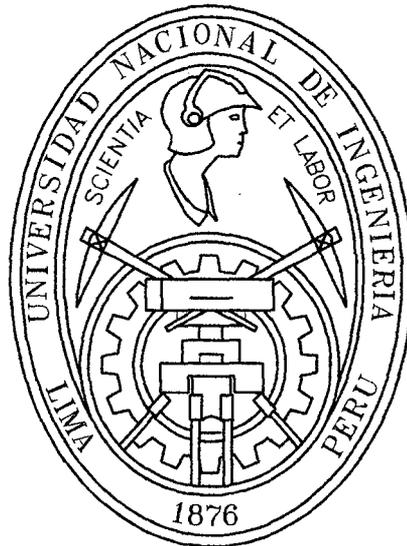


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ALTERNATIVA ESTRUCTURAL AL PUENTE
BOLOGNESI DE PIURA UTILIZANDO UNA ARMADURA
PARKER DE PERALTE VARIABLE**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

ABEL SALVADOR PALACIOS MELÉNDEZ

**Lima- Perú
2008**

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

ÍNDICE DE LA TESIS

RESUMEN.	5
INTRODUCCIÓN.	6
LISTA DE CUADROS.	7
LISTA DE FIGURAS.	8
LISTA DE SÍMBOLOS.	10
LISTA DE SIGLAS.	12
CAPITULO I : Memoria descriptiva.	13
1.1 Antecedentes.	13
1.2 Ubicación.	14
1.3 Características de la ubicación.	14
CAPITULO II : Aspectos geológicos e Hidrológicos.	15
2.1 Aspectos Geológicos.	15
2.2 Aspectos Geotécnicos.	20
2.3 Aspectos Hidráulicos.	24
2.4 Impacto Ambiental.	29
CAPITULO III : Diseño estructural.	32
3.1 Definición del sistema estructural de armaduras y predimensionamiento general.	32
3.2 Diseño del tablero utilizando líneas de influencia.	34
3.2.1 Diseño de losa de piso.	35
3.2.2 Diseño de largueros.	39
3.2.3 Diseño de vigas de piso.	49
3.2.4 Diseño de conexiones.	58
3.3 Cálculo de armaduras utilizando líneas de influencia.	66
3.3.1 Cargas de diseño.	66

3.3.2	Metrado de cargas.	66
3.3.3	Análisis estructural.	69
3.3.4	Diseño de elementos de la armadura.	90
3.3.5	Diseño de conexiones.	130
3.3.6	Cálculo de deformaciones por cargas permanentes y por cargas vivas. Límites AASHTO.	133
3.4	Diseño de elementos secundarios.	135
3.4.1	Diseño de armaduras de techo.	135
3.4.2	Arriostramiento del tablero.	144
3.5	Diseño de estribos.	144
3.5.1	Predimensionamiento general.	149
3.5.2	Cargas y combinaciones de cargas. Metrados.	150
3.5.3	Verificación de estabilidad.	154
3.5.4	Diseño estructural.	160
CAPITULO IV: Diseño sismorresistente.		168
4.1	Cálculo de longitud de asiento.	168
4.2	Consideraciones sismorresistentes en el diseño de armaduras metálicas.	168
4.3	Normas sismorresistentes ASSHTO.	178
CAPITULO V: Costos y presupuesto, comparación de proyectos.		179
5.1	Metrados.	179
5.2	Análisis de precios unitarios.	184
5.3	Presupuesto.	
5.4	Comparación entre el proyecto real y el proyecto propuesto.	191
CAPITULO VI: Aspectos relativos a la construcción.		192
6.1	Materiales. Especificaciones.	192
6.2	Fabricación de la estructura metálica.	194
6.3	Montaje de la estructura metálica. Equipos y procedimientos.	197

CONCLUSIONES	199
RECOMENDACIONES	200
BIBLIOGRAFÍA	201
ANEXOS	203
A1 Planos.	203

RESUMEN

En el año 1998 el fenómeno "El Niño" afectó intensamente la Ciudad de Piura, como consecuencia muchos puentes colapsaron, como el puente San Miguel y el puente Bolognesi en la ciudad de Piura, ante la magnitud de estos eventos, teniendo en cuenta los valores pico, se hicieron estudios intensos con modelos hidráulicos para simular el comportamiento del río en el tramo que comprende la ciudad de Piura.

Así en el año 2001 se empezó a construir el nuevo Puente Bolognesi que es una estructura de arco atirantado de 150m de luz; esta estructura fue diseñada empleando normas europeas como la sobrecarga C-30 que es Francesa a falta de una norma Peruana para el diseño de puentes. Cabe destacar que en ese año aún no entraba en vigencia el "Manual de diseño de puentes" del MTC.

La presente tesis denominada "Alternativa estructural al puente Bolognesi de Piura empleando una armadura Parker de peralte variable" aplica las normas AASHTO-LRFD y comprende el diseño de un puente reticulado de brida superior curva que simula el arco existente.

Los capítulos comprenden el estudio del tablero, armadura principal, armadura de techo, arriostramiento, dimensionamiento del aparato de apoyo, diseño de estribos y cálculo de pilotes. Se hace un presupuesto comparativo entre los dos proyectos. Además se hace mención de las consideraciones sismorresistentes para el diseño de puentes reticulados.

INTRODUCCIÓN

La tesis estudia un diseño alternativo al arco atirantado que resulta menos costoso y que mantiene la forma de un arco ya que se utiliza una brida superior curva. Se aplican las normas americanas AASHTO-LRFD.

Para una mejor comprensión de la tesis, a continuación se detalla el contenido de cada capítulo:

CAPITULO I	:	Memoria descriptiva.
CAPITULO II	:	Aspectos geológicos e Hidrológicos.
CAPITULO III	:	Diseño estructural.
CAPITULO IV	:	Diseño sísmorresistente.
CAPITULO V	:	Costos y presupuesto, comparación de proyectos.
CAPITULO VI	:	Aspectos relativos a la construcción
CONCLUSIONES		
RECOMENDACIONES		
BIBLIOGRAFÍA		
ANEXOS		

LISTA DE CUADROS

Cuadro 2.1: Caudales de diseño del análisis probabilístico.

Cuadro 2.2: Caudales de diseño del modelo hidrológico.

Cuadro 2.3: Comparación de resultados.

Cuadro 3.1: Resumen de acero de refuerzo en losa.

Cuadro 3.2: Resumen de momentos y reacciones máximas en viga de piso.

Cuadro 3.3 Resumen de esfuerzos en elementos.

Cuadro 3.4 Resistencia al corte de pernos A-325 y A-490

Cuadro 3.5: Resumen del diseño de los elementos.

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 2.1: Cuenca del río Piura.
- Fig. 3.1: Distribución de largueros.
- FIG. 3.2: Geometría de la armadura Parker.
- FIG. 3.3: Arriostramiento del techo y tablero.
- Fig. 3.4: Camión estándar de diseño HL-93.
- Fig. 3.5: Sección transversal típica.
- Fig. 3.6: Ubicación del eje Tandem.
- Fig. 3.7: sección transversal típica del puente en viga de piso.
- Fig. 3.8. Posición del camión estándar HL-93 a lo largo del puente para obtener la reacción máxima en la viga de piso.
- Fig. 3.9: Viga de piso en sección compuesta.
- Fig. 3.10: Posición del camión HL-93 para calcular el cortante máximo en el larguero.
- Fig. 3.11: Geometría de la armadura.
- Fig. 3.12: Etiqueta referencial de elementos de la armadura principal.
- Fig. 3.13: Factor de seguridad al pandeo.
- Fig. 3.14: Elementos concurrentes en el nudo para el chequeo de la cartela.
- Fig. 3.15: Análisis del plano A-A ,lado izquierdo de la cartela.
- Fig. 3.16: Deflexión máxima por carga muerta.
- Fig. 3.17: Armadura de techo sometida a carga de viento al nivel de la brida superior.
- Fig. 3.18: Portal sometido a carga de viento.
- Fig. 3.19. Esfuerzos en brida superior e inferior.
- Fig. 3.20: Análisis de la estructura por el método LRFD
- Fig. 3.21: Esquema del apoyo fijo en planta.
- Fig. 3.22: Esquema del apoyo fijo en elevación.
- Fig. 3.23: Esquema del apoyo móvil en planta.
- Fig. 3.24: Esquema del apoyo móvil en elevación.
- Fig. 3.25: Sección transversal típica del estribo.
- Fig. 3.26: Cargas aplicadas al estribo.
- Fig.3.27: Presiones máximas y mínimas del estribo.
- Fig. 3.28: Zapata sometida a carga trapezoidal. Estado límite de resistencia.
- Fig. 3.29: Zapata sometida a carga trapezoidal. Estado límite de evento extremo.

Fig. 3.30: Diagrama de fuerza cortante y momento flector en la pantalla.

Fig. 3.31: Diagrama de fuerza cortante y momento en la zapata.

Fig. 3.32: Distribución del acero de refuerzo.

Fig. 4.1: Desplazamiento máximo por sismo en la dirección longitudinal

Fig. 4.2: Desplazamiento máximo por sismo en la dirección transversal

LISTA DE SIMBOLOS

- A = Coeficiente de aceleración sísmica.
- A_g = Área bruta de una sección
- A_n = Área neta de una sección.
- B_1, B_2 = Factores usados para determinar el momento último en elementos con esfuerzos combinados de flexión y carga axial.
- B_e = ancho equivalente en análisis de sección compuesta.
- bf = ancho del ala de una viga metálica.
- C_{sm} = coeficiente de respuesta elástica sísmica para el modo de vibración m .
- d = Altura total de viga metálica.
- E = Módulo de Young.
- E_c = Modulo de elasticidad del concreto.
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.
- F_{cr} = Esfuerzo crítico.
- F_y = Límite de fluencia del acero.
- G = Módulo de corte.
- g = aceleración de la gravedad.
- I_{xx} Momento de inercia con respecto al eje x .
- I_{yy} Momento de inercia con respecto al eje y .
- J = Constante torsional de una sección.
- K = Factor de longitud efectiva.
- k_a = coeficiente de empuje lateral activo del suelo.
- k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo.
- k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo.
- K_h : Factor tamaño hueco estándar
- K_s : Factor de condición de superficie
- k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga de suelo.
- L_b = Longitud lateral no arriostrada.
- L_p = Longitud límite no arriostrada para que la sección desarrolle su momento plástico.
- L_r = Longitud límite no arriostrada para que ocurra el pandeo inelástico lateral torsional.
- m = factor de presencia múltiple.
- N_s : Número de planos de corte

- PD = presión de viento de diseño.
- Q = Momento de área.
- q = sobrecarga de suelo.
- qs = sobrecarga de suelo uniforme.
- r = radio de giro de una sección.
- S = Modulo elástico de una sección.
- Sw = Ancho de franja equivalente.
- ts = Espesor de la losa.
- tf = Espesor del ala de una viga metálica.
- tw = Espesor del alma de una viga metálica.
- U = coeficiente de reducción, utilizado para calcular el área neta efectiva.
- VDZ = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z .
- $V0$ = velocidad friccional, característica meteorológica del viento para diferentes características de la superficie.
- Vsr = Rango de esfuerzo cortante para la carga de fatiga.
- $V10$ = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o el agua.
- Z = Modulo plástico de una sección.
- Zr = Fuerza permisible al corte para una vida útil con una frecuencia N de ciclos cargados.
- β = índice de seguridad.
- γ = factores de carga; densidad de los materiales; densidad del agua; densidad.
- Δ_{DL} = Deformación por carga muerta.
- Δ_{IL} = Deformación por carga viva.
- Φ = factores de resistencia
- ϕf = ángulo de fricción interna
- λ = Relación de esbeltez.
- ρ = cuantía, expresa la relación del área de acero y el área de la sección.

LISTA DE SIGLAS

- AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ADTT: Número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño.
- ADTT_{SL}: Número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño
- AISC: American Institute of Steel Construction.
- C.R.: Carga repartida.
- DC: Peso propio de los elementos y accesorios.
- E.S: Espesor sacrificable de carpeta asfáltica.
- DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- LL: Carga viva vehicular consiste en la combinación de las siguientes cargas vehiculares: El camión de diseño HL-93 más la carga repartida de carril, o el Tandem de diseño más la carga repartida, se deberá analizar con cuál de estas combinaciones se obtiene la carga crítica.
- LRFD: Load and Resistance Factor Design.
- IM: Incremento por carga vehicular dinámica. Se considera como un porcentaje de la carga resultante del camión de diseño HL-93 o el Tandem de diseño, sin considerar la carga de carril.
- BR: Fuerza de frenado y aceleración.
- PL: Sobrecarga peatonal proveniente de la superestructura.
- LS: Sobrecarga superficial y de tráfico.
- WA: Subpresión de agua.
- EQ: Fuerza sísmica.
- EH, EV: Presión estática del suelo.

CAPITULO I: Memoria descriptiva.

1.1.- Antecedentes

El Fenómeno El Niño abarca a un gran sector de América Latina, especialmente a la costa norte del Perú. Dentro de esta área se ubican las ciudades de Piura y de Castilla, separadas por el Río Piura, cuya población se ve afectada este fenómeno, evento recurrente que se caracteriza por la ocurrencia de lluvias muy fuertes con precipitaciones acumuladas que pueden superar los 4,000 mm en sólo cuatro o cinco meses. En un lapso de 15 años, en la costa norte del Perú, en dos oportunidades (1982/83 y 1997/98), este fenómeno se ha presentado con una magnitud extraordinaria, que ordinariamente debía sustentar un retorno mayor.

