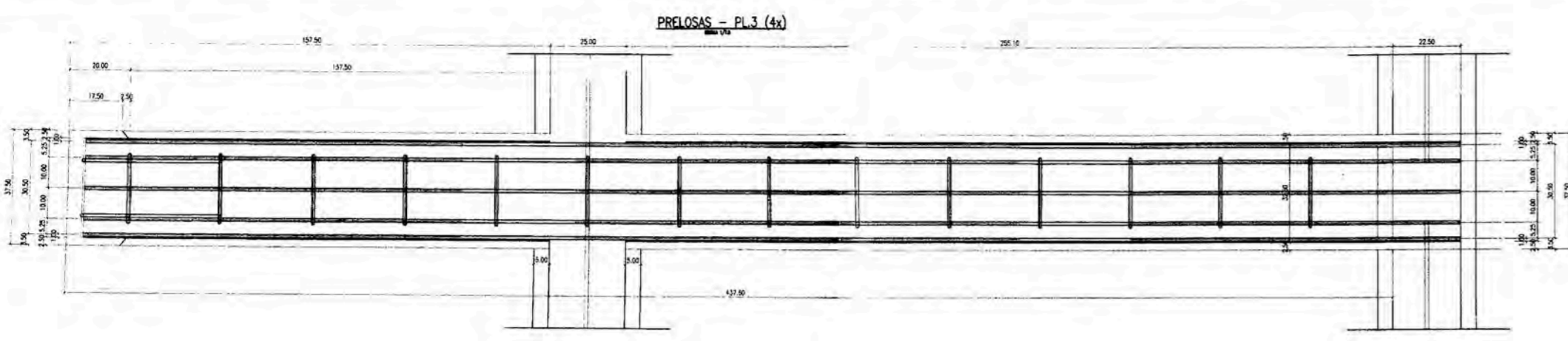


**PERNO EN APOYO FIJO**

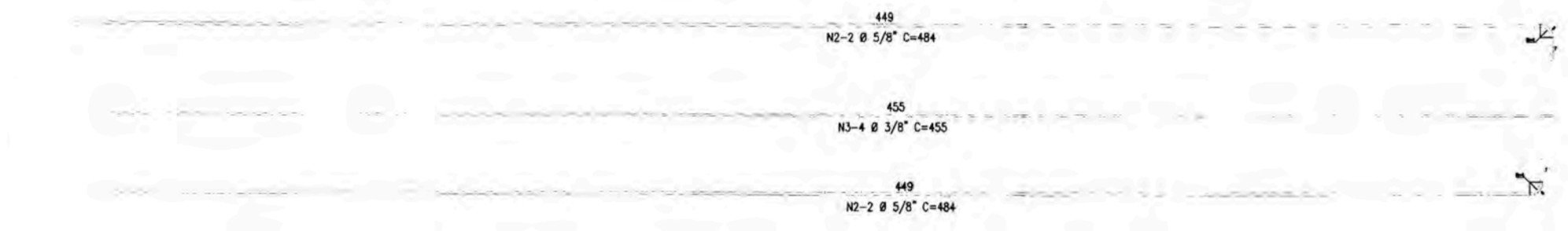
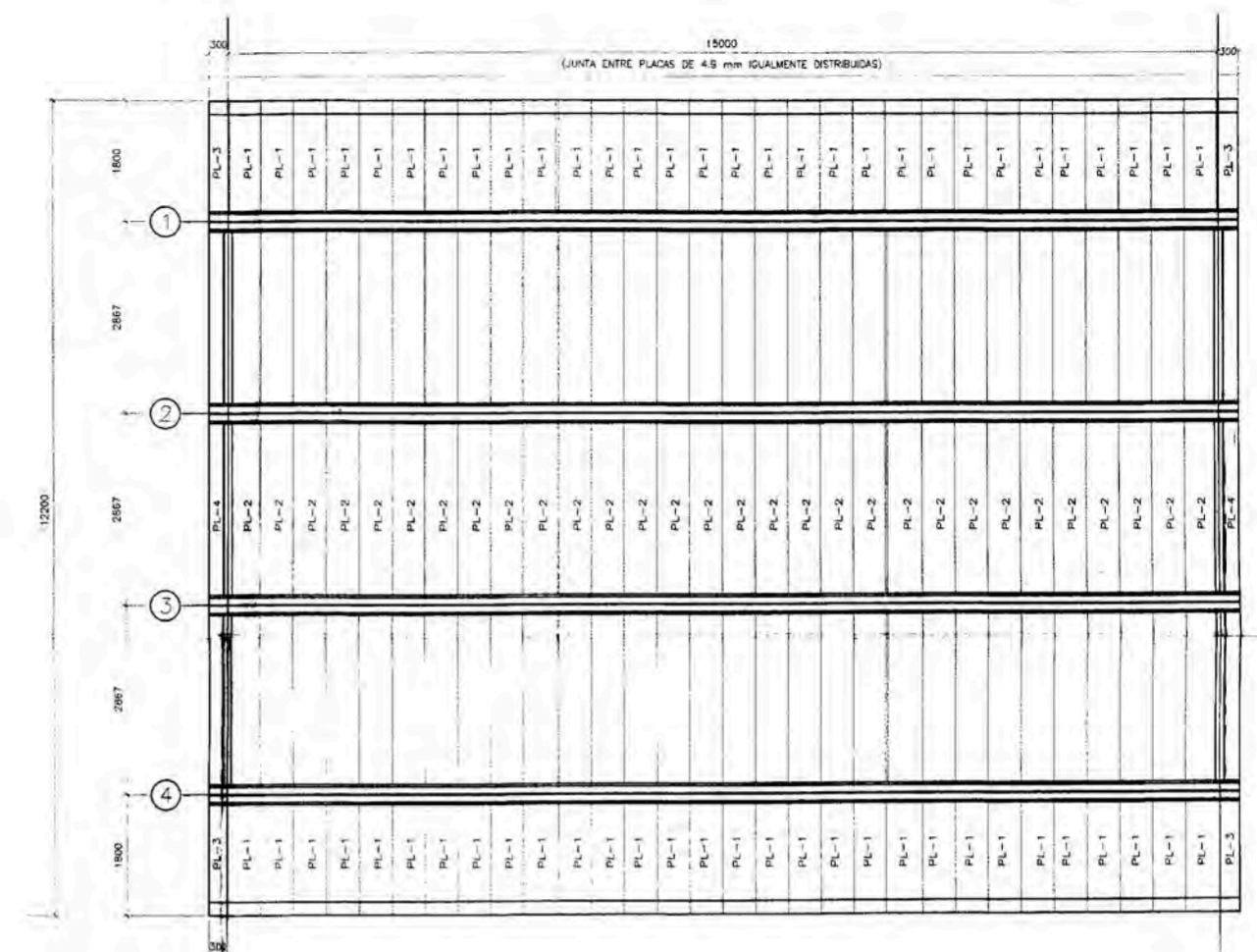
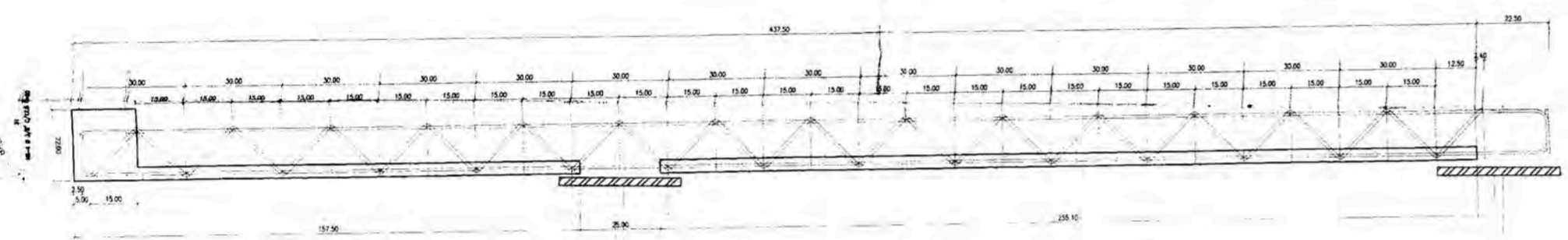
**DETALLE 2**  
ESCALA : 1/5



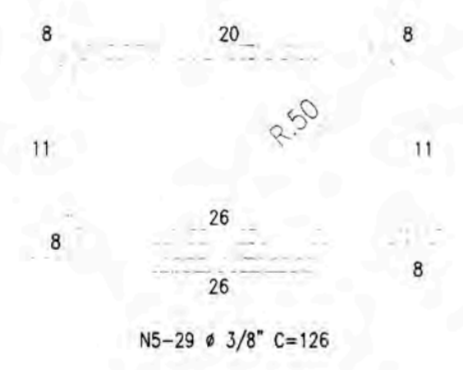
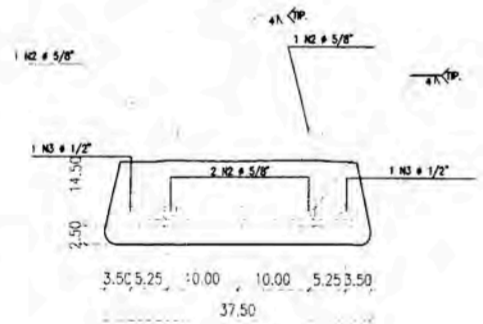
B.9. DETALLES GENERALES PARA PRE LOSA – CODIGO: 000-T3-PT-0128-  
R01



CORTE A-A



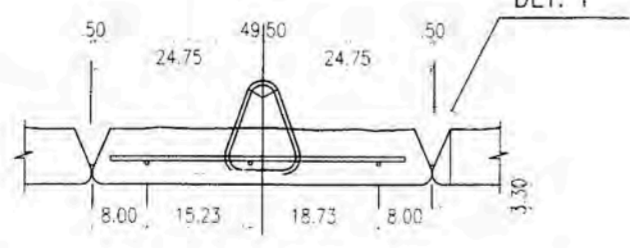
CORTE B-B  
ESCALA 1/7.5



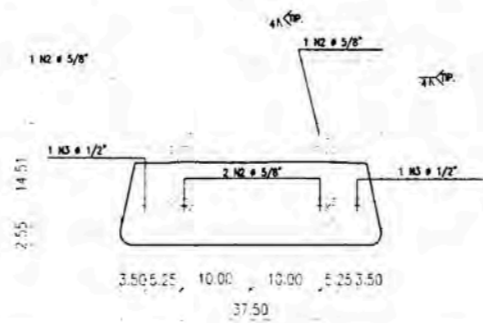
RELACION DE ARMADURAS				
N	# (Pulg)	CANTIDAD POR UNIDAD	LONGITUDES (cm)	TOTAL
1	1/4"	8	32	256
2	5/8"	16	464	7424
3	3/8"	16	455	7280
4	1/2"	8	109	872
5	3/8"	116	120	14616
6	3/8"	16	80	1280