Durante estos dos eventos se han presentado intensas y persistentes precipitaciones, que han sobrepasado las magnitudes anuales hasta entonces registradas. En 1982/83, en la cuenca del río Piura, las precipitaciones alcanzaron valores por encima de los 2000 mm y hasta 4000 mm, siendo los valores promedios anuales usuales acumulados entre 60 y 150 mm.

Como consecuencia de estos eventos, en la ciudad de Piura dos puentes colapsaron: El puente San Miguel (Puente Viejo) y el puente Bolognesi, los cuales comunican las ciudades de Piura y Castilla. De esta manera se hizo necesaria la construcción del nuevo puente Bolognesi, el cual se construyó pero esta vez empleando una estructura de arco atirantado con una luz de 150 m. Asimismo se construyeron dos puentes colgantes peatonales, el primero donde antes se situaba el puente San Miguel y el segundo en la Av. Málaga con salida al Hospital Cayetano Heredia. También se implementó un sistema de defensas ribereñas en ambas márgenes del Río Piura para evitar se desvíe de su cauce natural.

El sistema estructural con el que fue diseñado el nuevo Puente Bolognesi corresponde a un arco atirantado de luz 150 m, otro sistema alternativo es un puente colgante que cubra la misma luz. Y también una armadura Parker que cubra la luz completa, sin apoyos intermedios ya que la socavación en la zona es alta y queda descartada cualquier propuesta con apoyos intermedios.

1.2.- Ubicación

En el Norte de Perú se ubica el territorio del departamento de Piura, que tiene una superficie de 40,580 km.², lo que corresponde al 3.2 % del territorio peruano. Este departamento se extiende desde la frontera con el Ecuador y el departamento de Tumbes, al norte, hasta la frontera con el departamento de Lambayeque, al sur, entre los 3.3 y los 6 grados de latitud; por el este desde la frontera del departamento de Cajamarca hasta el Océano Pacífico entre los 79 y 81 grados de longitud.

1.3.- Características de la ubicación

La ciudad de Piura se encuentra separada del distrito de Castilla por el Río Piura, estas ciudades tienen un clima semi-árido, típico de la costa norte del Perú, debido a la proximidad a la línea ecuatorial y a la presencia de la corriente marina de Humboldt, de aguas frías. Estas características ocasionan una alta temperatura ambiental y la escasez de las precipitaciones, salvo durante los esporádicos ingresos de las corrientes marinas de las aguas calientes debido al fenómeno "El Niño". En este período ocurren lluvias muy fuertes con intensidades acumuladas mayores a 2,000 mm durante sólo cuatro o cinco meses, cuando se dan circunstancias correspondientes a lo que se llama Fenómeno de El Niño.

CAPITULO II: Aspectos geológicos, geotécnicos e Hidrológicos.

La información básica que se muestra a continuación se extrajo de los informes presentados en el "Estudio para el tratamiento integral del río Piura" del año 2000.

2.1 Aspectos Geológicos

Desde el punto de vista geológico, la cuenca del río Piura está conformada por una amplia variedad de rocas y agregados de edad comprendida entre el Pre-Cambriano y el Cuaternario. Las rocas más antiguas que yacen en la cuenca del río Piura constituyen el Zócalo Precambriano y el Paleozoico Inferior que conforman un Complejo Metamórfico Igneo desarrollado en varias fases de metamorfismo regional.

Desde el punto de vista de la geodinámica externa, la cuenca del río Piura está constantemente afectada por fenómenos de diferente tipo, de los cuales el más importante es la erosión de sus riberas que provoca deslizamientos de diferente magnitud en las zonas encañonadas de los valles andinos, con efectos de diversa naturaleza en las zonas bajas, siendo el más importante las grandes inundaciones destructivas en época de máximas precipitaciones pluviales, con graves repercusiones potenciales en el sector urbano del cauce del río.

Las unidades litoestratigráficas reconocidas en la zona de estudio están constituidas principalmente por depósitos cuaternarios recientes que cubren rocas sedimentarias terciarias.

Formación zapallal (Ts-Za)

Constituye la secuencia terciaria de mayor espesor y extensión areal de la zona de estudio y aflora ampliamente en los sectores de la presa Los Ejidos, en su margen izquierda, y en menor proporción en la derecha, en la que se muestra como puntones aflorantes frente a los terrenos de la urbanización Los Cocos y la Caseta de Bombeo, por debajo de la Antena en una secuencia de rocas de naturaleza argílica y pelítica, de origen marino. De un modo general, muestra la siguiente secuencia:

Areniscas de color gris verdoso intensamente meteorizado con tintes azulados; los granos muestran diámetros de predominio areno limoso; la resistencia aumenta con la profundidad, dependiendo de las zonas con influencia de la napa freática superficial.

Areniscas de grano fino de color pardo amarillento, que se encuentran intensamente meteorizadas y muestran presencia de oxidaciones en la parte media.

Argílitas abigarradas con presencia de oxidaciones ferrosas que le dan un aspecto moteado, intercaladas con lutitas de color gris verdoso intensamente meteorizados.

Lodolitas de color gris verdoso de intensa meteorización y presencia de estratificación laminar con buzamiento sensiblemente horizontal; hacia la base se muestran oxidaciones a manera de capas estratificadas.

Areniscas de grano medio a grueso de color gris claro a verdoso, con alto contenido de concreciones y carbonatos, con estratificación sensiblemente horizontal, que al estado seco muestra alta resistencia, mientras en contacto con la napa freática se presenta meteorizada al estado de suelo arenoso de buena compacidad. Se observa presencia de oxidaciones a manera de pequeños lentes.

Así mismo, aflora en las cercanías del puente Cáceres, en la margen izquierda del río y en la margen derecha hacia el sector del cuartel El Chipe; también en el puente Sánchez Cerro, margen izquierda del río. A la altura del puente Bolognesi el zapallal ha sido erosionado encontrándose en la profundidad de 2.30 m en el cauce hacia la margen izquierda presentándose como roca bastante meteorizada hasta el estado de arcillas. Hacia la parte externa del estribo izquierdo la formación zapallal se encuentra a 2.25 m de la superficie.

Depósitos aluviales

La distribución arenal de este tipo de materiales se amplía hacia las zonas de las terrazas antiguas del río Piura, en las que se asientan las principales áreas agrícolas. Se trata básicamente de una intercalación de limos de color marrón claro con arenas de color pardo amarillento, de grano fino a medio, con presencia de numerosas raíces de árboles y plantas menores. Así mismo, se observa presencia de pequeños lentes de arcillas de color marrón claro a oscuro por la presencia de humedad.

Depósitos fluviales

Se hallan acumulados en el fondo y en las márgenes del curso fluvial del río Piura, y están constituidos por arenas de color pardo amarillento hacia la base y de color gris claro en superficie, variando de grado de compacidad de bajo a medio, conforme se profundiza en el cauce del mismo. Se nota la presencia de lentes de arcillas de color marrón claro a pardo, de plasticidad media y de buena distribución areal y materiales limo arcillosos. Tienen su mayor amplitud en las zonas de Valle y Llanura; los depósitos más importantes se hallan en el río Piura.

Depósitos eólicos

Este tipo de depósitos se distribuye principalmente en la margen derecha del río Piura en el sector Los Ejidos - puente Cáceres, así como en el tramo sur del sector puente Bolognesi - puente Integración y se trata de arenas limosas de color gris claro sueltas, producto del retrabajado por el viento de materiales aluviales y fluviales y depositados aguas arriba del mismo. Se trata de acumulaciones de arenas de espesor variable y en algunos sectores detenidos por la presencia de vegetación arbustiva.

Las principales conclusiones del estudio geológico son las siguientes:

- a) La cuenca del río Piura, geológicamente, está conformada por una amplia gama de rocas de edad comprendida entre el Pre-Cambriano y el Cuaternario. En el área de la costa hay predominancia de formaciones terciarias superficiales, donde sobresalen los tablazos marinos, así como los depósitos aluviales y eólicos recientes.

- b) Desde el punto de vista tectónico, la cuenca del río Piura participa del estilo tectónico propio del noroeste peruano en el que está inmersa el área en estudio, al encontrarse dentro de bloques fallados provocados por movimientos tensionales, gravitacionales (falla de gravedad), los que son controlados por pilares que se atenúan hacia el sur en la parte baja de la cuenca.
- c) El tramo comprendido entre la presa Los Ejidos y futuro puente Integración, desde el punto de vista geológico está constituido por:
- Afloramiento de un substratum (Bed Rock) posible Formación Zapallal tal como se observa en las cercanías de Los Ejidos, puente Cáceres y puente Sánchez Cerro. Rocas de este tipo se han observado en la serie de calicatas ejecutadas en las que se ha confirmado la presencia de limos ligeramente calcáreos, poco cohesivos.
 - Depósitos de inconsolidados (eólicos, fluviales, aluviales) depositados en el periodo cuaternario y reciente, que se encuentran cubriendo la parte superficial del tramo II tanto en su margen izquierda como en su margen derecha.
- d) Las rocas sedimentarias asumidas como Formación Zapallal en el área de estudio se encuentran meteorizadas con pronunciadas manifestaciones de oxidación, lo que determina un grado de alteración que permite niveles de erosión local en las riberas y erosión diferencial en el fondo del cauce.
- e) Debido a los fenómenos de geodinámica externa que ocurren en la parte alta de la cuenca y al carácter y naturaleza de las rocas, se produce un gran acarreo de sólidos en solución, suspensión y carga de fondo que ocasionan una erosión general importante en el área de estudio, situación que se acentúa durante los eventos climáticos que, en forma intermitente, ocurren en la región. Tales eventos son responsables de los desastres recientemente ocurridos, como la pronunciada erosión de riberas, caída de puentes, etc., al que se suma el carácter vulnerable de la constitución litológica de la formación aflorante entre el tramo Los Ejidos y puente Integración.
- f) La mayor parte de los materiales inconsolidados existentes como son las arenas arcillosas, arcillas y escombros que se encuentran en las cabeceras (más o menos 3,000 m.s.n.m), se ha observado, que son de la misma naturaleza que los depósitos sedimentarios que se encuentran en la cuenca del río Piura, en las cercanías al mar.

- g) El reconocimiento geológico en el área de estudio ha permitido verificar la existencia de acciones de interferencia negativa dentro del cauce del río Piura provocados por la acción del hombre, siendo las más notables, el emplazamiento de la presa Los Ejidos y el estrangulamiento del cauce del río a la altura del puente Cáceres, que han generado fenómenos de hidráulica fluvial traducidos en problemas sedimentológicos así como focalización y dirección de los fluidos durante los periodos intermitentes de avenidas.
- h) Es igualmente notable la acción bacterial producto del vertimiento de efluentes que degradan el suelo hacia el cauce del río Piura.
- i) El sistema tributario conformado por ríos secundarios y quebradas drenan a un colector principal que es el río Piura, aportando gran cantidad de sedimentos a la parte baja de la cuenca. Entre estos tenemos :
- Quebrada Carneros -Tambogrande
 - Río Yapatera-Chulucanas
 - Río Corrales-Morropón
 - Río Bigote-Salitral
 - Río Seco-Malacasí
 - Ríos Huarmaca, Pusalca, Pata-Serrán
- j) Como producto de la formación de los Andes, sometidos posteriormente a efectos de glaciación (con formación de circos glaciares), en las partes bajas se acumulan agregados, arenas y material para afirmado, formando canteras entre las que destacan, Serrán, Salitral, Bigote, La Quemazón, Pareja, Piedra El Toro, Pilán, La Viña, Belén, Yapatera, Río Seco, Malingas, Pedregal, Carneros, La Obrilla, Vice, Zapata, Avendaño, Chuchal, San Cristo, Singucate, Dotor, etc. Posteriormente, a estos sucesos, en la llanura costanera se han emplazado mantos de arena eólica durante un tiempo prolongado, persistiendo este proceso hasta la actualidad.

2.2 Aspectos Geotécnicos

El objetivo principal del estudio geotécnico ha sido la determinación de las propiedades físico-mecánicas de los diferentes tipos de suelos, así como la

caracterización y rocas de la Formación Zapallal que constituye el basamento rocoso.

Características geotécnicas de suelos y rocas

Los materiales cuaternarios de la zona de estudio, presentan una gran variedad de tipos y de diversos grados de compactación, dependiendo de su posición y antigüedad, siendo los sedimentos dominantes del tipo SP, SM, SP-SM, SC, SW, CL, CH, MH.

Los materiales cuaternarios de origen aluvial se caracterizan por estar ubicados en las zonas profundas e intermedias de las terrazas antiguas, en contacto erosional con las rocas de la Formación Zapallal, caracterizadas por presentar una intercalación de arenas de grano grueso en la base y de arenas de grano fino con alto contenido de micas y de compactación media. Por encima de las capas anteriores, reposan arenas de color pardo amarillento intercaladas con capas de arcillas de color marrón claro con alto contenido de humedad, concluyendo hacia el tope con arenas de color gris claro de grano medio a fino con alto contenido de micas y de compactación media a baja.

Cubriendo a los aluviales, se presentan suelos de naturaleza arenosa a arenolimosa de tipo fluvial, caracterizados por su grado de compactación de media a baja, concluyendo en su tope con arenas limosas de baja compactación y alto contenido de humedad que son utilizadas por los pobladores de la zona como terrenos de cultivo temporales.

Por encima de los aluviales y fluviales antiguos, se observan arenas eólicas de baja compactación y que han sido transportadas preferencialmente por acción del viento a la margen derecha en el sector Los Ejidos - puente Cáceres, formando pequeñas dunas y rizaduras. Las propiedades físico-mecánicas de estos diferentes suelos se pueden observar en el cuadro correspondiente.

En el área de estudio afloran y profundizan rocas de la formación Zapallal, de la edad Terciaria Superior, caracterizada por presentar en la zona de influencia del proyecto tres horizontes bien definidos, que de arriba hacia abajo muestran la siguiente secuencia:

Las rocas de la Formación Zapallal descritas anteriormente, de acuerdo a su ubicación presentan diferentes grados de conservación, en función de su litología y de la presencia de la napa freática.

De arriba hacia abajo, se muestran rocas de naturaleza argílica bastante meteorizadas -a un menor grado de conservación de sus propiedades naturales-, convertidas en suelos residuales de naturaleza arcillo-limosa a areno-limosa, de color gris verdoso a gris azulado con presencia de oxidaciones a manera de manchas de color pardo amarillento y de baja compacidad, en un espesor aproximado de 1.50 a 2.00 m, que deben sus variaciones a la predominancia de argílitas o areniscas con alto contenido de concreciones calcáreas. El espesor de la zona intensamente meteorizada se ha establecido en 10 m, debido a su bajo grado de resistencia y conservación, así como a sus condiciones de pérdida de cohesión y transformación en suelos residuales con valores de peso volumétrico de 1.75 a 1.85 gr/cm³ y resistencia a la compresión de 1.20 a 3.5 kg/cm².

Por debajo de la capa meteorizada se encuentran rocas de mejor grado de conservación, caracterizadas por un mejoramiento de sus propiedades físico-mecánicas, en un espesor de 1.00 a 1.20 m, con valores de peso volumétrico entre 1.88 y 1.92 gr/cm³ y resistencia a la compresión mayor a 10 kg/cm².

A la profundidad de 12.00 a 13.50 m, se observan rocas de buen grado de conservación, correspondientes a las rocas originarias de la Formación Zapallal, caracterizadas por sus valores de peso volumétrico de 2.10 a 2.25 gr/cm³ y resistencia a la compresión inconfina de 20 a más kg/cm² y mayor grado de conservación.

Los principales tipos de rocas originarias determinadas durante los sondajes, corresponden a argílitas de color gris verdoso a gris azulado, areniscas de color gris claro con alto contenido de concreciones calcáreas y lodolitas de color pardo amarillento con alto contenido de oxidaciones a manera de manchas.

Profundidad de basamento

En el tramo presa Los Ejidos - puente Cáceres el basamento rocoso es aflorante y en las zonas de llanura de inundación se le ubica a la profundidad de 5.50 a 6.80 m y llegando de 1.50 a 0.50 m en los lugares más superficiales. Aguas abajo, en las proximidades de la urbanización Los Cocos se ubica a la profundidad de 0.45 m y hacia el cauce del río a 3.20 m, siendo su profundidad en la margen izquierda de 3.00 metros.

En el tramo puente Cáceres - puente Sánchez Cerro, el basamento rocoso aflora en ambos estribos del primer puente, cubierto por una capa de sedimentos de 5.00 m en su margen izquierda. A la altura del puente Intendencia el basamento rocoso se ubica a la profundidad de 3.45 m en su margen derecha, 1.20 m en el cauce y 0.50 m en la margen izquierda.

En el tramo puente Sánchez Cerro - puente San Miguel el basamento rocoso se ubica a 2.00 m en la margen derecha, 1.50 m en el cauce y 3.50 m en el estribo izquierdo del primer puente. A la altura del puente San Miguel, el basamento rocoso se ubica a una profundidad de 9.50 m en la margen izquierda, hacia el cauce 10.50 m y a la margen derecha, a una profundidad de 11.25 m.

En el tramo puente San Miguel-puente Bolognesi el basamento se hace más ostensible, llegando a ubicarse a una profundidad de 0.60 m a partir de la cota de fondo en la margen derecha, mientras que en la margen izquierda aflora el Zapallal a partir de la cota de fondo. A medida que avanzamos hacia el sur, con dirección al puente Bolognesi, la profundidad del Zapallal aumenta a 2.50 m en la margen derecha y de 10.00 m en la margen izquierda.

En el tramo puente Bolognesi-puente Integración el basamento rocoso se ubica a una profundidad de 14.50 m en la margen derecha, en el cauce a una profundidad de 14.55 m y a la margen izquierda, a una profundidad de 10.00 m, medidos a partir de la cota de fondo de los puentes mencionados.

Las propiedades de los principales materiales de los tramos A y B muestran los siguientes valores:

El tramo que comprende la zona del puente Bolognesi tiene las siguientes características.

- a) Peso específico de 2.55 a 2.82
- b) Peso volumétrico de 1.56 a 2.02 gr./cm³.
- c) Angulo de rozamiento interno 29° a 36°
- d) Cohesión de 0.18 a 0.70 kg/cm²
- e) Resistencia a la compresión Inconfinada de 1.10 a 22.97 kg/cm²
- f) Límites de Atterberg: LL=31.0 a 80.0, LP=13.00 a 34.17 e IP=10.0 a 55.00.
- g) Tipo de suelos: SP, SM, SP-SM, SC y CL
- h) Tipo de rocas: Lutitas, Argilitas, Areniscas, Areniscas carbonatadas y Lodolitas, las que por intemperismo dan lugar a suelos de tipo CL, CH, SC, SP, SM, ML, MH y en menor proporción SP-SM

La recomendación principal es que, debido a la naturaleza y condiciones de baja compacidad de los materiales cuaternarios, las obras a ser proyectadas no deberán ser cimentadas a las profundidades de aparición de las mismas, toda vez que estas muestran baja resistencia, reflejada en sus propiedades físico-mecánicas, particularmente su ángulo de rozamiento interno y cohesión, complementado con la influencia de la napa freática.

Los mayores espesores de los depósitos cuaternarios se presentan en el tramo puente Bolognesi-puente Integración, conformados por una secuencia alternada de sedimentos de arenas de grano medio a grueso de color gris claro a pardo amarillento y arenas de grano fino con alto contenido de micas, cubiertas por arenas arcillosas y lentes de arcillas de color marrón con alto contenido de humedad y de mediana compacidad, así como, en superficie, predominio de arenas limosas de color marrón claro de baja plasticidad y baja compacidad.

2.3 Aspectos Hidráulicos

La cuenca del río Piura se ubica geográficamente en la costa norte del Perú, entre los meridianos 79°29' y 80° de longitud Oeste y los paralelos 4°42' y 5°45' de latitud Sur. El área de esta cuenca es de 9500 km², incluyendo la cuenca

del dren Sechura y la Laguna Ramón. Generalmente se considera que sólo el 31% de la superficie de la cuenca es húmeda mientras que el resto es árida y/o semiárida.

Los niveles de la cuenca oscilan entre 5 y 10 m.s.n.m. cerca de la ciudad de Sechura y la Laguna Ramón, y hasta más de 3600 m.s.n.m. cerca de Huarmaca. La mayor parte de la cuenca está por debajo del 530 m.s.n.m.

El río Piura nace en las alturas de Huarmaca, a más de 3600 m.s.n.m. y pasa por las provincias de Huancabamba, Morropón, Piura y Sechura donde se ubica su desembocadura (Laguna Ramón). Se puede decir que tiene tres tramos típicos.

- a) Tramo 1 con la dirección noroeste, hasta Tambogrande, de 125 km. de longitud
- b) Tramo 2 con la km dirección Oeste entre Tambogrande y la hacienda San Rafael de unos 25 km.
- c) Tramo 3 con la dirección suroeste, desde la hacienda San Rafael hasta la Laguna Ramón.

A lo largo de su recorrido de cerca de 280 km, el pendiente longitudinal promedio varía entre 15% en los tramos altos hasta 0.037% en el tramo aguas abajo de la ciudad de Piura.

Teniendo en cuenta los parámetros morfológicos y topográficos, el río Piura, aguas abajo de la hacienda San Rafael, carece de afluentes salvo de algunas quebradas entre la hacienda y la represa Los Ejidos.



Fig. 2.1: Cuenca del río Piura.

El fenómeno El Niño es el factor principal que provoca abundantes precipitaciones y altos caudales del río. Como resultado de este fenómeno, el caudal máximo registrado alcanza los 4424 m³/s (1998) pero, al mismo tiempo, durante varios meses, fuera de los años con el Fenómeno El Niño, existen registros de caudales mínimos de 0 m³/s.

El régimen hidráulico del río se puede dividir en dos temporadas de manera similar para todos los ríos de la costa norte del Perú. El periodo de avenidas generalmente corresponde a febrero–abril, mientras que el periodo de estiaje ocurre durante los meses de junio a diciembre.

Analizando el impacto del Fenómeno El Niño de 1983 y de 1998 se puede destacar dos periodos típicos de los registros en la cuenca del río Piura. El periodo entre 1926 y 1982 es caracterizado por caudales bajos, mientras que el periodo 1983–1998 se caracteriza por caudales muy altos y con una alteración fuerte del clima regional, que ha resultado en ocurrencia de las avenidas extraordinarias en un lapso relativamente corto.

Del análisis probabilístico se determinan los siguientes caudales de diseño:

Probabilidad de ocurrencia	(%)	4	2	1
Período de retorno	(años)	25	50	100
$Q_{\text{máxinst}}$	[m ³ /s]	2698	3412	4153

Cuadro 2.1: Caudales de diseño del análisis probabilístico.

Del análisis de modelo hidrológico se determinan los siguientes caudales de diseño:

Probabilidad de ocurrencia	(%)	4	2	1
Período de retorno	(años)	25	50	100
$Q_{\text{máxinst}}$	[m ³ /s]	2906	3773	4546

Cuadro 2.2: Caudales de diseño del modelo hidrológico

La comparación de los resultados usando dos modelos se presenta a continuación:

Probabilidad de ocurrencia	(%)	4	2	1
Período de retorno	(años)	25	50	100
Estadístico Q1	[m ³ /s]	2698	3412	4153
Modelo Q2	[m ³ /s]	2906	3773	4546
Diferencia: (Q1 – Q2)/Q2		0.07	0.09	0.09

Cuadro 2.3: Comparación de resultados.

- a) La comparación de los resultados obtenidos usando dos métodos diferentes, confirma que no existe una diferencia importante entre los resultados obtenidos (menor a 10%). Estos resultados, con la diferencia tan pequeña, se pueden considerar como muy buenos y confiables, especialmente teniendo en cuenta los datos disponibles para los análisis realizados.

PRINCIPALES PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DURANTE EL FENÓMENO EL NIÑO

REGISTRO DE CAUDALES, NIVELES Y VELOCIDADES

Puente Cáceres:

Caudales con datos de cota de agua, cota de erosión máxima y velocidad promedio

Fecha	Caudal m ³ /s	Cota de nivel de agua m.s.n.m	Cota de Erosión máxima m.s.n.m	Velocidad Promedio m/s
16.03.98	4421	30.50		
17.03.98	2491	27.86	16.16	2.13
23.03.98	2219	26.68	17.18	2.28
25.03.98	1324	25.01	17.38	2.14
31.03.98	2289	27.08	17.08	2.51
01.04.98	3650	26.68	16.58	3.15
02.04.98	2352	26.74	17.74	2.88

Puente Sánchez Cerro

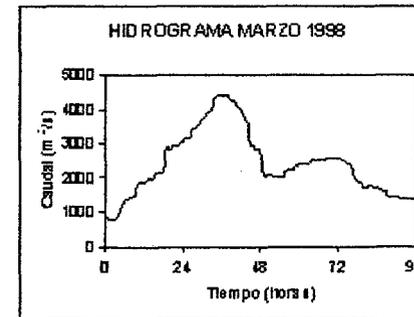
Caudales con datos de cota de agua, cota de erosión máxima y velocidad promedio

Fecha	Caudal m ³ /s	Nivel de agua m.s.n.m	Cota de Erosión máxima m.s.n.m	Velocidad Promedio m/s
18.03.98	1144	25.89	17.19	2.25
23.03.98	2274	24.72	16.42	3.88
25.03.98	1174	24.66	17.26	2.77
31.03.98	2360	26.18	17.78	3.81
01.04.98	3727	27.43	17.39	4.86
02.04.98	2352	26.01	17.91	4.33

Puente Bolognesi

Caudales con datos de cota de agua, cota de erosión máxima y velocidad promedio

Fecha	Caudal m ³ /s	Nivel de agua m.s.n.m	Area m ²	Cota de Erosión máxima m.s.n.m	Velocidad Promedio m/s
29.12.82	221.7	26.09	200.46	22.44	1.10
20.01.83	1151.8	29.35	602.56	22.11	1.91
11.03.83	1207.4	26.29	582.99	20.31	3.07
15.03.83	20.3	24.40	46.28	22.20	0.46
30.03.83	2947.4	29.10	905.93	19.63	3.25
22.12.97	308.0	24.74	300.49	19.43	1.02
31.12.97	510.0	25.46	333.20	20.39	1.53
9.01.98	1235.0	26.79	486.90	20.48	2.54
11.03.98	1750.0	27.32	652.08	20.95	2.68
18.03.98	424.0	24.74	430.55	18.52	0.98



Hidrograma de la máxima avenida registrada en la Presa de Los Elmos, en el mes de marzo de 1998, entre los días 10 (21:00 horas) y 14 (21:00 horas)

2.4 Impacto Ambiental

En este capítulo brevemente se mencionarán las recomendaciones del MTC en el manual de diseño de puentes para el estudio de impacto ambiental.