METRADO DE ACERO			
ACERO	# (Pulg)	LONGITUDES (m)	PESO + 10% (kg)
CA-50	1/4"	2.56	1
CA-50	3/8"	231.76	143
CA-50	1/2"	8.72	10
CA-50	5/8"	74.24	131
	TOTAL		285

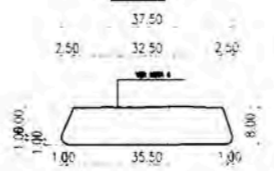
CORTE A-A  
ESCALA 1/7.5



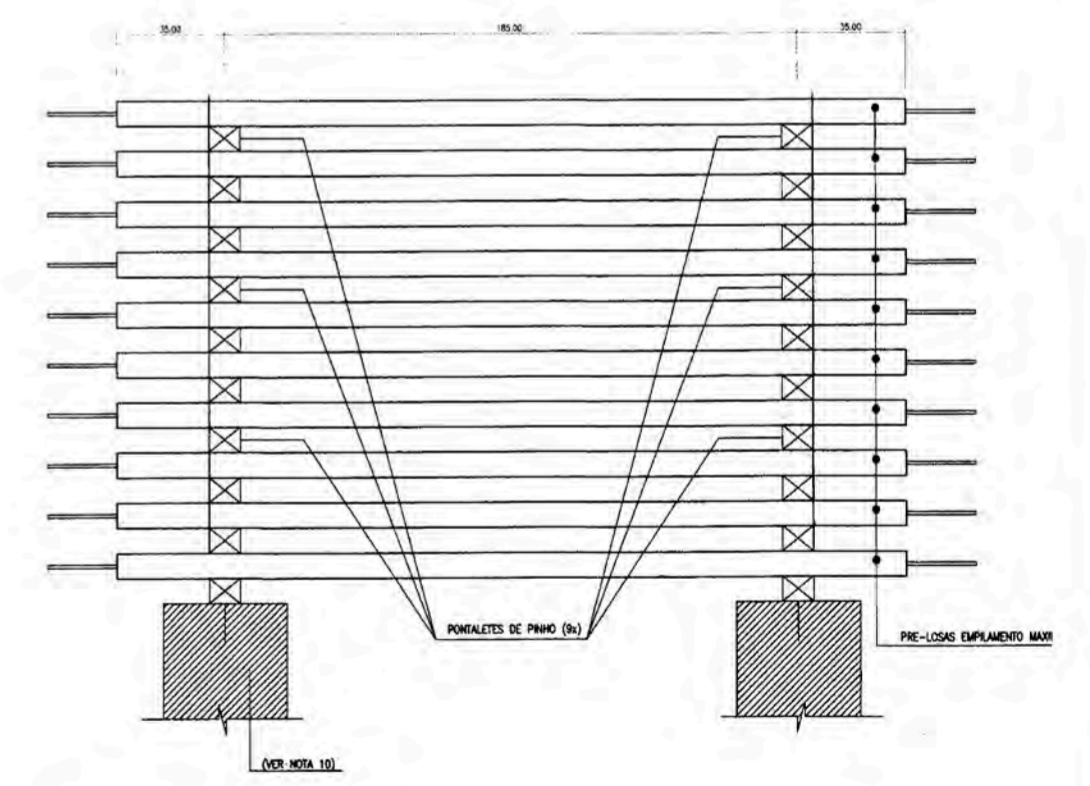
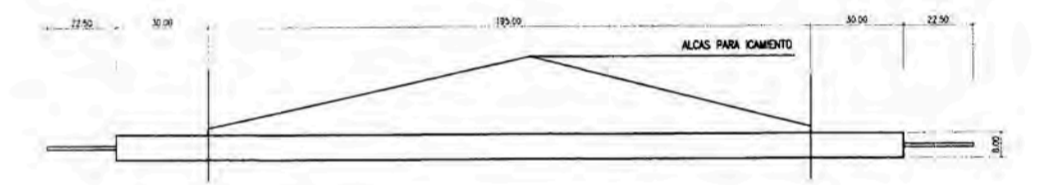
CORTE B-B  
ESCALA 1/7.5



CORTE C-C  
FORMA

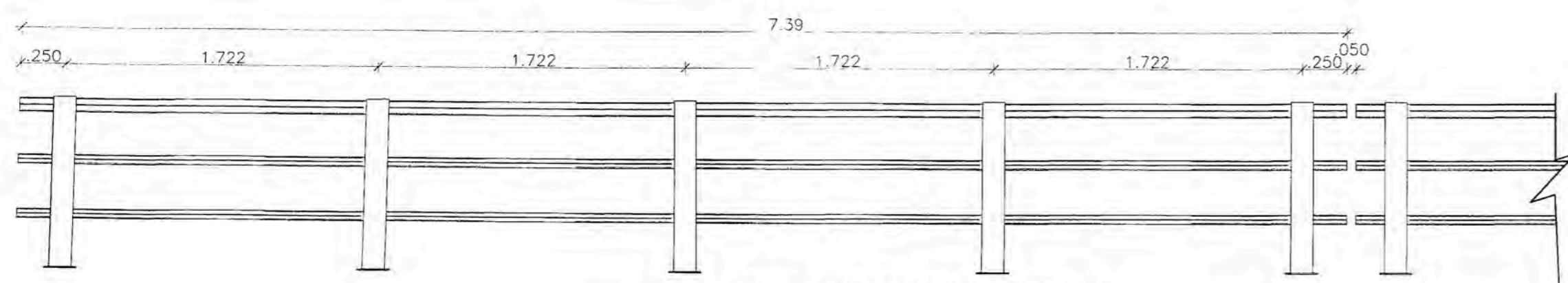


CORTE B-B

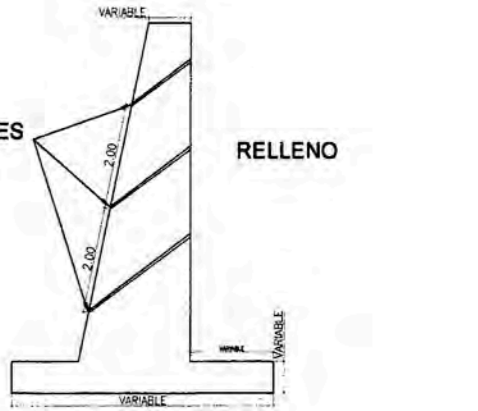
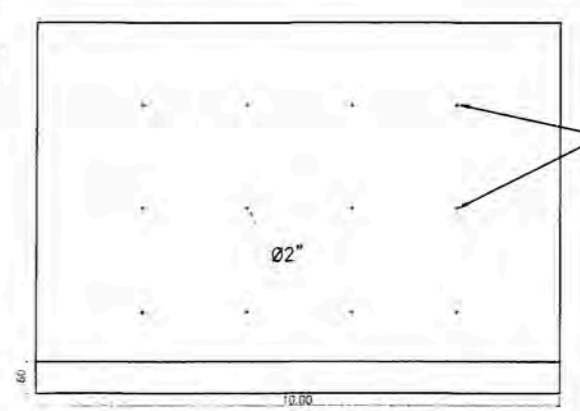
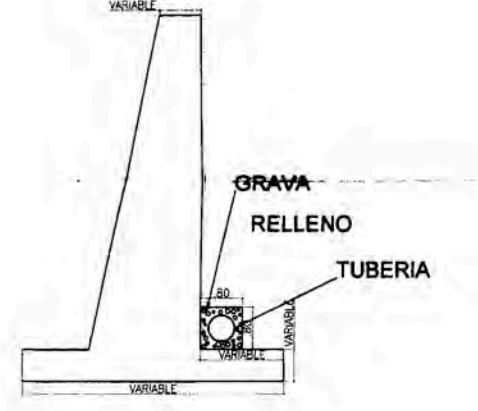
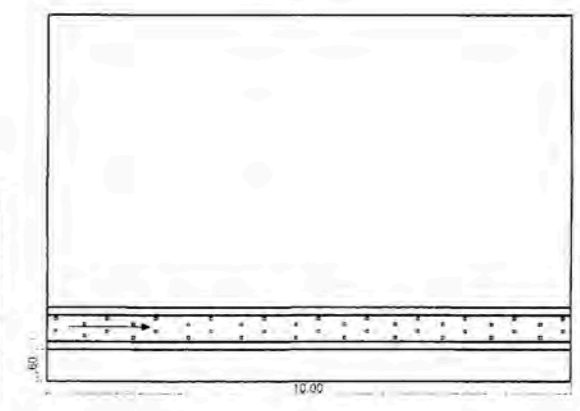
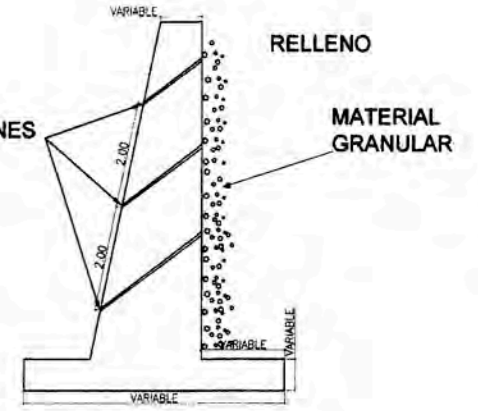
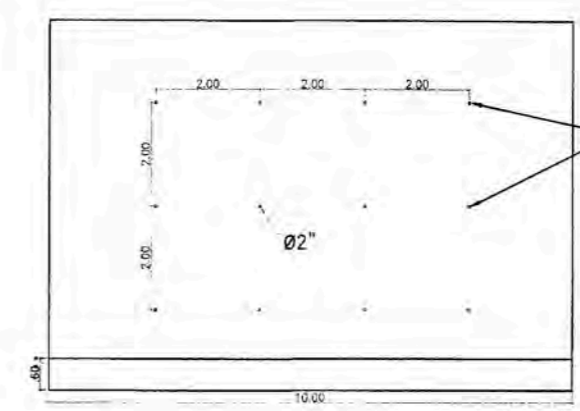


1. MEDIDAS EN CENTIMETROS
2. CONCRETO f'c = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
3. ACERO DE REFUERZO fy = 4200 Kgf/cm<sup>2</sup>
4. LA SUPERFICIE SUPERIOR DE CONTACTO DE LAS PLACAS PREFABRICADAS DEBERA SER RUGOSA (RUGOSIDAD DE 0.25 cm. EN 3.0 cm.) CONFORME ITEM 6.3.4 DE LA NORMA BRASILEIRA NBR 9062 - PROYECTO ESCUADRA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREMOLODADO
5. RESISTENCIA MINIMA DEL CONCRETO PARA EL DESENCOFRADO = 140 Kgf/cm<sup>2</sup>
6. RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA CARA INTERIOR DEL TABLERO = 2.5 cm.
7. LAS SOLDADURAS SON ESTRUCTURALES Y DEBERAN SE EJECUTADAS SIN PERDIDA DE SECCION EN LAS BARRAS LONGITUDINALES
8. LAS POSICIONES N.5 DEBERAN SER SOLDADAS EN LAS BARRAS Ø 16 LAS DEMAS BARRA DEBERAN SER AMARRADAS CON ALAMBRE
9. NO UTILIZAR PRODUCTOS DE CURADO QUIMICO DE MODO A NO PERJUDICAR LA ADERENCIA CON EL CONCRETO DE LA LOSA A SER VACIADA IN SITU
10. EN CASO OCURRIERA LA FORMACION DE LECHADA DE CEMENTO EN LAS SUPERFICIES QUE IRAN A RECIBIR CONCRETO IN SITU REMOVERLAS LUEGO DEL DESENCOFRADO CON CHORRRO DE AGUA DE ALTA PRESION
- 11.

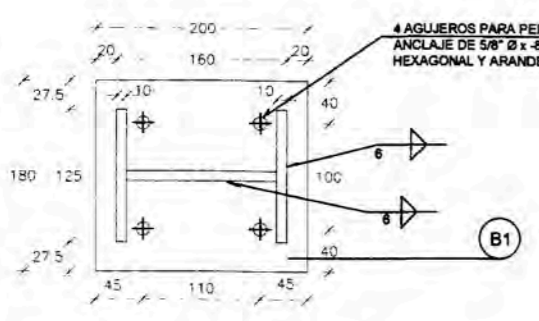
B.10. DETALLES TIPICOS – CODIGO: 000-T3-PT-0129-R01



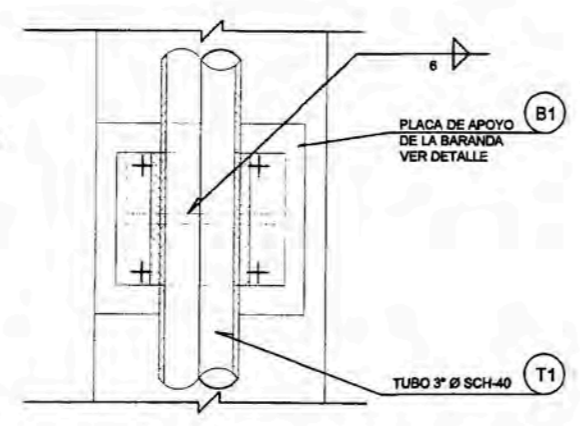
**DISTRIBUCION DE BARANDAS EN PUENTE  
(4 PANELES)**  
ESC.: 1/20



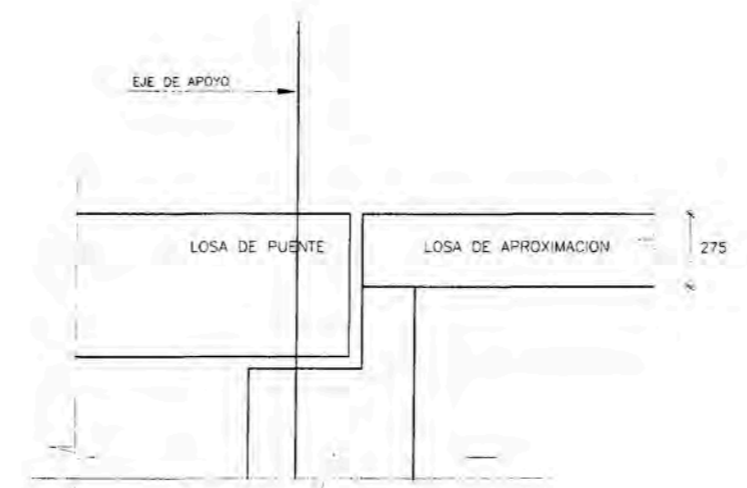
**DETALLE DE DRENAJE EN ESTRIBOS**  
ESCALA 1/100



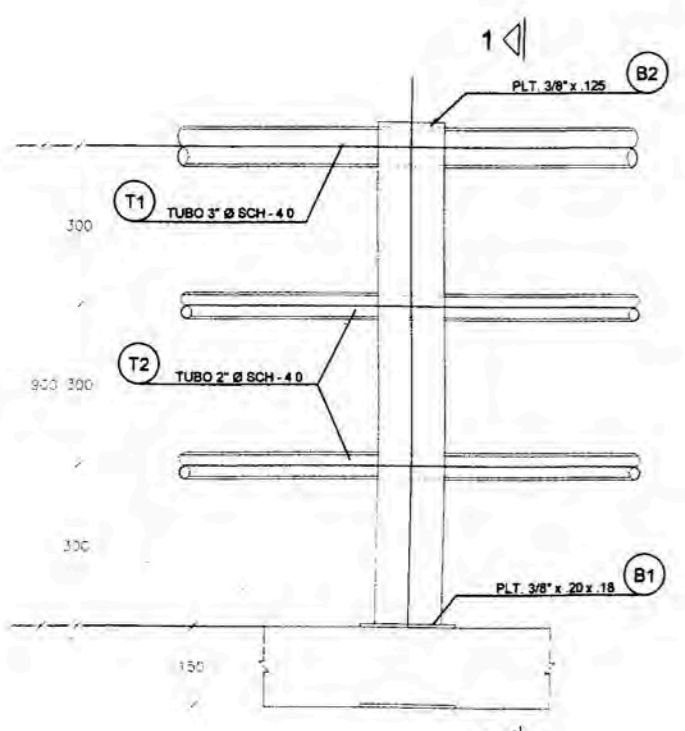
**PLACA DE APOYO DE LA BARANDA  
SECCION 2-2**  
ESC.: 1/5



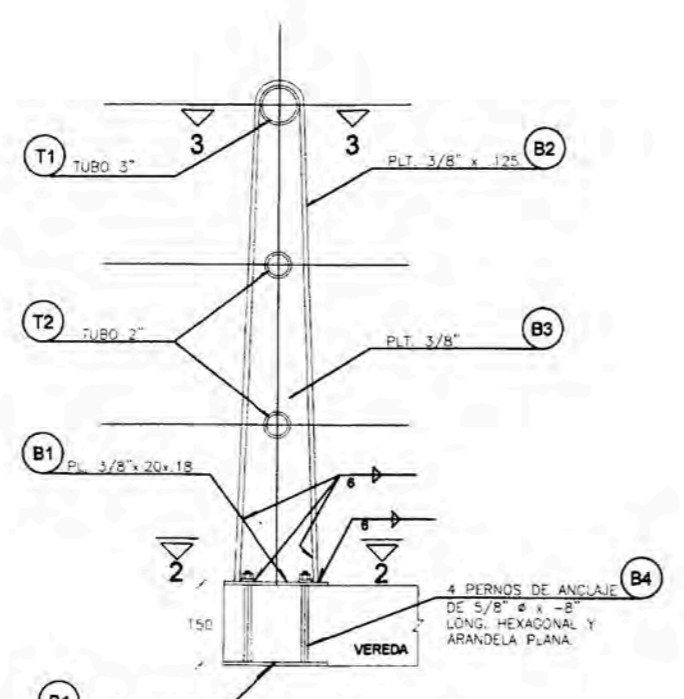
**PLACA DE APOYO DE LA BARANDA  
EMPALME DE MODULOS (TIP.)  
SECCION 3-3**  
ESC.: 1/5



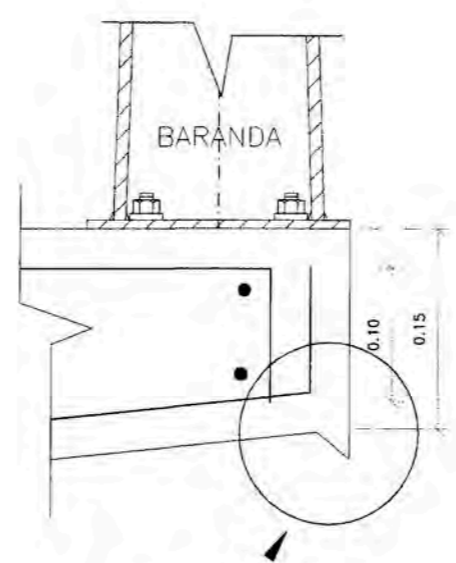
**DETALLE ENCUENTRO DE LOSA  
DE APROXIMACION-LOSA DE PUENTE**  
ESCALA 1/20



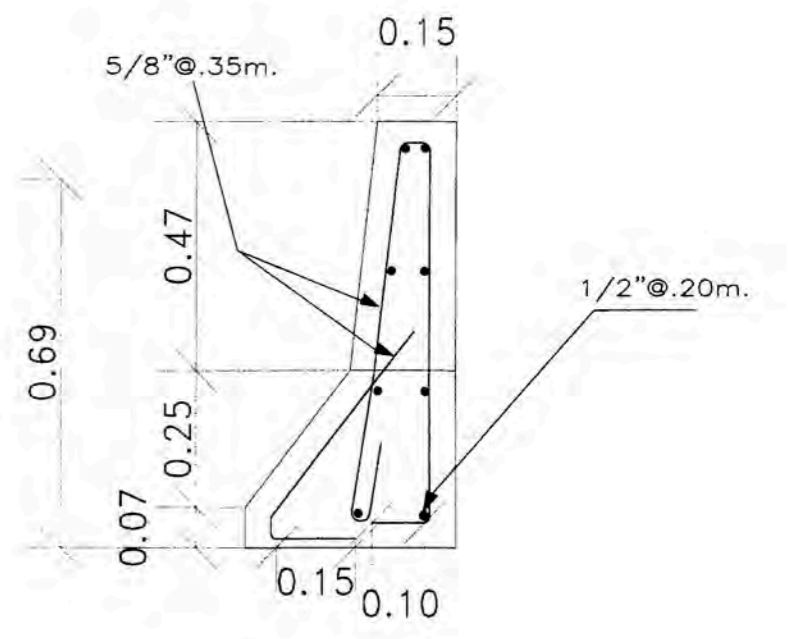
**ELEVACION**  
ESC.: 1/10



**SECCION 1-1**  
ESC.: 1/10



**ROMPEAGUA**  
ESC.: 1/04



**MURO PROTECCION**  
ESC.: 1/10

## **ANEXO C: NORMAS**

C.1. MANUAL DE DISEÑO GEOMETRICO DE CARRETERAS DEL MTC DEL PERU, CAPITULO 3: SECCION TRANSVERSAL.