Enfoque

La Construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio - económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

Objetivos y Alcances

Los estudios ecológicos tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.
- Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

La metodología a seguir en un estudio de Impacto Ambiental será la siguiente:

1. Identificación de Impactos

Consiste en identificar los probables impactos a ser investigados, para lo cual es necesario conocer primero de la manera más amplia el escenario sobre el cual incide el proyecto; cuya ubicación, ejecución y operación afectará el entorno ecológico. Así mismo, es imprescindible el conocimiento del proyecto a desarrollar, que involucra no sólo el contexto técnico sino también las repercusiones sociales y experiencias del desarrollo de este tipo de proyectos en otros escenarios.

2. Previsión de Impactos

El objetivo en este nivel está orientado hacia la descripción cuantitativa o cualitativa, o una combinación de ambas, de las principales consecuencias ambientales que se han detectado en el análisis previo.

3. Interpretación de Impactos

Implica analizar cuán importante es la alteración medio ambiental en relación a la conservación original del área.

4. Información a las comunidades y a las autoridades sobre los impactos ambientales

En esta etapa hay que sintetizar los impactos para presentarlos al público que será afectado por los impactos ambientales detectados; y a las autoridades políticas con poder de decisión. La presentación deberá ser lo suficientemente objetiva para mostrar las ventajas y desventajas que conlleva la ejecución del proyecto.

5. Plan de Monitoreo o Control Ambiental

Fundamentalmente en esta etapa se debe tener en cuenta las propuestas de las medidas de mitigación y de compensación, en función de los problemas detectados en los pasos previos considerados en el Estudio; asimismo, la supervisión ambiental sustentada en normas legales y técnicas para el cumplimiento estricto de las recomendaciones.

Información mínima que requieren los estudios de Impacto Ambiental en Puentes

La información mínima para un estudio de Impacto Ambiental en Puentes será:

1. Fauna silvestre
2. Flora adyacente
3. Presencia de agua en el cauce
4. Relieve topográfico
5. Deforestación en los taludes del cauce
6. Probabilidad de erosión lateral de los taludes
7. Material sedimentado en el Lecho del cauce
8. Presencia de recursos hidrobiológicos
9. Valor estético del paisaje
10. Densidad de población
11. Red de transportes adyacentes.
12. Otras estructuras adyacentes

Documentación

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo lo siguiente:

- Descripción de los componentes ambientales del área de influencia del Proyecto
- Análisis de la información sobre el estado de los puentes adyacentes a la zona del proyecto.
- Aplicaciones Metodológicas e identificación de Impactos Ambientales Potenciales.
- Identificación de Medidas Preventivas y Correctivas
- Conclusiones y Recomendaciones

CAPITULO III: Diseño estructural

3.1 Definición del sistema estructural de armaduras y predimensionamiento general.

La armadura que se usará para este sistema corresponde a una armadura tipo "Parker", tal como se indica en el título de la tesis, se asume que la longitud de esta armadura es igual a la existente, es decir 150m.

El peralte de la armadura por tratarse del tipo "Parker" será variable, correspondiendo al galibo máximo una longitud de 25m, siendo la relación Galibo/Longitud/=1/6.

Ahora se calculará la longitud transversal, considerando: El número de carriles, de bermas, barreras.

Se ha considerado cuatro carriles de 3.60m, dos bermas laterales de 2m, una berma central de 1m, dos barreras de sección transversal variable comenzando en 0.30m al nivel de la berma y de 0.20m a 1m de altura.

Por lo tanto se tiene que $A=4*3.60+2*2+1+2*0.30=20m$

Ahora se definirá el número de largueros: Se considera nueve largueros espaciados a 2.35m y dos volados de 0.60m, se obtiene un ancho de tablero de 20m.

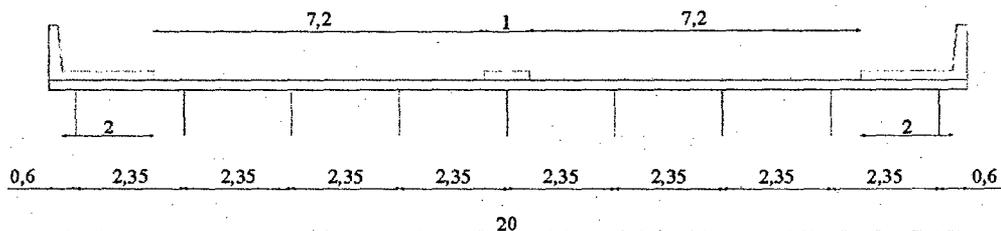


Fig. 3.1: Distribución de largueros.

La armadura tiene una longitud de 150m, es necesario definir el número de paños que cubran esta longitud. Para esta tesis se considera que 20 paños de 7.50m cubren la luz del puente.

Conocido el número de paños se tiene que definir la altura al nivel del portal, dicha altura tiene una longitud mínima de 5.50m además tiene que ser compatible con la geometría de la armadura, la cuál debe asemejar un arco, igual que en el puente existente, entonces se considera que la altura en el portal es de 7.5m entre el eje de la brida superior y el eje de la brida inferior en el primer paño. La figura 3.2 muestra el detalle.

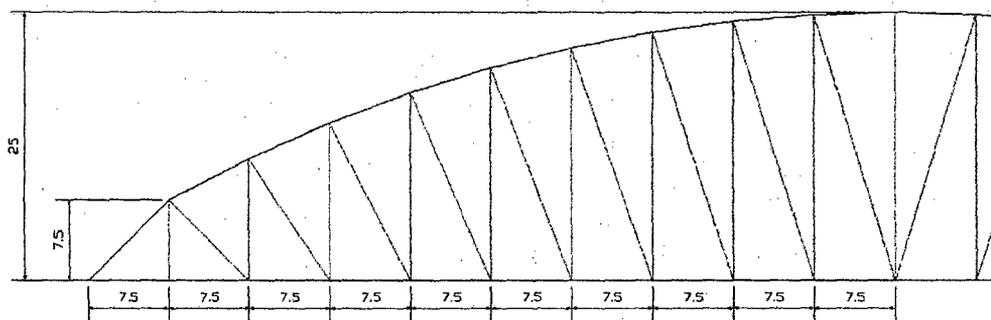


FIG. 3.2: Geometría de la armadura Parker.

Ahora se definirá el arriostramiento del techo y también del tablero, para efectos de cálculo, en la presente tesis se ha considerado arriostres en cruz de sección cajón, los cuales se dividen en tres paños a lo largo del travesaño, en la armadura de techo y a lo largo de las vigas de piso en el caso del tablero. La figura 3.3 muestra el arriostramiento del tablero, en el caso de la armadura de techo se omiten el primer y último paño, los cuales no presentan arriostres, puesto que son el portal de ingreso y salida.

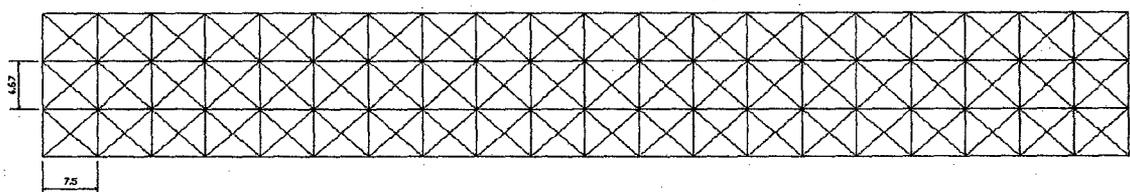


FIG. 3.3: Arriostramiento del techo y tablero.

De esta manera queda definido el sistema estructural del puente, cuyo diseño es el tema de la presente tesis.

3.2 Diseño del tablero utilizando líneas de influencia.

Las cargas de diseño a emplearse serán las siguientes:

- DC: Peso propio de los elementos y accesorios.
- DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- LL: Carga viva vehicular consiste en la combinación de las siguientes cargas vehiculares: El camión de diseño HL-93 más la carga repartida de carril, o el Tandem de diseño más la carga repartida, se deberá analizar con cuál de estas combinaciones se obtiene la carga crítica.
- IM: Incremento por carga vehicular dinámica. Se considera como un porcentaje de la carga resultante del camión de diseño HL-93 o el Tandem de diseño, sin considerar la carga de carril.

La figura 3.3 nos muestra el camión de diseño HL-93.

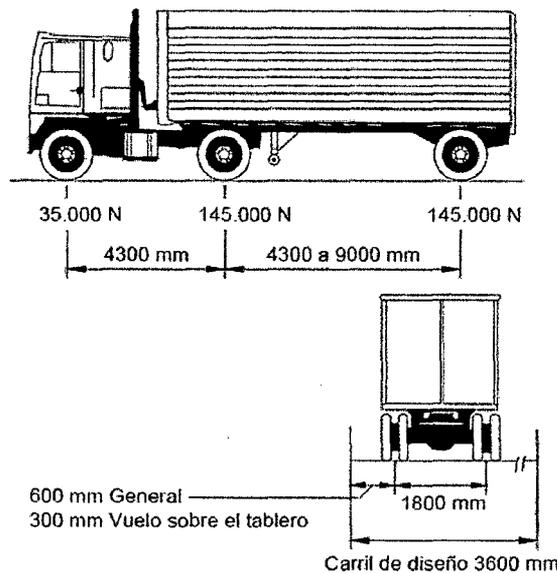


Fig. 3.4: Camión estándar de diseño HL-93.

El Tandem de diseño consiste en dos cargas de 110 kN separadas a 1.20m y la carga de carril es una carga repartida de 9.3 kN/m que se aplica en todo el carril y en un ancho de 3.048m.

3.2.1 Diseño de la losa.

El primer paso para diseñar el tablero es definir el espesor de la losa, el cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_s = \frac{S + 3.05}{30}$$

Donde:

ts: Espesor de losa.

S: Espaciamiento entre largueros.

Entonces $t_s = \frac{2.35 + 3.05}{30} = 0.18$

Debido a que la porción de losa en voladizo debe diseñarse para la colisión de una carga sobre la barrera, se aumentará el espesor en 0.025m, entonces tenemos que $t_s = 0.18 + 0.025 = 0.205$ m.

CÁLCULO DE LA LOSA

Datos:

Longitud total puente (m)	150	
Longitud viga de piso (m)	20	
Berma lateral (m)	2	
Berma central (m)	1	
Fy (MPa)	345	ASTM A-709 G-50w
f'c (MPa)	27.6	
Número de largueros	9	
Longitud larguero (m)	7.5	
Espaciamiento entre Largueros S (m)	2.35	
Espesor de Losa ts (m)	0.205	

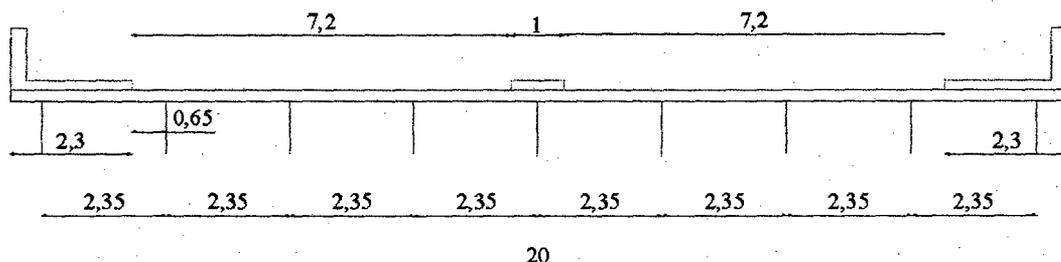


Fig. 3.5: Sección transversal típica.

Ahora es necesario calcular la carga viva aplicada sobre la losa, para calcular los efectos máximos producidos, se estudiará el efecto del camión de diseño HL-93.

Analizando se tiene que los Momentos máximos HL-93 son:

$$M_{\max (+)} = 41.454 \text{ kN-m}$$

$$M_{\max (-)} = -36.652 \text{ kN-m}$$

Estos momentos máximos se obtienen aplicando un tren de cargas, que corresponden a uno de los ejes del camión estándar HL-93, a este eje le corresponde una carga de 145 kN aplicada en dos puntos, con lo se tiene un tren de cargas de 72.5 kN separadas a 1.80m.