## NORMAS DE DISEÑO GEOMÉTRICO

### CAPÍTULO 3 : SECCIÓN TRANSVERSAL

#### Sección 305 : Secciones Transversales Especiales

Se considerarán secciones transversales especiales las que se indican a continuación:

- Puentes, Pontones y Obras de Paso
- Túneles
- Cruce de peatones
- Carriles de cambio de velocidad
- Confluencias y bifurcaciones.
- Carriles Adicionales

Sin perjuicio de otras limitaciones más restrictivas y salvo debida justificación, no podrá realizar ningún tipo de conexión, intersección o rotonda en la calzada, ni modificación del número de carriles, en los doscientos cincuenta metros (250 m), anteriores o posteriores, del inicio y final de un tramo afectado en toda su longitud por una de las secciones transversales especiales siguientes:

- Túneles
- Obras de paso longitudinal superior a cien metros (100 m).
- Carriles adicionales
- Carriles de cambio de velocidad
- Confluencias y bifurcaciones.
- Carriles de espera ó Cruces de Separador Central

#### 305.01 PUENTES, PONTONES Y OBRAS DE PASO.

La sección transversal en obras de paso mantendrán la sección típica del tramo de la carretera en el cual se encuentra el puente. Dicha sección comprende también las bermas.

Si por razones de mantenimiento o de flujo peatonal, se requiera dotar de veredas al puente, éstas se separaran de la berma por medio de barreras y se debe proteger los bordes con barandas, siendo el ancho mínimo de las veredas de 0,75 m.

En los puentes cuya longitud entre estribos sea mayor a 20 m, se permitirá una reducción sólo en las bermas tal y como se indica en la [Tabla 305.01](#).

#### 305.02 TÚNELES

Los túneles importantes serán objeto de un estudio específico, en el que junto con el trazado se considerarán todos los aspectos relativos a la construcción, explotación y conservación del túnel.

##### 305.02.01 Sección Transversal

Geométricamente se debe definir la sección destinada a la circulación peatonal y vehicular, la cual debe tener las siguientes características:

- (a) Galerías de dos carriles

Bien sean unidireccionales o bidireccionales, su ancho de calzada será de 8,00 metros y sus veredas de 0,60 metros. El gálibo mínimo exigido se debe respetar sobre todo el ancho de la calzada. Como se muestra en la [Figura](#)

**305.01**

(b) Galerías de tres carriles, unidireccionales

Ancho de calzada de 11,50 metros y veredas de 0,60 metros, uno a cada lado.

Los carriles laterales serán de 4,00 metros cada uno y el carril central de 3,50 metros. El gálibo mínimo exigido se debe respetar sobre todo el ancho de la calzada. Como se muestra en la [Figura 305.02](#).

**TABLA 305.01****ANCHO DE BERMAS EN PUENTES DE LUZ > 20 m, SEGÚN CLASIFICACIÓN DE LA VÍA**

CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE			
VEH/DIA (1)	> 4000								4000 - 2001				2000-400				< 400			
CARACTERÍSTICAS	AP (2)				MC				DC				DC				DC			
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
<b>VELOCIDAD DE DISEÑO:</b>																				
30 KPH																			6,00	6,00
40 KPH																6,60	6,60	6,60	6,00	
50 KPH										7,00	7,00			6,60	6,60	6,60	6,60			
60 KPH					7,20	7,20	7,00	7,00	7,20	7,20	7,00	7,00	7,00	7,00	6,60	6,60	6,60	6,60		
70 KPH			7,20	7,20	7,20	7,20	7,00	7,00	7,20	7,20	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00		7,00			
80 KPH	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20			7,00	7,00		7,00			
90 KPH	7,20	7,20			7,20	7,20	7,20		7,20	7,20			7,00							
100 KPH	7,20	7,20			7,20	7,20	7,20		7,20				7,00							
110 KPH	7,30	7,30			7,30															
120 KPH	7,30	7,30			7,30															
130 KPH	7,30																			
140 KPH	7,30																			
150 KPH																				

AP : Autopista

MC : Carretera Multicarril o Dual (dos calzadas)

DC : Carretera De Dos Carriles

NOTA 1: En zona tipo 3 y/o 4, donde exista espacio suficiente y se justifique por demanda la construcción de una autopista, puede realizarse con calzadas a diferente nivel asegurándose que ambas calzadas tengan las características de dicha clasificación.

NOTA 2: En caso de que una vía clasifique como carretera de la 1ra. Clase y a pesar de ello se desee diseñar una vía multicarril, las características de ésta se deberán adecuar al orden superior inmediato. Igualmente si es una vía dual y se desea diseñar una autopista, se deberán utilizar los requerimientos mínimos del orden superior inmediato.

NOTA 3: Los casos no contemplados en la presente clasificación, serán justificados de acuerdo con lo que disponga el MTC y sus características serán definidas por dicha entidad.

**TUNEL SECCION TIPICA DE UNA GALERIA...FIGURA 305.01**



**TÚNELES SECCIÓN TÍPICA DE UNA GALERÍA  
CIRCULACIÓN DE VEHÍCULOS BIDIRECCIONAL**

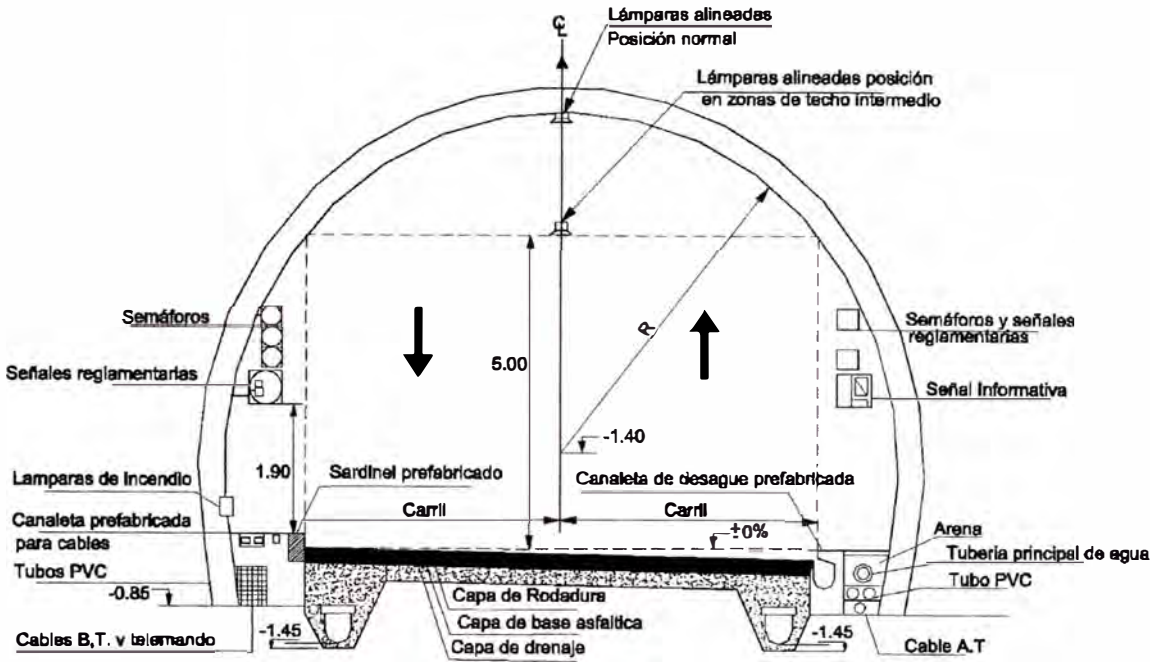


FIGURA 305.01

**TUNELES SECCION TIPICA DE DOBLE GALERIA ..... FIGURA 305.02**

**TÚNELES SECCIÓN TÍPICA DE DOBLE GALERÍA  
CIRCULACIÓN VEHICULAR UNI DIRECCIONAL**

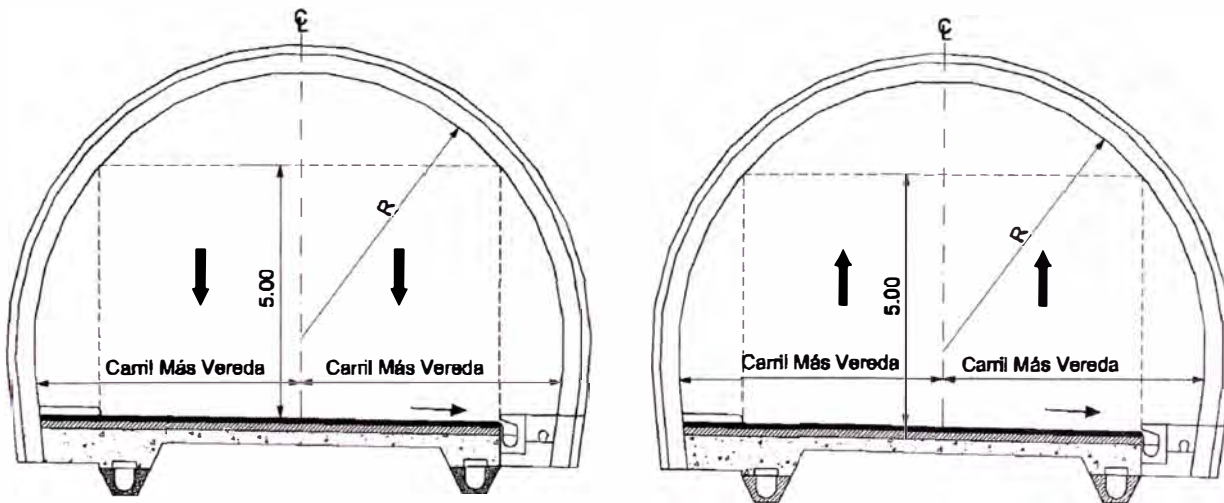


FIGURA 305.02

**305.03 PASOS A DESNIVEL PARA PEATONES**

Los hay elevados y subterráneos. En zonas periféricas y poco pobladas, con más espacio disponible, se usarán los pasos elevados, con altos estándares de estética, limpieza y economía.

En el diseño geométrico de pasos a desnivel para peatones la aplicación de los criterios de la [Tabla 305.02](#) proporciona muy buenas soluciones.

Los accesos a los pasos peatonales a desnivel pueden ser escaleras o rampas con las características que se indican en la [Tabla 305.03](#).

La zona en donde se ubica el acceso debe tener un ancho mínimo de 5,0 metros, tal como se muestra en la [Figura 305.03](#). Lo más conveniente es ubicar el acceso en el lado próximo a la calzada. Si se ubica en el centro de la zona, debe dejarse, a cada lado del acceso, un espacio peatonal de al menos 2,0 metros de ancho.

**TABLA 305.02**  
**CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE PASOS A DESNIVEL PARA PEATONES**

Descripción	Unidad	Pasos Inferiores	Pasos Superiores
Capacidad		3000 peatones / hora / metro de ancho	3000 peatones / hora / metro de ancho
Ancho	m	Mínimo 3,0 Recomendable entre 4,0 y 6,0	Mínimo 2,5
Altura	m	Mínimo 2,5	
Gálibo	m	-----	Mínimo 5,50
Altura de las barandas	m	-----	Entre 1,2 y 2,0
Otras características		Buena Iluminación Sin recodos que faciliten atacos. Paredes lisas y lavables	Superficie Antideslizante

**TABLA 305.03**  
**CARACTERÍSTICAS RECOMENDABLES DE LOS ACCESOS A PASOS PEATONALES A DESNIVEL**

Descripción	Escalera	Rampa
Pendiente	40 a 60%	5 a 15%
Ancho Mínimo	1,0 metro (unidireccional) 2,0 metros (bidireccional)	2,0 m
Capacidad	25 a 40 peatones / metro / minuto	$C = dv (1 - i/100)$ <p>C = Capacidad (peatones / metro / segundo)  d = densidad (peatones / m<sup>2</sup>)  v = velocidad (metros / segundo)  i = pendiente</p>

Nota: Estos parámetros se indican para evaluación de capacidad y análisis de servicio, más no para análisis estructural.

#### 305.04 CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD

Se proyectarán carriles de aceleración y deceleración en los siguientes casos:

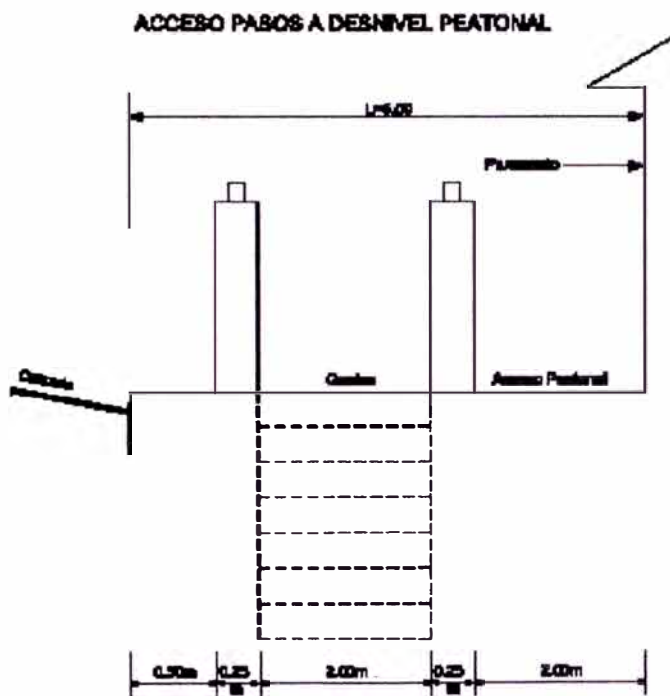
- Ingresos y Salidas de vía con calzadas separadas (autopista o multicarril) con velocidad de diseño mayor a 80 Kph.
- Ingresos y salidas de carreteras de dos carriles con velocidad de diseño mayor a 60 Kph e IMDA mayor a 1 500 veh/día.
- En cualquier otro caso previa justificación técnico-económica.

Las consideraciones de diseño y el dimensionamiento será el mismo al normado en los

**305.05 CONFLUENCIAS Y BIFURCACIONES**

La cotangente del ángulo entre bordes de calzada deberá ser como máximo de sesenta y cinco (65) para confluencias, y de cincuenta (50) para bifurcaciones.

El número de carriles en la calzada común antes de una bifurcación (o después de una confluencia), no debe diferir de la suma del número de carriles después de la bifurcación (o antes de la confluencia) en más de una (1) unidad. Excepcionalmente, en casos suficientemente justificados y previa autorización expresa, la diferencia en el anterior cómputo de carriles podrá ser de dos (2) unidades como máximo.

**FIGURA 305.03 ..... ACCESO PASOS A DESNIVEL PEATONAL****FIGURA 305.03**

Las Longitudes mínimas, medidas entre la última sección de la calzada común antes de una bifurcación (o después de una confluencia), y la sección en que la calzadas después de la bifurcación (o antes de la confluencia) distan entre si un metro (1m), serán las indicadas en la [Figura 305.04](#).

**FIGURA 305.04 .... CONFLUENCIAS Y BIFURCACIONES**

CONFLUENCIAS Y BIFURACIONES

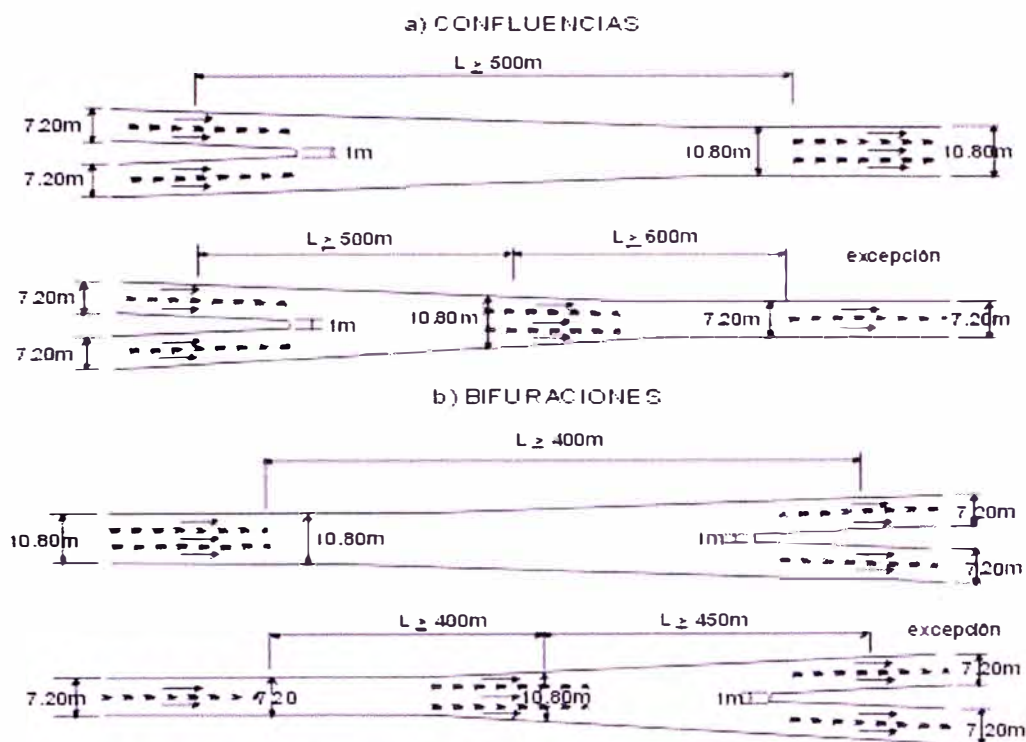


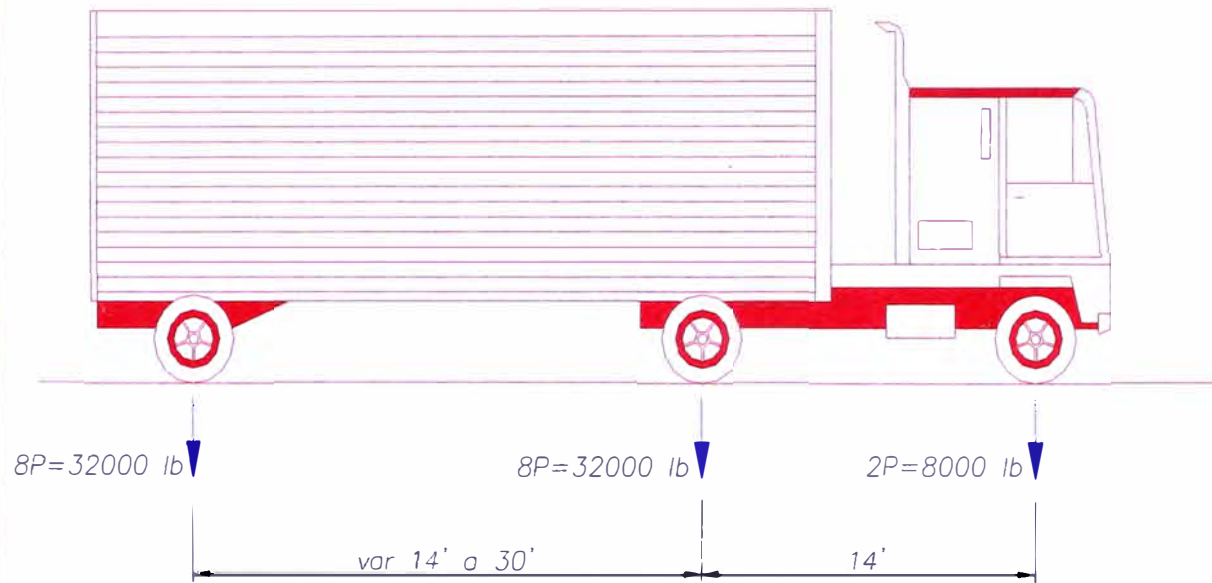
FIGURA 305.0-

[Subir](#)

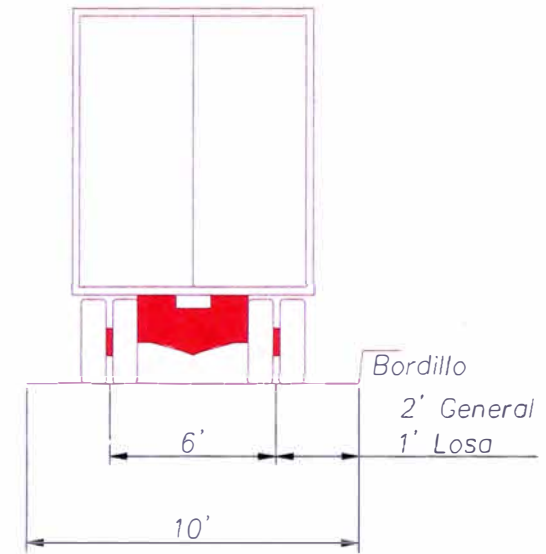
C.2. CAMIONES DE DISEÑO.