Se considera también el caso en que más de un carril esté cargado, en este caso se usa el factor de simultaneidad m , los valores de “ m ” se muestran en la tabla 3.1

Nº Carriles	Valor “ m ”
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

Tabla 3.1: Factor de simultaneidad

Para el cálculo del acero de refuerzo se utilizará el método de la franja.

$$S_w(+)=660+0.55*S= 1952.5 \text{ mm} \quad 1.9525 \text{ m}$$

$$S_w(-)=1220+0.25*S= 1807.5 \text{ mm} \quad 1.8075 \text{ m}$$

$$M_{LL (+)} = M_{\max (+)}/S_w(+)= 21.227 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LL (-)} = M_{\max (-)}/S_w(-)= 20.276 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{IM (+)} = 0.33*M_{LL (+)} = 7.007 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{IM (-)} = 0.33*M_{LL (-)} = -6.693 \text{ kN-m/m}$$

Analizamos la sección de momento positivo:

$$M_{DC\pm} \text{ y } M_{DW\pm} \approx 0.1*W*L^2$$

$$W_{DC} = 0.2*23.52*1$$

$$M_{DC} = 0.1*4.704*2.35^2$$

$$W_{DC} = 4.704 \text{ kN/m}$$

$$M_{DC} = 2.59 \text{ kN-m/m}$$

$$W_{DW} = 0.075 \cdot 22.05 \cdot 1 \quad M_{DW} = 0.1 \cdot 1.653 \cdot 2.35^2$$

$$W_{DW} = 1.653 \text{ kN/m} \quad M_{DW} = 0.913 \text{ kN-m/m}$$

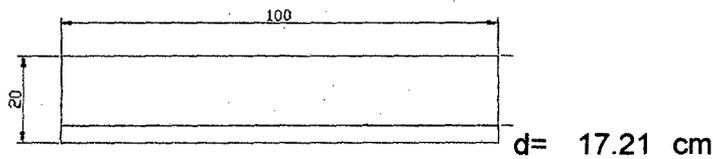
$$M_u (+) = 1 \cdot (1.25 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot (M_{LL} + M_{IM}))$$

$$M_u (+) = 54.033 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u (-) = 1 \cdot (1.25 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot (M_{LL} + M_{IM}))$$

$$M_u (-) = -42.579 \text{ kN-m/m}$$

Cálculo del refuerzo positivo:



$$d = 17.21 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\Phi_v = 1.58 \text{ cm}$$

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 0.9$$

$$F_y = 414 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 27.6 \text{ MPa}$$

$$K_v = M_u / (\Phi \cdot b \cdot d^2) \quad K_v = 20.69 \quad m = F_y / (0.85 \cdot f'_c) \quad m = 17.65$$

$$\rho = (1/m) \cdot (1 - (1 - 2 \cdot m \cdot K_v / F_y)^{0.5}) \quad \rho = 0.00516$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \cdot f'_c / F_y = 0.002$$

$$\Rightarrow \rho = 0.00516$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 8.88 \text{ cm}^2$$

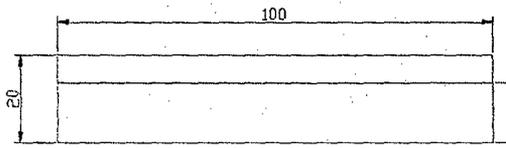
Refuerzo por temperatura:

$$A_{s_{\text{temp}}} \geq 7.645 \cdot 2000 / 4200 = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$a_s (\Phi/2) = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 1.27 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo negativo:



$$d = 14.71 \text{ cm.}$$

$$d = 14.71 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\Phi_v = 1.58 \text{ cm}$$

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 0.9$$

$$F_y = 414 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 27.6 \text{ MPa}$$

$$K_v = \frac{M_u}{\Phi \cdot b \cdot d^2} \quad K_v = 22.32$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 \cdot f'_c} \quad m = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \left(1 - 2 \cdot m \cdot K_v / F_y \right)^{0.5} \right) \quad \rho = 0.00559$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \cdot f'_c / F_y = 0.002$$

$$\Rightarrow \rho = 0.00559$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 8.22 \text{ cm}^2$$

Refuerzo de distribución:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S_e}} \leq 67\% \quad S_e = S - b_f$$

Para el cálculo de S_e , se necesita un valor aproximado de la longitud del ala del larguero, para ello se asume un W18x50, el cual tiene un $b_f = 15.39 \text{ cm}$.

$$S_e = 2196.1 \text{ mm}$$

$$\% \text{Ac. Dist} = 81.94 > 67 \Rightarrow \% \text{Ac. Dist} = 67 \%$$

$$\text{Acero distribución} = 0.67(A_s) = 5.95 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_v = 1.58 \text{ cm.}$$

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

A continuación se presenta un cuadro resumen del acero de refuerzo que tendrá la losa que se ha analizado.

	As+ (cm ²)	As- (cm ²)	As Dist.	Ast (cm ²)	Total	S (cm)	Sreal
REF. (+)	8.88	0		1.82	10.70	18	Φ5/8in@18 cm
REF. DIST.			5.95	1.82	7.77	25	Φ 5/8in@25 cm
REF.							
TEMP.	3.64						
REF.							
TEMP.							
SUPERIOR				1.82	1.82	45	Φ 1/2in@45 cm
REF.							
TEMP.							
INFERIOR				1.82	1.82	45	Φ 1/2in@45 cm
REF. (-)	0	8.22		1.82	10.04	20	Φ 5/8in@20 cm

Cuadro 3.1: Resumen de acero de refuerzo en losa.

3.2.2 Diseño de largueros

Metrado de cargas en el tablero:

Losa

ts (m):	0.205	Losa=	11.33
Espesor berma (m):	0.2	Berma=	2.61
Ancho tributario (m):	2.35	P.P=	0.99
P. Esp. Concreto (KN/m ³)	23.52	Parapeto=	1.31
Área (m ²):	0.482		
Peso propio (KN/m):	0.99	W _{DC} =	16.24 KN/m
Luz larguero (m):	7.5		

$$M_{DC} = 0.125 * W_{DC} * L^2 \quad 114.21 \text{ KN-m}$$

Carpeta asfáltica 2"+1"E.S.: 0.075*22.05*2.35

W_{DW}: 3.89 KN/m

$$M_{DW} = 0.125 * W_{DW} * L^2 \quad 27.33 \text{ KN-m}$$

Reacción (Trásmite a viga de piso)

$$R_{t_{DC}} = 121.83 \text{ KN}$$

$$R_{t_{DW}} = 29.15 \text{ KN}$$

Aplicación de la carga viva vehicular:

Para calcular los efectos máximos de la carga viva en los largueros, se estudian dos combinaciones, el camión de diseño HL-93 más la carga de carril y el Tandem de diseño más la carga de carril.

En este caso la carga que gobierna es la segunda combinación, se refiere al Tandem de diseño más la carga repartida. En la figura 3.6 se indican las cargas aplicadas.

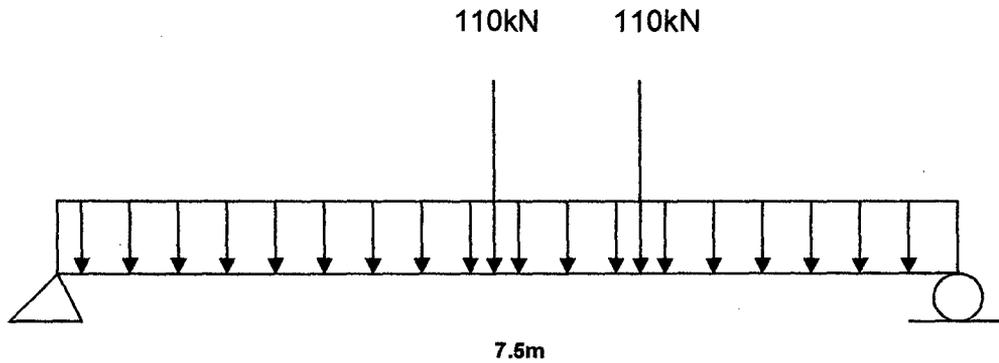


Fig. 3.6: Ubicación del eje Tandem.

El mayor momento se obtiene con la carga Tandem 350.0658 KN-m

Carga repartida: $(1/8) \times 9.3 \times 7.5^2$
 65.39 KN-m

Es necesario también considerar el factor de simultaneidad y el factor de distribución (mg), lo que nos indica la colaboración de los otros largueros, entonces se tiene que el valor de la carga viva está dado por:

$$M_{LL} = mg \cdot (\text{Tandem} + \text{Carga repartida})$$

Cálculo de mg

$$mg = 0.075 + (S/L)^{0.6} \cdot (S/L)^{0.2} \cdot (kg/(L \cdot ts^3))^{0.1}$$

$kg = n \cdot (I + A \cdot eg)$	W21*68
	$t_f = 17.40 \text{ mm}$
	$t_w = 10.92 \text{ mm}$
	$d = 536.70 \text{ mm}$
	$b_f = 210.06 \text{ mm}$
	$b_{fb} = 210.06 \text{ mm}$
	$t_{fb} = 17.40 \text{ mm}$
	$I_{xx} = 616022509.89 \text{ mm}^4$

Se asume eje Y al centro del alma y eje X en el borde superior del ala

ÁREA	Y	A*Y	
3654.7991	8.6995	31794.9	$eg = \bar{y} + 100 \text{ mm} = 370.85 \text{ mm}$
5481.7955	268.351	1471045.3	$n = E_s/E_c$
3654.7991	528.0025	1929743.1	
12791.3938	805.0530	3432583.3	$n = 8$

$$\bar{y} = \Sigma A \cdot Y / A = 268.351$$

$$K_g = 19001830665 \text{ mm}^4$$

$$mg = 0.693$$

$$M_{LL} = mg \cdot (\text{Tandem} + \text{Carga repartida}) = 288.07 \text{ KN-m}$$

Una vez calculada la carga viva es necesario considerar el efecto de la carga de impacto para ellos se considera un porcentaje equivalente al 33% de la carga viva, considerando solo el Camión de diseño o el Tandem de diseño, para las fuerzas de impacto no se considera la carga de carril.

Cálculo de M_{IM}

$$M_{IM} = 0.33 * M_{c.dis} * mg$$

$$M_{IM} = 80.10 \text{ KN-m}$$

$$M_u = 1 * (1.25 * M_{DC} + 1.50 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL} + M_{IM})$$

$$M_u = 828.05 \text{ KN-m}$$

$$M_u = \phi F_y Z_{xx} = 828.05 \text{ KN-m}$$

$$Z_{xx} = M_u / \phi F_y = 2666813.59 \text{ mm}^3$$

$$Z_{xx} = 162.74 \text{ pulg}^3$$

	Z_{xx} (pulg ³)	ϕM_p (KN-m)	ϕM_r	L_p	L_r
W21x73	172	875.17			

Debido a que el larguero tiene conectores para evitar que se despegue de la losa

L_b es pequeño < L_p Desarrolla su momento plástico.

Se analizará también el caso en que el larguero trabaje como "sección compuesta".

Diseño de largueros por sección compuesta

Longitud de Largueros	7.5	m
F_y	345	MPa
$f'c$	27.6	MPa
t_s	20.5	cm
$Be = L/4$	1.875	Mínimo 187.5 cm
$12 * t_s + b_f / 2$	2.5364	
S	2.35	
$n = E_s / E_c$	n para $f'c = 27.6 \text{ Mpa} = 8$	

W18x46

$t_s = 20.5 \text{ cm}$

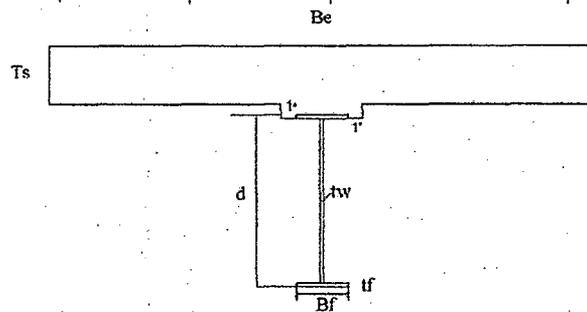
$t_w = 0.8 \text{ cm}$

$t_f = 1.334 \text{ cm}$

$b_f = 15.28 \text{ cm}$

$d = 45.47 \text{ cm}$

$A_s = 76.13 \text{ cm}^2$



CASO Sección compuesta Asumo perfil: W18x46

$M_u = 828.05 \text{ kN}$ $a = F_y \cdot A_s / (0.85 \cdot f_c \cdot b) = 5.97 \text{ cm} \Rightarrow$ Dentro de Losa

$M_u = 0.9 \cdot F_y \cdot A_s \cdot (d/2 + t_s - a/2) = 945.917 \text{ kN-m} \Rightarrow \text{OK}$

Entonces el perfil que se usará como larguero será un **W18x46** el cuál trabajará en sección compuesta.

Diseño de conectores de corte para largueros

Referencia: Barker & Puckett Design of Highway Bridges 1997.

El cálculo de los conectores de corte se hace necesario ya que hemos considerado que los largueros trabajan en sección compuesta, se consideran dos estados el estado límite de fatiga y el estado límite de resistencia.

1.- Se considera conectores de corte de 19 mm (3/4"), longitud de 100 mm con una longitud embebida en el concreto de 75mm.

2.- La relación altura entre diámetro no debe ser menor que 4

$$h(\text{mm}) = 100$$

$$d(\text{mm}) = 19 \quad 5.26 > 4 \text{ OK}$$

3.- Debemos tener en cuenta que el espaciamiento transversal mínimo de los conectores es de 4Φ Y la mínima distancia entre bordes es de 25mm

$$bf_{\min} = 2 \cdot 25 + \Phi + (n-1) \cdot 4 \quad (\text{mm})$$

n = Número de conectores en la dirección transversal

Consideremos el número de conectores transversales como:

$$n = 1$$

$$bf_{\min} = 69 \quad \text{mm} \quad \text{OK} < bf$$

4.- Comprobación por el Estado Límite de Fatiga

La distancia longitudinal mínima entre centros de conectores de corte no debe exceder los 600 mm y tampoco debe ser menor a 114 mm.

Esta distancia también es controlada por la resistencia a la fatiga de los conectores dada por la siguiente ecuación:

$$p = n \cdot Z_r \cdot I / (V_{sr} \cdot Q)$$

Z_r = Fuerza permisible al corte para una vida útil con una frecuencia N de ciclos cargados.

V_{sr} = Rango de esfuerzo cortante para la carga de fatiga

Considerando el tren de cargas del camión estándar HL-93, de 35kN en el primer eje y de 145 kN en el segundo y tercer eje con distancia fija de 4.30m entre el primer y segundo eje y distancia variable entre 4.30m y 9.30m entre el segundo y tercer eje.

Se obtiene el valor del cortante

$$V_{sr} = 218.2 \text{ KN}$$

Cálculo de Z_r :

$$Z_r = \alpha \cdot d^2 = 21.46 \cdot 19^2 = 7745.940399 \text{ N} \quad 7.75 \text{ KN}$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \cdot \log(N) = 21.46 \text{ MPa} > 19 \text{ MPa}$$

$$N = 2.19 \cdot 10^7$$

$$\alpha = 21.46 \text{ MPa}$$

Asumiendo ADT = 5000 cam/día por carril

Fracción de camiones en el tráfico = 0.05 para el caso De Perú este es un valor muy conservador

Fracción de camiones en un único carril = $p = 0.80$

Ciclos por paso de camión $n = 1$ en caso de armaduras

Constante $A = 3.93 \cdot 10^{12} \text{ times} \cdot \text{MPa}^3$ Constante A por categoría "B"

$(\Delta F)_{th} = 110 \text{ MPa}$ Constante amplitud del umbral de esfuerzos de fatiga.

$$ADTT = 0.05 \cdot 4 \cdot 5000 = 1000 \text{ camiones/día}$$

$$ADTT_{si} = 0.80 \cdot ADTT = 800 \text{ camiones/día}$$

$$N = 365 \cdot 75 \cdot 1 \cdot 800 = 2.19 \cdot 10^7 \text{ ciclos}$$

$$(\Delta F)_n = (A/N)^{1/3} = 56.40481059 \text{ MPa}$$

$$0.5 \cdot (\Delta F)_{th} = 55 < 56.40 \text{ O.K.}$$

Cálculo de "I" y "Q" para el caso 2: Periodo Corto de sección compuesta:

$$\text{Long de larguero} = 7.5 \text{ m}$$

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

$$F_u = 446 \text{ MPa}$$

$$f_c = 27 \text{ MPa}$$

$$B_e = L/4 = 1.875 \text{ } \mathbf{1.875 \text{ mm}}$$

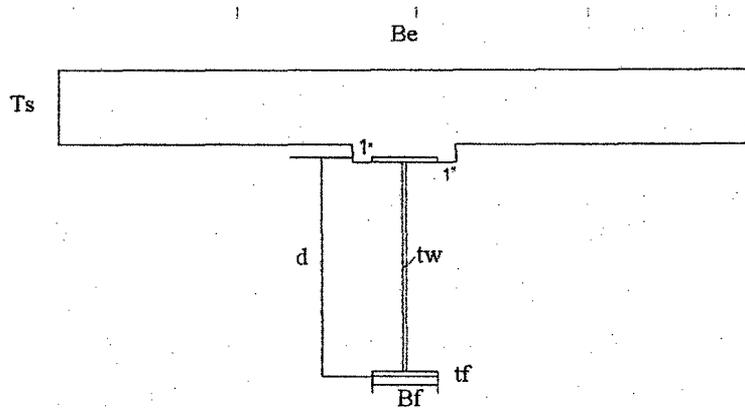
$$12 \cdot t_s + b_f / 2 = 2.53695$$

$$S = 2.35$$

$$n = E_s / E_c = 2.1 \cdot 10^6 / 254345 = 8$$

W18x46

ts= 205 mm
tw= 9.14 mm
tf= 15.37 mm
bf= 153.9 mm
d= 458.7 mm
tb= 15.37 mm
bfb= 153.9 mm
As= 8642.4 mm²



CASO1 Sección no compuesta

Eje de referencia será el que pase por el borde superior del ala superior

	A(mm ²)	Y(mm)	Ay(mm ³)	A*(Y- \bar{y}) ²	Io(mm ⁴)	Ixx(mm ⁴)
Ala superior	2365.443	7.685	18178	116226922	46567.1	116273489
alma	3911.5544	229.35	897115	0	59700021	59700021
Ala inferior	2365.443	451.015	1066850	116226922	46567.1	116273489
Σ =	8642.4404	688.05	1982143.71	232453845		292247000
	\bar{y} =	229.35	h=	458.7		

CASO2 Sección compuesta b/n SHORT TERM

Eje de referencia será el que pase por el borde inferior del ala inferior

	A(mm ²)	Y(mm)	Ay(mm ³)	A*(Y- \bar{y}) ²	Io(mm ⁴)	Ixx(mm ⁴)
Larguero	8642.4404	229.35	1982143.7	790561504.46	2.92E+08	1.08E+09
Losa concreto	48046.875	-127.50	-6125976.5	142202394.74	1.68E+08	3.10E+08
Σ =	56689.3154	101.85	-4.14E+06			1.39E+09
	\bar{y} =	227.38				
I=	1.39.E+09					

$$Q=(A*Y)=48046.88*((-73.10+25+205/2)$$

$$Q=(A*Y)= 2.61E+06 \text{ mm}^3$$

Para 1 conector de corte en la sección transversal y para $V_{sr} = 218.1744$ KN, el espaciamiento es calculado como:

$p = n \cdot Z_r \cdot I / (V_{sr} \cdot Q) =$	$1 \cdot 7.75 \cdot 1.39E+9 / (218.17 \cdot 2.61E+6)$
--	---

$$p = 18.92$$

$$114.0 \text{ mm} < p < 600 \text{ mm}$$

$$p = 600.00 \text{ mm}$$

La distancia a la que ocurre el momento positivo máximo y el momento cero es 3000 mm.

$$N^{\circ} \text{ Conectores} = 1 \cdot (3000 / 114) = 27 \text{ conectores}$$

5.- Comprobación por el Estado Límite de Resistencia:

El número total de conectores de corte requeridos para satisfacer el Estado Límite de Resistencia entre el momento positivo máximo y el punto de momento cero esta dado por:

$$n_s = V_h / Q_r = V_h / (\phi \cdot s_c \cdot Q_n)$$

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c \cdot E_c)^{0.5} \leq A_{sc} \cdot F_u$$

Para conectores de 19 mm:

$$A_{sc} = \pi / 4 \cdot (19)^2 = 283.5 \text{ mm}^2$$

$$Y \text{ para } f_c = 27.6 \text{ Mpa}$$

$$Y \text{ para } \gamma_c = 23.52 \text{ kN/m}^3$$

$$E_c = 0.043 \cdot \gamma_c^{1.5} \cdot (f_c)^{0.5}$$

$$E_c = 26484 \text{ MPa}$$

$$Q_n = 120.9 \text{ KN}$$

El cual es menor que el valor máximo dado por:

$$A_{sc} \cdot F_u = 126.4 \text{ KN}$$

$$\text{Por lo tanto } Q_n = 120.9 \text{ KN}$$

$$V_h = F_y \cdot A_s = V_h = 343 \cdot 8642.44$$

$$V_h = 2964.36 \text{ KN}$$

El cual es menor que el valor máximo dado por:

$$V_h = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot t_s =$$

$$V_h = 11236.34 \text{ KN}$$

$$\text{Por lo tanto } V_h = 2964.36 \text{ KN}$$

El número total de conectores requeridos en la distancia entre el momento positivo máximo y el punto de momento cero es:

$$N^{\circ} \text{ Conectores} = Vh / (\Phi s_c \cdot Q_n) = 29 \text{ Conectores}$$

6.- Se observa que el Estado Límite de Resistencia se impone para el cálculo del número de conectores de corte

Nº Conectores= 29 conectores de corte para cada lado a partir del centro del larguero.

3.2.3 Diseño de viga de piso.

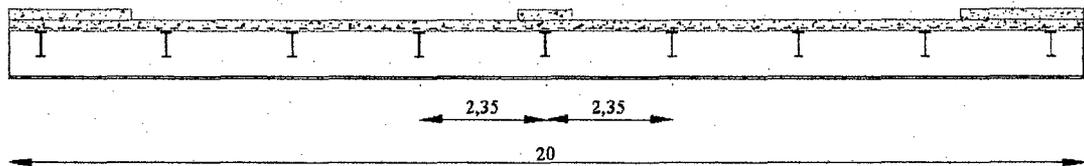


Fig. 3.7: sección transversal típica del puente en viga de piso.

La figura 3.7 muestra la sección del tablero, en ella se aprecia los largueros y la viga de piso que a continuación será diseñada.

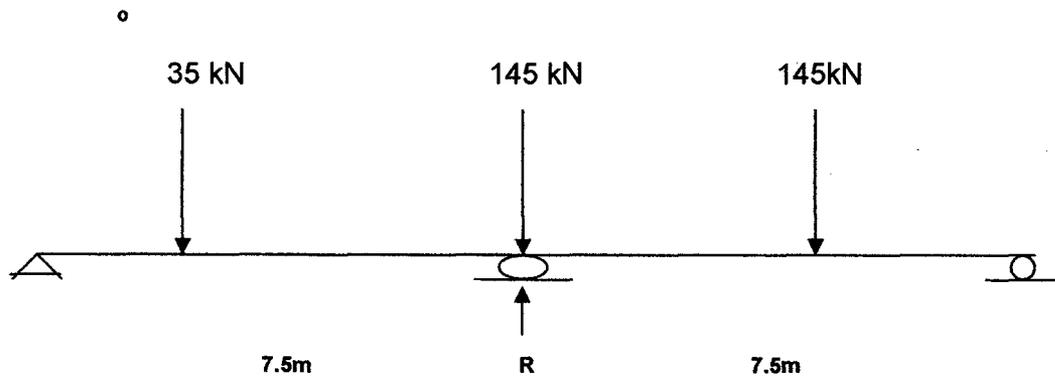


Fig. 3.8. Posición del camión estándar HL-93 a lo largo del puente para obtener la reacción máxima en la viga de piso.

La figura 3.8 muestra la ubicación de los ejes del camión de diseño HL-93, para obtener la reacción R_2 , la cuál causará los efectos máximos en la viga de piso.

$$R_1 = 10.20 \text{ kN}$$

$$R_2 = 109.0 \text{ kN}$$

$$R_3 = 40.76 \text{ kN}$$

$$C.R. = 35.0 \text{ kN}$$

$$L.L. = 144.0 \text{ kN}$$

$$I.M. = 109.0 \text{ kN para este valor calcular luego el 33\%}$$

Se analizará tres casos para calcular la reacción máxima que la viga de piso transmitirá a la armadura principal, estos tres casos corresponden a la presencia de múltiples carriles cargados y su influencia considerando el factor de simultaneidad.

Caso 1: Para hallar la máxima reacción que actúa sobre la armadura principal considerando dos carriles cargados, ubicados a 0.60m de la berma lateral.

$$\begin{aligned}R_{DC} &= 615.05 \text{ kN} & m &= 1 \\R_{DW} &= 89.57 \text{ kN} \\R_{LL} &= 415.42 \text{ kN} \\R_{IM} &= 103.59 \text{ kN} \\R_u &= 1.0 \cdot (1.25 \cdot R_{DC} + 1.5 \cdot R_{DW} + 1.75 \cdot m \cdot (R_{LL} + R_{IM})) \\R_u &= 1811.432 \text{ kN}\end{aligned}$$

Caso 2: Para hallar la máxima reacción que actúa sobre la armadura principal considerando tres carriles cargados, dos carriles ubicados a 0.60m de la berma lateral y uno ubicado a 0.60m de la berma central, es decir arrimados hacia uno de las armaduras.

$$\begin{aligned}R_{DC} &= 615.05 \text{ kN} & m &= 0.85 \\R_{DW} &= 89.57 \text{ kN} \\R_{LL} &= 530.87 \text{ kN} \\R_{IM} &= 132.30 \text{ kN} \\R_u &= 1.0 \cdot (1.25 \cdot R_{DC} + 1.5 \cdot R_{DW} + 1.75 \cdot m \cdot (R_{LL} + R_{IM})) \\R_u &= 1889.63 \text{ kN}\end{aligned}$$

Caso 3: Para hallar la máxima reacción que actúa sobre la armadura principal considerando cuatro carriles cargados, dos carriles ubicados a 0.60m de la berma lateral y dos ubicados a 0.60m de la berma central, es decir arrimados hacia uno de las armaduras.

$$\begin{aligned}R_{DC} &= 615.05 \text{ kN} & m &= 0.65 \\R_{DW} &= 89.57 \text{ kN} \\R_{LL} &= 594.37 \text{ kN} \\R_{IM} &= 148.18 \text{ kN} \\R_u &= 1.0 \cdot (1.25 \cdot R_{DC} + 1.5 \cdot R_{DW} + 1.75 \cdot m \cdot (R_{LL} + R_{IM})) \\R_u &= 1747.81 \text{ kN}\end{aligned}$$

Para el cálculo del momento máximo que actúa sobre la viga de piso consideramos la presencia de múltiples carriles cargados y su influencia considerando el factor de simultaneidad, esta vez la ubicación conveniente de los camiones ocurre cuando estos se acercan más al centro de la viga de piso.