# CAMIONES DE DISEÑO

# CAMIÓN DE DISEÑO HS-20

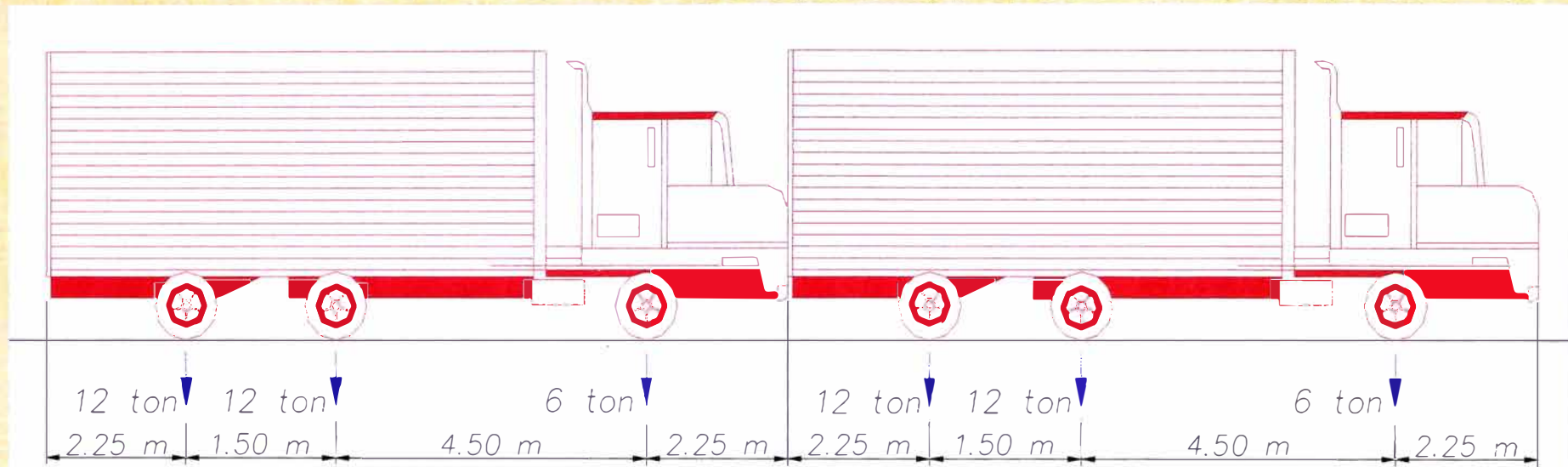


CAMION HS20-44

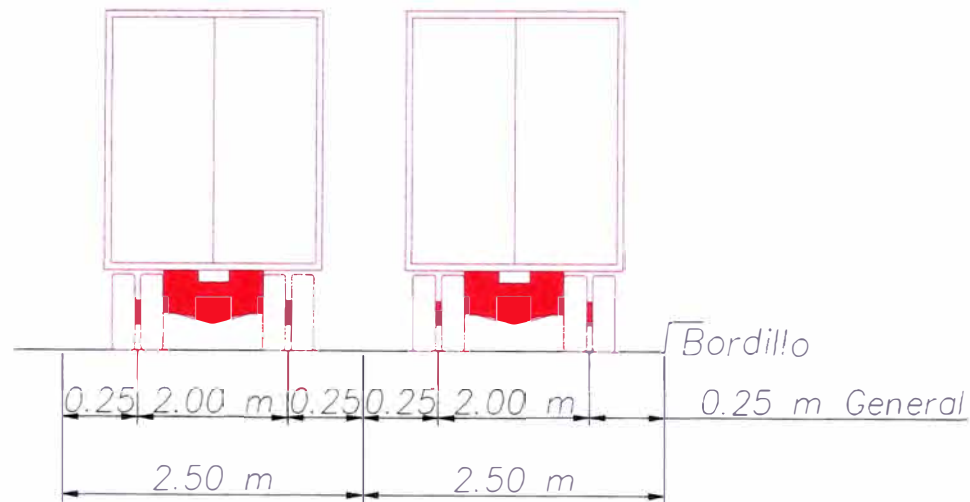


ANCHO DE VIA

# CAMIÓN DE DISEÑO C-30



CAMIÓN C-30



ANCHO DE VIA



# SISTEMAS DE CARGAS A APLICACION DE CARGA FRANCESA

$Q_1$  : Factores de Reduccion (bc - br)

bc - br	1	2	3	4	> 5
1ª CLASE	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2ª CLASE	1	1	0.90	0.8	0.7
3ª CLASE	1	0.8	0.90	0.8	0.7

$\sqrt{0}$	Tipo
3.5	1 Clase
3.0	2 Clase
2.75	3 Clase

$$\sqrt{0} = \frac{\text{Ancho Calzada}}{2}$$

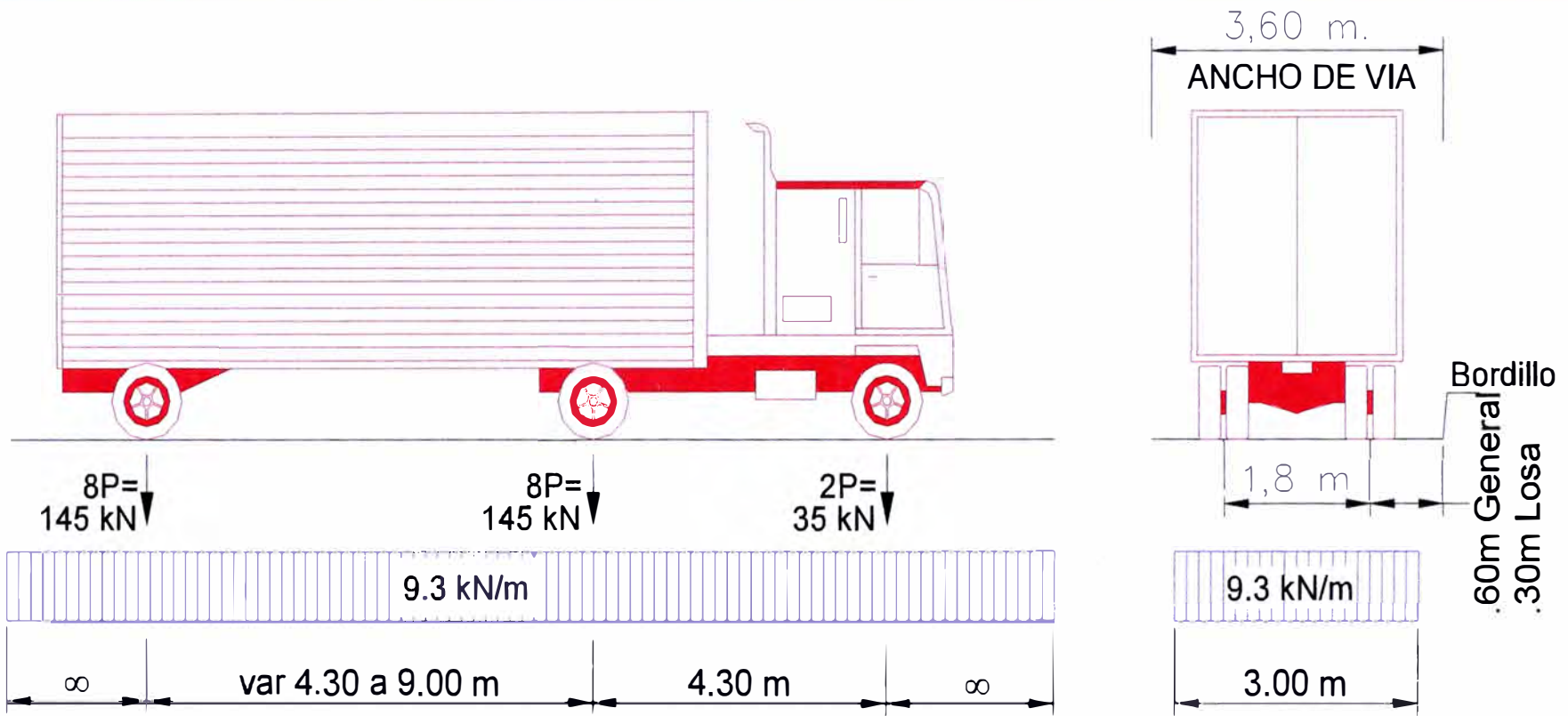
$$Q_2 = \frac{\sqrt{0}}{\text{Ancho de Via}}$$

$$A(l) = 230 + \frac{38000}{LH^2} \geq (400 \text{ kg/m}^2 - 0.2 l)$$

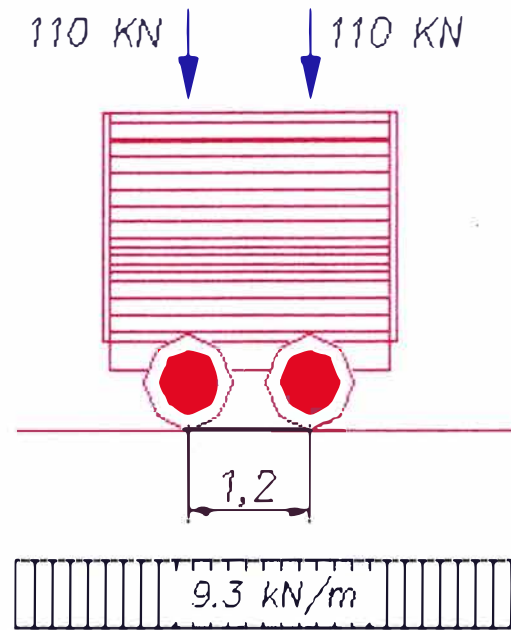
Carga Repartida

$$W = A \times Q_1 \times Q_2 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

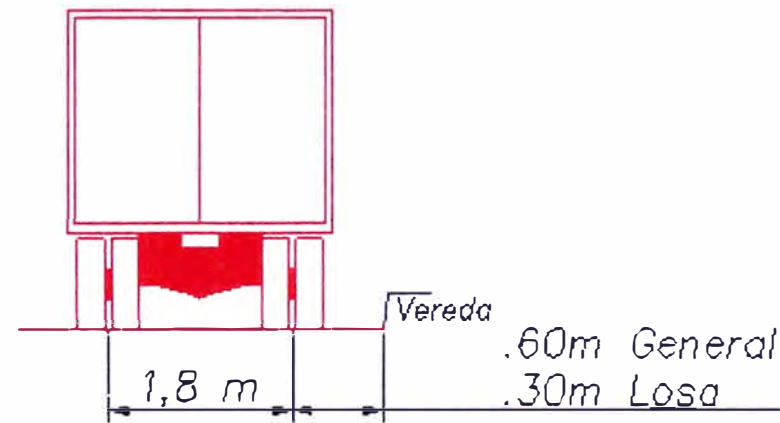
# CAMIÓN DE DISEÑO HL-93



# CAMIÓN DE DISEÑO HL-93



TANDEM



ANCHO DE VIA

Las medidas y cargas máximas permitidas a los vehículos para su tránsito en el Sistema Nacional de Transporte Terrestre, son las siguientes:

ANEXO IV: PESOS Y MEDIDAS

1. PESOS Y MEDIDAS MÁXIMAS PERMITIDAS

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant.	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1°	2°	3°	4°	
C2		12.50	7	11	—	—	—	15
C3		13.20	7	16	—	—	—	25
C4		13.20	7	23 <sup>1)</sup>	—	—	—	30
B4		13.20	7-7 <sup>2)</sup>	16	—	—	—	30
T251		20.50	7	11	11	—	—	20
T252		20.50	7	11	15	—	—	25
T253		20.50	7	11	11	11	—	40
T255		20.50	7	11	25	—	—	45

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant.	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1°	2°	3°	4°	
T2543		20.50	7	11	11 <sup>1)</sup>	18	—	47
T255 <sup>1)</sup>		20.50	7	16	11	—	—	50
T2552		20.50	7	16	18	—	—	43
T2554-2		20.50	7	16	11	11	—	47
T2552		20.50	7	16	20	—	—	48 <sup>2)</sup>
T2554-3		20.50	7	16	11 <sup>1)</sup>	18	—	48 <sup>2)</sup>
C2C2		22.00	7	11	11	11	—	40

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant.	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				1°	2°	3°	4°	
C3R2		23.00	7	11	11	11	41	
C3R2		23.00	7	11	11	11	41	
C3R3		23.00	7	11	11	11	42	
C3R4		23.00	7	11	11	11	42	
L4R2		23.00	7	11	11	11	42	
C4R2		23.00	7	11	11	11	42	
C4R2		23.00	7	11	11	11	42	

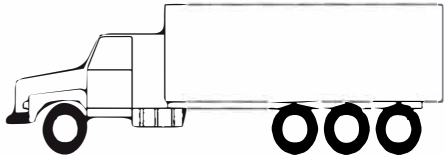
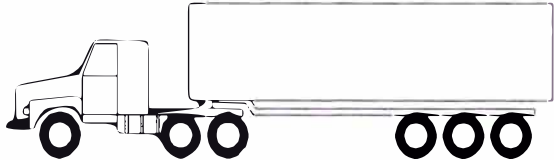
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant.	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				1°	2°	3°	4°	
B4R3		21.00	7	11	11	11	38	
B4R4		21.00	7	11	11	11	38	
C3R1		21.50	7	11	11	11	20	
C3R2		21.50	7	11	11	11	30	
C3R1		21.50	7	11	11	11	30	
C3R2		21.50	7	11	11	11	43	
L4R1		21.50	7	11	11	11	41	

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>	
C-49E2		20.50	7	2.9 <sup>(1)</sup>	1.5	—	—	4.5
S-4-RB1		20.50	7+7 <sup>(2)</sup>	1.2	1.1	—	—	4.5
S-4-RB2		20.50	7+7 <sup>(2)</sup>	1.2	1.5	—	—	4.2 <sup>(3)</sup>
T-552-S2		23.00	7	1.6	1.5	1.6	—	4.2 <sup>(3)</sup>
T-552-S2		23.00	7	1.6	1.5	1.7 <sup>(4)</sup>	—	4.2 <sup>(3)</sup>
T-562-S1-S2		23.00	7	1.2	1.5	1.1	1.2	4.2 <sup>(3)</sup>
T-562-S1-S2		23.00	7	1.2	1.5	1.1	1.1 <sup>(5)</sup>	4.2 <sup>(3)</sup>

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>	
B2		13.20	7	1.3	—	—	—	1.8
B3-1		14.00	7	1.2	—	—	—	2.7
B4-1		15.00	7+7 <sup>(2)</sup>	1.2	—	—	—	3.0
B5-1		12.50	7	1.1	1.7	—	—	2.5

(1) Contando solo con un eje delantero.  
 (2) Contando con facilidad de dirección de peso, por ejes.  
 (3) Contando que las ruedas traseras comparten los ejes y las ruedas de las partes traseras a 2.40 m.  
 (4) Eje delantero.  
 (5) Carga máxima de la suspensión en el eje delantero de la distancia entre ejes de ruedas en suspensión a 1.20 m.

# TABLA DE DIMENSIONES Y CARGA

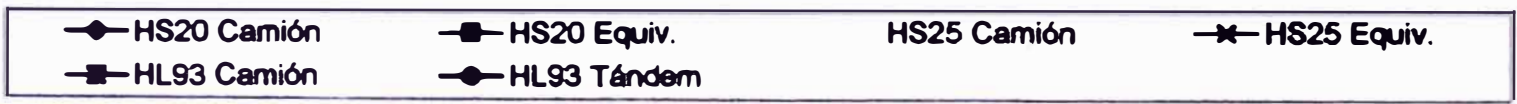
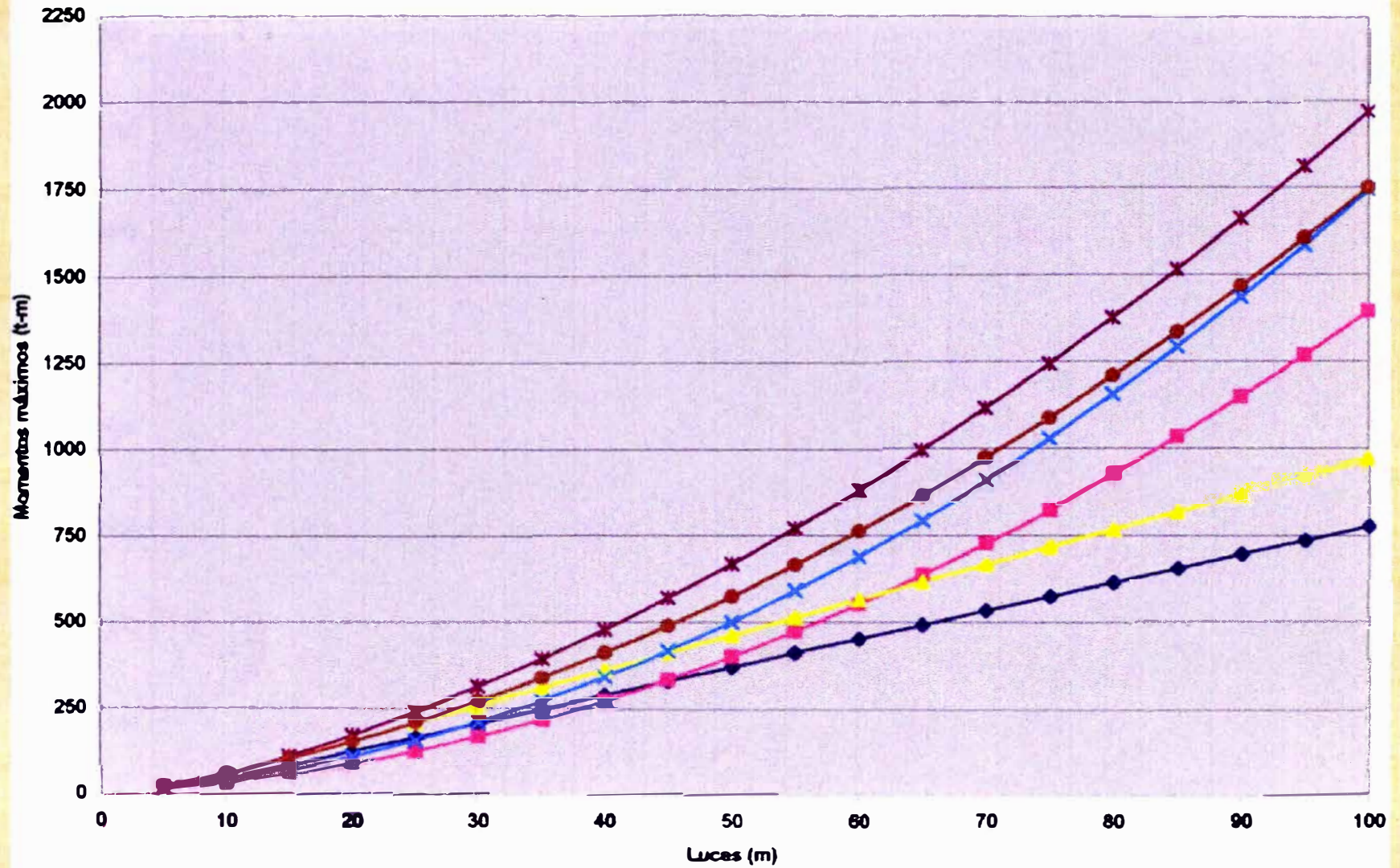
SIMBOLO	DIAGRAMA	LONGITUD TOTAL (MTS)	CARGA POR EJE (TN)				PESO BRUTO MAXIMO	
			EJE DELANTERO	CARGA POR EJE POSTERIOR				
				1° eje	2° eje	3° eje		4° eje
C4		13.20	7	18			25	
T3S3 o 3S3		20.50	7	18	25		48	