Caso 1: Para hallar el Momento máximo que actúa en la viga de piso y diseñar su sección considerando dos carriles cargados ubicados a 0.60m de la berma central.

$$\begin{aligned}M_{DC} &= 2290.652 && \text{kN-m} && m = 1 \\M_{DW} &= 528.71 && \text{kN-m} \\M_{LL} &= 2047.808 && \text{kN-m} \\M_{IM} &= 510.482 && \text{kN-m} \\M_u &= 1.0 * (1.25M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * m * (M_{LL} + M_{IM})) \\M_u &= 8133.39 && \text{kN-m}\end{aligned}$$

Caso 2: Para hallar el Momento máximo que actúa en la viga de piso y diseñar su sección considerando tres carriles cargados ubicados a 0.60m de la berma central

$$\begin{aligned}M_{DC} &= 2290.652 && \text{kN-m} && m = 0.85 \\M_{DW} &= 528.71 && \text{kN-m} \\M_{LL} &= 3012.618 && \text{kN-m} \\M_{IM} &= 751.072 && \text{kN-m} \\M_u &= 1.0 * (1.25M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * m * (M_{LL} + M_{IM})) \\M_u &= 9254.87 && \text{kN-m}\end{aligned}$$

Caso 3: Para hallar el Momento máximo que actúa en la viga de piso y diseñar su sección considerando cuatro carriles cargados ubicados a 0.60m de la berma central

$$\begin{aligned}M_{DC} &= 2290.652 && \text{kN-m} && m = 0.65 \\M_{DW} &= 528.71 && \text{kN-m} \\M_{LL} &= 3577.588 && \text{kN-m} \\M_{IM} &= 891.898 && \text{kN-m} \\M_u &= 1.0 * (1.25M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * m * (M_{LL} + M_{IM})) \\M_u &= 8740.42 && \text{kN-m}\end{aligned}$$

A continuación el cuadro 3.2 muestra un resumen de los casos analizados:

	Mu (kN-m)	Ru(kN)	Zxx(Pulg ³)	Mu (klib-pie)
CASO 1		1811.43		
CASO 2		1889.63		
CASO 3		1747.81		
CASO 1	8133.39		1597.4	5990.4
CASO 2	9254.87		1817.7	6816.3
CASO 3	8740.42		1716.7	6437.4

Cuadro 3.2: Resumen de momentos y reacciones máximas en viga de piso

Del manual del AISC, en las tablas de propiedades de perfiles, se tiene que el perfil que presenta un Z_{xx} suficiente es el W40x431, las propiedades de este perfil son.

	Z_{xx} (pulg ³)	ΦM_p (klib-pie)	ΦM_r (klib-pie)	L_p (pie)	L_r (pie)
W40*431	1950.0	7310	5070	2.90	44.1

$$L_b = 2.35 \text{ m} \quad 7.71 \text{ pies}$$

$L_b < L_p$ Desarrolla momento plástico

$$M_n = 7310 > 6816.3 \text{ OK}$$

El perfil es muy pesado se diseñará la Viga de piso por sección compuesta.

Diseño de viga de piso por sección compuesta

Longitud de Larguero	7.5	m
Long de viga de piso	20	m
Fy	343	MPa
f'c	27.6	MPa

$$\begin{aligned}
 Be = L/4 & \quad 5 & \quad 267 \text{ cm} \\
 & 12*ts+bf/2 & 2.67 \\
 & S & 7.5
 \end{aligned}$$

$$n = E_s/E_c \quad 8$$

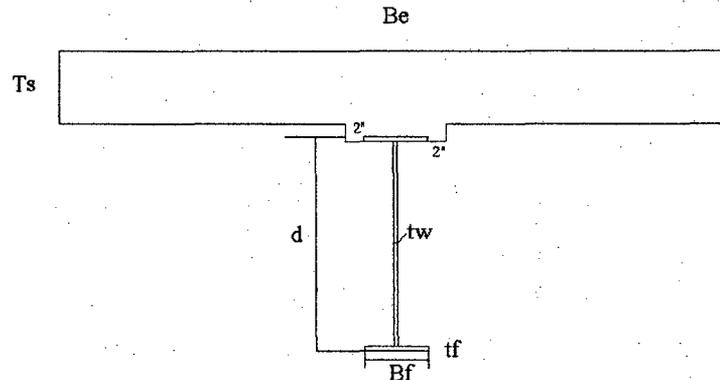


Fig. 3.9: Viga de piso en sección compuesta.

CASO Sección compuesta

Asumo perfil: W36x300

W36x300

ts=	20.5 cm.
tw=	2.4 cm.
tf=	4.267 cm.
bf=	42.3 cm.
d=	93.32 cm.
tfb=	4.267 cm.
bf2=	42.3 cm.
As=	569.7 cm.

$$M_u = 9254.87 \text{ kN-m}$$

$$y = (F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t) / (2 F_y b_f)$$

$$M_n = 0.85 f'_c b_e t (t/2 + y) + 2 F_y b_f y (y/2) + F_y A_s (d/2 - y)$$

$$M_n = 10348.078 \text{ kN-m} \implies \text{Pasa}$$

Diseñando la viga de piso como sección compuesta se ahorra peso, pasando de un perfil W40x431 a un perfil W36x300.

Diseño de conectores de corte para la viga de piso

Referencia: Barker & Puckett Design of Highway Bridges

El cálculo de los conectores de corte se hace necesario ya que se ha considerado que la Viga de piso trabaja en sección compuesta, se consideran dos estados el estado límite de fatiga y el estado límite de resistencia.

1.- Se considera conectores de corte de 19 mm (3/4"), longitud de 100 mm con una longitud embebida en el concreto de 75mm.

2.- La relación altura entre diámetro no debe ser menor que 4.

$$h \text{ (mm)} = 100$$

$$d \text{ (mm)} = 19 \quad 5.26 > 4 \text{ OK}$$

3.- Se debe tener en cuenta que el espaciamiento transversal mínimo de los conectores es de 4Φ y la mínima distancia entre bordes es de 25mm

$$bf_{\min} = 2 \cdot 25 + \Phi + (n-1) \cdot 4 \Phi \quad (\text{mm})$$

n = Número de conectores en la dirección transversal

Se considera el número de conectores transversales como:

$$n = 2$$

$$bf_{\min} = 145 \text{ mm} \quad \text{OK} < bf$$

4.- Comprobación por el Estado Límite de Fatiga

La distancia longitudinal mínima entre centros de conectores de corte no debe exceder los 600 mm y tampoco debe ser menor a 114 mm.

Esta distancia también es controlada por la resistencia a la fatiga de los conectores dada por la siguiente ecuación:

$$p = n \cdot Z_r \cdot I / (V_{sr} \cdot Q)$$

Z_r = Fuerza permisible al corte para una vida útil con una frecuencia N de ciclos cargados.

V_{sr} = Rango de esfuerzo cortante para la carga de fatiga.

Considerando el tren de cargas del camión estándar HL-93, de 35kN en el primer eje y de 145 kN en el segundo y tercer eje con distancia fija de 4.30m entre el primer y segundo eje y distancia variable entre 4.30m y 9.30m entre el segundo y tercer eje.

$$V_{sr} = 177.3 \text{ t} \quad 1739.3 \text{ KN}$$

Cálculo de Z_r :

$$Z_r = \alpha \cdot d^2 = 28.00 \cdot 19^2 = 10108.51866 \text{ N} \quad 10.11 \text{ KN} \quad 1.03 \text{ t}$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \cdot \text{Log}(N) = 28.00 \text{ MPa} > 19 \text{ MPa}$$

$$N = 1.31 \text{E} + 07$$

$$\alpha = 28.001 \text{ MPa}$$

Asumiendo ADT = 3000 camiones/día por carril

Fracción de camiones en el tráfico = 0.05 para el caso de Perú este es un valor muy conservador

Fracción de camiones en un único carril = $p = 0.80$

Ciclos por paso de camión = $n = 1$ en caso de armaduras

Constante $A = 3.93 \text{E} + 12 \text{ times} \cdot \text{MPa}^3$ Constante A por categoría "B"

$(\Delta F)_{th} = 110 \text{ MPa}$ Constante amplitud del umbral de esfuerzos de fatiga

$$ADTT = 0.05 \cdot 4 \cdot 3000 = 600 \text{ camiones/día}$$

$$ADTT_{sl} = 0.80 \cdot ADTT = 480 \text{ camiones/día}$$

$$N = 365 \cdot 75 \cdot 1 \cdot 480 = 1.31 \text{E} + 07 \text{ ciclos}$$

$$(\Delta F)_n = (A/N)^{(1/3)} = 66.87529771 \text{ MPa}$$

$$0.5 \cdot (\Delta F)_{th} = 55 < 66.88 \text{ O.K.}$$

Cálculo de "I" y "Q" para el caso 2 Short Term de sección compuesta:

Long de Viga de piso 20 m

$F_y = 345 \text{ MPa}$

$f_u = 446 \text{ MPa}$

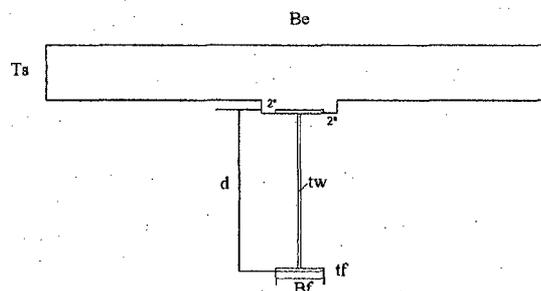
$f'_c = 27 \text{ MPa}$

$Be = L/4 = 5 \text{ m}$ 2.35 m

$$12 \cdot t_s + b_f / 2 = 2.61$$

$$S = 2.35$$

$n = E_s / E_c = 8$



W36x300

ts=	205 mm
tw=	24 mm
tf=	42.67 mm
bf=	423 mm
d=	933.2 mm
tb=	42.67 mm
bfb=	423 mm
As=	56447.46 mm ²

CASO1 Sección no compuesta

Eje de referencia será el que pase por el borde superior del ala superior

	A(mm ²)	Y(mm)	Ay(mm ³)	A*(Y- \bar{y}) ²	Io(mm ⁴)	Ixx(mm ⁴)
Ala superior	18049.41	21.335	385084	3578492636	2738590.2	3581231226
alma	20348.64	466.6	9494675	0	1218996436	1218996436
Ala inferior	18049.41	911.865	16458625	3578492636	2738590.2	3581231226
$\Sigma=$	56447.46	1399.8	26338384.8	7156985272		8381458889
		$\bar{y}= 466.6$		$h= 933.2$		

CASO2

Sección compuesta

b/n

SHORT TERM

	A(mm ²)	Y(mm)	Ay(mm ³)	A*(Y- \bar{y}) ²	Io(mm ⁴)	Ixx(mm ⁴)
Larguero	56447	466.60	26338385	5308071969	8381458889	13689530858
Losa concreto	60219	-127.50	-7677891	4975645960	210891081	5186537041
$\Sigma=$	116666.21	339.1	1.87E+07			18876067898
		$\bar{y}= 159.95$		$h= 1100.63$		

I= 1.89.E+10

Q=(A*Y)= 60218.75*((159.95+25+205/2)

Q=(A*Y)= 1.73E+07 Mm³

Para 2 conectores de corte en una sección transversal y para Vsr= 1739.313 KN, el espaciamiento es calculado como:

$p=nt*Zr*I/(Vsr*Q)=$	$2*10.11*1.89E+10/(1739.31*17.31E+6)$
----------------------	---------------------------------------

p= 12.68 mm

114.0mm < p < 600 mm

p= 114.0 mm

Distancia entre momento cero y momento positivo máximo=10000 mm.

$$n=2*(10000/114)= 176 \text{ conectores}$$

5.- Comprobación por el Estado Límite de Resistencia

El Número total de conectores de corte requeridos para satisfacer el Estado Límite de Resistencia entre el momento positivo máximo y el punto de momento cero esta dado por:

$$n=Vh/Qr=Vh/(\Phi_{sc} * Q_n)$$

$$Q_n=0.5 * A_{sc} * (f'_c * E_c)^{0.5} \leq A_{sc} * F_u$$

Para conectores de 19 mm:

$$A_{sc}=\pi/4*(19)^2= 283.5 \text{ mm}^2$$

$$Y \text{ para } f'_c = 27.6 \text{ MPa}$$

$$Y \text{ para } \gamma_c = 23.52 \text{ kN/m}^3$$

$$E_c=0.043 * \gamma^{1.5} * (f'_c)^{0.5}$$

$$E_c= 26497 \text{ MPa}$$

$$Q_n= 120.9 \text{ KN}$$

El cual es menor que el valor máximo dado por:

$$A_{sc} * F_u= 126.6 \text{ KN}$$

$$\text{Por lo tanto } Q_n= 120.9 \text{ KN}$$

$$V_h=F_y * A_s= V_h = 343 * 46585.16$$

$$V_h= 15995.01 \text{ KN}$$

El cual es mayor que el valor máximo dado por:

$$V_h=0.85 * f'_c * b * t_s=$$

$$V_h= 11247.80 \text{ KN}$$

$$\text{Por lo tanto } V_h= 11247.80 \text{ KN}$$

Entonces se tiene que el número total de conectores requeridos en la distancia entre el momento positivo máximo y el punto de momento cero es:

$$n=V_h/(\Phi_{sc} * Q_n)= 110 \text{ Conectores}$$

6.- Se observa que el Estado Límite de Fatiga se impone para el cálculo del número de conectores de corte

Nº de conectores = 176 Conectores de corte para ambos lados a partir del centro de la Viga de piso.