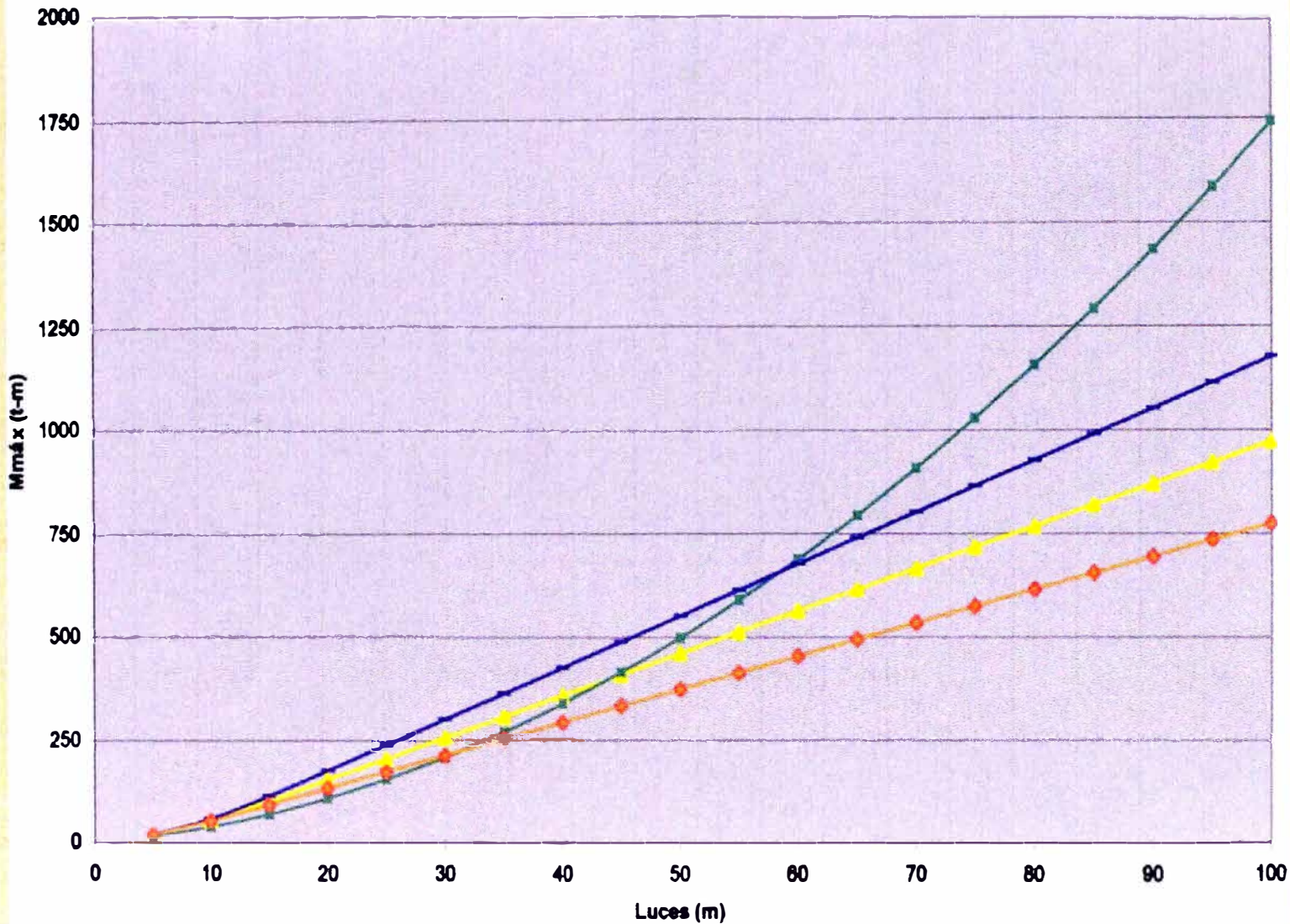
## CUADRO COMPARATIVO DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LOS DIFERENTES CAMIONES DE DISEÑO

MOMENTOS MAXIMOS (t-m)											
No	Lucas (m)	AASHTO HS20-44		AASHTO HS25-44		AASHTO LRFD		REG. FRANCES		CARGAS REALES	
		Camión	Equivalente	Camión	Equivalente	C. Diseño	Tándem	Sistema A	Bc (C-30)	T3S3	C4
1	5.00	18.14	13.18	22.68	16.48	21.12	24.41	24.96	21.38	21.24	21.34
2	10.00	44.81	32.32	56.02	40.40	55.97	61.69	79.37	52.50	60.08	55.28
3	15.00	84.23	57.40	105.28	71.76	110.55	104.92	149.58	94.50	116.76	95.27
4	20.00	124.58	88.44	155.73	110.56	172.20	154.11	230.49	151.36	177.40	135.30
5	25.00	165.41	125.44	206.76	156.80	239.81	209.24	319.69	224.59	239.90	175.30
6	30.00	206.23	168.38	257.79	210.48	313.38	270.33	416.81	298.41	302.35	215.23
7	35.00	247.05	217.28	308.81	271.60	392.89	337.37	518.83	372.56	364.83	255.22
8	40.00	287.88	272.13	359.84	340.16	478.36	410.37	627.54	446.93	427.32	295.20
9	45.00	328.70	332.94	410.87	416.17	569.78	489.32	741.93	521.44	489.81	335.19
10	50.00	369.52	399.69	461.90	499.61	667.15	574.22	861.82	596.04	552.30	375.18
11	55.00	410.35	472.40	512.93	590.50	770.48	665.07	987.06	670.72	614.78	415.17
12	60.00	451.17	551.06	563.96	688.83	879.76	761.87	1,117.56	745.45	677.27	455.15
13	65.00	491.99	635.68	614.99	794.59	994.99	864.63	1,253.24	820.23	739.76	495.14
14	70.00	532.82	726.24	666.02	907.80	1,116.18	973.34	1,394.06	895.03	802.25	535.13
15	75.00	573.64	822.76	717.05	1,028.45	1,243.31	1,088.00	1,539.97	969.86	864.73	575.12
16	80.00	614.46	925.23	768.08	1,156.54	1,376.40	1,208.62	1,690.94	1,044.71	927.22	615.10
17	85.00	655.28	1,033.66	819.11	1,292.07	1,515.44	1,335.19	1,846.94	1,119.58	989.71	655.09
18	90.00	696.11	1,148.04	870.14	1,435.04	1,660.44	1,467.71	2,007.96	1,194.47	1,052.20	695.08
19	95.00	736.93	1,268.37	921.16	1,585.46	1,811.39	1,606.18	2,173.96	1,269.37	1,114.68	735.07
20	100.00	777.75	1,394.65	972.19	1,743.31	1,968.29	1,750.61	2,344.95	1,344.27	1,177.17	775.05

### MOMENTOS MAX. VS LUCES POR ANCHO DE VIA CAMIONES AASHTO

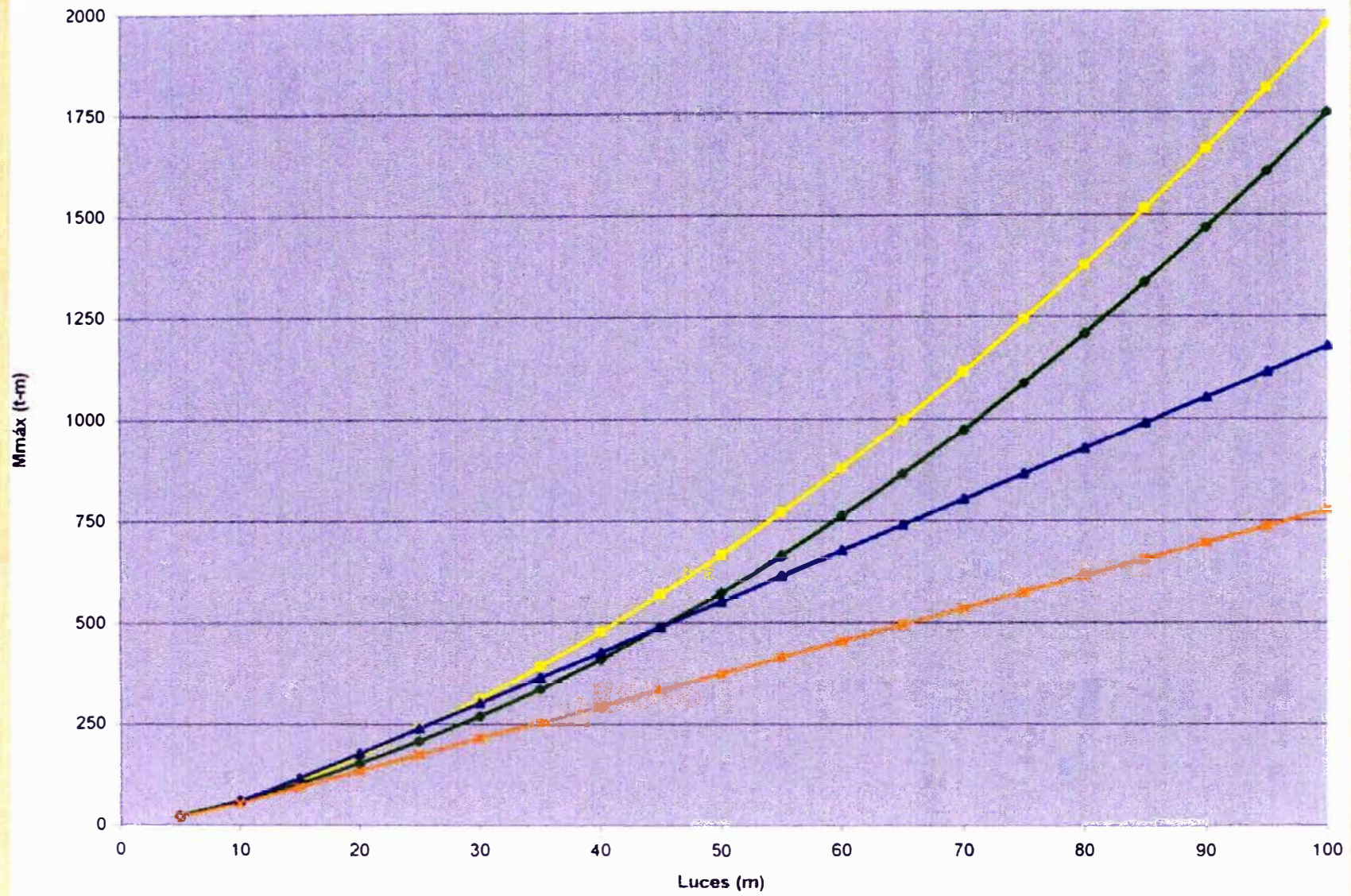


**MOMENTOS MAX. VS LUCES  
AASHTO Y CAMIONES REALES**



HS25 Camión    ● HS25 Equiv.    — Camión T3S3    ◆ Camión C4

# MOMENTOS MAX. VS LUCES AASHTO LRFD Y CAMIONES REALES



## **BIBLIOGRAFIA**

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, S.I. Units, 4th Edition, 2007.

Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, 2003.

Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú, 2001.

LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge, National Highway Institute, S.I. Units, 2003.

Example1: Three-Span Continuous Straight Composite I-Girder, 3rd edition, 2004. By Michael A. Grubb, P.E. and Roberth E. Schmidt, E.i.T.

Building Design and Construction Hanbook, 6th edition, 2001. By Frederick S. Merrit and Jonathan T. Ricketts. McGraw-Hill.