3.2.4 Diseño de conexiones.

En las secciones 3.2.1, 3.2.2 y 3.2.3 se ha diseñado la losa, largueros y viga de piso, ahora se procederá a diseñar las conexiones siguientes: Larguero a Viga de piso y Viga de piso a Armadura principal.

Conexión Larguero a Viga de piso

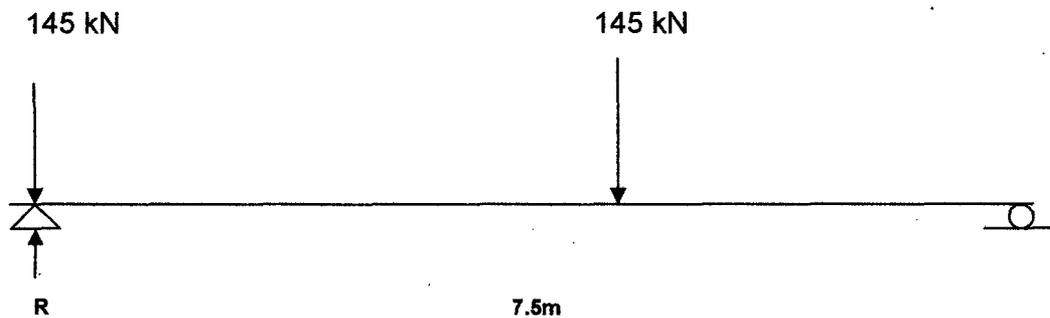


Fig. 3.10: Posición del camión HL-93 para calcular el cortante máximo en el larguero.

Para diseñar esta conexión es necesario calcular el cortante máximo ocasionado por el camión estándar HL-93, en la figura 3.10 se muestra la posición de los ejes del camión estándar para ocasionar el cortante máximo.

RHL-93	237.846	KN		
mg=	0.805		Factor	"R"
RLL=	191.357	KN	1.75	334.87
RIM=	53.859	KN	1.75	94.25
RDC=	41.454	KN	1.25	51.82
RDW=	14.602	KN	1.5	21.90
	Ru=	527.99	KN	
	Ru=	118.53	Kib	

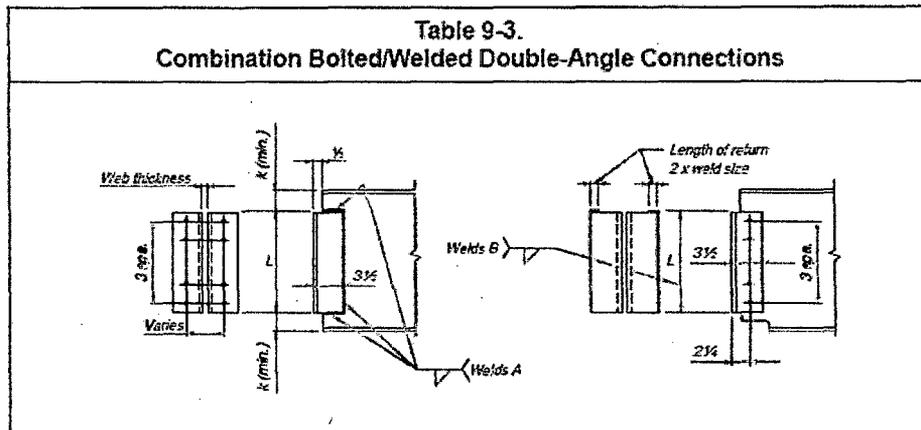
El manual del AISC-LRFD en su capítulo de conexiones, brinda tablas para el cálculo de las conexiones, estas tablas consideran los estados límites de corte del perno, fluencia de los ángulos, ruptura de los ángulos por corte, bloque de cortante en los ángulos, se consideran pernos A325 y A490 espaciados a 75mm, la distancia al borde se considera 31.8mm.

Se usará una conexión simple con doble ángulo soldada en la viga de piso y empalmada en el larguero, esta conexión no es resistente a momento ya que se asume que los largueros están simplemente apoyados a la viga de piso.

Según la tabla 9-3 se requiere un tamaño de soldadura $T=3/8"$ lo que da una resistencia $\phi R_n=120\text{kips}>118.53\text{kips}$

Según la tabla 9-2 para 4 pernos A-325 N de $\Phi=1"$ por lado tenemos $\phi R_n=128\text{kips}>118\text{kips}$

Entonces se usara 2L4x4x5/16, con una longitud de 29.21 cm. (11.5 pulg.)



n	L	Welds A (70 ksi)				Welds B (70 ksi)			
		Weld Size, in.	ϕR_n , kips	Min. Web Thickness, in.		Weld Size, in.	ϕR_n , kips	Min. Support Thickness, in.	
				$F_y = 36$ ksi	$F_y = 50$ ksi			$F_y = 36$ ksi	$F_y = 50$ ksi
12	35½	5/16	593	0.72	0.52	3/8	550	0.43	0.31
		¼	475	0.57	0.41	5/16	458	0.36	0.26
		3/16	356	0.43	0.31	¼	366	0.29	0.21
11	32½	5/16	548	0.72	0.52	3/8	496	0.43	0.31
		¼	439	0.57	0.41	5/16	414	0.36	0.26
		3/16	329	0.43	0.31	¼	331	0.29	0.21
10	29½	5/16	506	0.72	0.52	3/8	443	0.43	0.31
		¼	405	0.57	0.41	5/16	369	0.36	0.26
		3/16	304	0.43	0.31	¼	295	0.29	0.21
9	26½	5/16	464	0.72	0.52	3/8	389	0.43	0.31
		¼	371	0.57	0.41	5/16	324	0.36	0.26
		3/16	278	0.43	0.31	¼	259	0.29	0.21
8	23½	5/16	423	0.72	0.52	3/8	335	0.43	0.31
		¼	338	0.57	0.41	5/16	279	0.36	0.26
		3/16	254	0.43	0.31	¼	223	0.29	0.21
7	20½	5/16	379	0.72	0.52	3/8	280	0.43	0.31
		¼	304	0.57	0.41	5/16	234	0.36	0.26
		3/16	228	0.43	0.31	¼	187	0.29	0.21
6	17½	5/16	334	0.72	0.52	3/8	226	0.43	0.31
		¼	267	0.57	0.41	5/16	188	0.36	0.26
		3/16	200	0.43	0.31	¼	150	0.29	0.21
5	14½	5/16	287	0.72	0.52	3/8	172	0.43	0.31
		¼	230	0.57	0.41	5/16	143	0.36	0.26
		3/16	172	0.43	0.31	¼	115	0.29	0.21
4	11½	5/16	237	0.72	0.52	3/8	120	0.43	0.31
		¼	190	0.57	0.41	5/16	100	0.36	0.26
		3/16	142	0.43	0.31	¼	79.9	0.29	0.21
3	8½	5/16	184	0.72	0.52	3/8	72.2	0.43	0.31
		¼	147	0.57	0.41	5/16	60.1	0.36	0.26
		3/16	110	0.43	0.31	¼	48.1	0.29	0.21
2	5½	5/16	125	0.72	0.52	3/8	32.8	0.43	0.31
		¼	100	0.57	0.41	5/16	27.3	0.36	0.26
		3/16	75.2	0.43	0.31	¼	21.9	0.29	0.21

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

SIMPLE SHEAR CONNECTIONS

9 - 83

1-in. Bolts 4 Rows		Bolt and Angle Design Strength, kips							
		ASTM Desig.	Thread Cond.	Hole Type	Angle Thickness, in.				
					1/4	5/16	3/8	1/2	
W24, 21, 18, 16 S24, 20, 18, 15 C15 MC18		A325	N	—	102	128	153	204	
					X	102	128	153	204
			Class A	SC	STD	102	128	152	152
				OVS	91.6	114	129	129	
				SSLT	102	128	129	129	
			Class B	SC	STD	102	128	153	204
		OVS		91.6	114	137	183		
		SSLT		102	128	153	196		
		A490	N	—	102	128	153	204	
					X	102	128	153	204
			Class A	SC	STD	102	128	153	191
				OVS	91.6	114	137	162	
SSLT	102			128	153	162			
Class B	SC		STD	102	128	153	204		
	OVS		91.6	114	137	183			
	SSLT		102	128	153	204			

Beam Web Design Strength per Inch Thickness, kips/in.														
Hole Type	L _{eh} [*] in.	Un- coped	Coped at Top Flange Only						Coped at Both Flanges					
			L _{cn} in.						L _{cn} in.					
			1 1/4	1 3/8	1 1/2	1 5/8	2	3	1 1/4	1 3/8	1 1/2	1 5/8	2	3
STD	1 1/2	468	231	235	238	242	253	282	204	211	219	226	248	282
	1 3/4	468	240	244	248	251	262	292	204	211	219	226	248	292
OVS	1 1/2	468	213	216	220	224	235	264	183	190	198	205	227	264
	1 3/4	468	222	226	229	233	244	273	183	190	198	205	227	273
SSLT	1 1/2	468	231	235	238	242	253	282	204	211	219	226	248	282
	1 3/4	468	240	244	248	251	262	292	204	211	219	226	248	292

Support Design Strength per Inch Thickness, kips/in.	Notes: STD = Standard holes OVS = Oversized holes SSLT = Short-slotted holes transverse to direction of load	N = Threads included X = Threads excluded SC = Slip critical
	936	*Tabulated values include 1/4-in. reduction in end distance L _{eh} to account for possible underrun in beam length.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Conexión Viga de piso a amadura principal

En la sección 3.2.3, en el diseño de la viga de piso se había considerado tres casos, esto era debido a la presencia múltiple de carriles cargados, influenciados por el factor de presencia múltiple. El cortante máximo ocurría cuando tres carriles estaban cargados.

La reacción máxima hallada fue $R_u=1889.63$ kN.

Conservadoramente se considera que la conexión es rígida, en primer lugar se calculará los pernos que tomarán el cortante máximo, luego se diseñará las planchas de conexión en compresión y tensión, el tipo de conexión calculado se muestra con detalle en el plano de conexiones, en los anexos.

Según la tabla 9-3 se requiere 10 pernos $\Phi=1"$.
Se requiere una tamaño de soldadura $T=3/8"$.

Según tabla 9-2 se usará $2L4x4x1/2"$
Con una longitud de 74.93 cm. (29.5 pulg.)

Chequeo del esfuerzo de flexión

$M_u=$	3194.80 kN-m	
$A_{fg}=b_f*t_f$	18049.41	
$A_{fn}=A_{afg}-4(db+1/8)*t_f$	13172.23	
$F_y/f_u=$	0.77	
$Y_t=$	1	
$f_u*A_{fn}=$	5907.7 kN	
$Y_t*F_y*A_{fg}=$	6227.0 kN	
$M_n=F_u*S_{xx}*A_{fn}/A_{fg}$	5924.3 kN-m	
$S_{xx}=$	18100000 mm ³	
$M_u=0.90*M_n$	5331.9 kN-m	> 3194.80 kN-m

Diseño del ala en tensión

T=Mu/d	3423.49	kN	
Capacidad de corte			
A-490 1" S	157.25 kN		Tabla 8.11 Manual AISC
Nº Pernos 1" A-490	22	Pernos	
Aplastamiento			
A-490 1" STD	463.27 kN		Tabla 8.13 Manual AISC
Nº Pernos 1" A-490	8	Pernos	

Entonces se usará 4 pernos por 6 filas

Diseño de la plancha de conexión en tensión

Asumimos una plancha de 16" x1 1/2"

Chequeo por fluencia

T=Mu/(d+tp)=	3289.54 kN	
$\phi R_n=0.9 \cdot F_y \cdot A_g$	7173.8 kN	Ok

Chequeo por ruptura

$\phi R_n=0.75 \cdot F_u \cdot A_n$	3733.7 kN	Ok
-------------------------------------	-----------	----

Chequeo por bloque de cortante

6 Pernos por fila la tabla 8-48a 8-48b del manual del AISC da la fuerza por unidad de longitud.

caso 1 en el plano de los 6 pernos

6 pernos	60.68 kN/mm	
distancia al borde=3"	19.81 kN/mm	
	12235.6 kN	OK

4 Pernos por fila la tabla 8-47a 8-47b del manual del AISC da la fuerza por unidad de longitud

caso 2 en el plano de los 4 pernos

4 Pernos	20.86 kN/mm	
	49.63 kN/mm	
	16074.2 kN	OK

Tamaño de la soldadura

Dmin=	1 1/8"
-------	--------

Diseño de la plancha de conexión en compresión

$$\begin{aligned} k/r &= 5.3 < 25 \\ \phi F_{cr} &= 50 \text{ ksi} \\ \phi R_n = \phi F_{cr} * A &= 5345.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

La plancha de conexión en compresión será igual que la plancha de conexión en tensión

SIMPLE SHEAR CONNECTIONS

9 - 71

$F_y = 50$ ksi
 $F_u = 65$ ksi

Table 9-2 (cont.)
All-Bolted Double-Angle Connections

1-in. Bolts 10 Rows W44, 40, 36		Bolt and Angle Design Strength, kips												
		ASTM Desig.	Thread Cond.	Hole Type	Angle Thickness, in.									
						1/4	5/16	3/8	1/2					
	A325	N	—	266	333	399	532							
		X	—	266	333	399	532							
		Class A	SC	STD	266	333	380	380						
			OVS	240	300	323	323							
			SSLT	266	323	323	323							
		Class B	SC	STD	266	333	399	532						
	OVS		240	300	360	480								
	SSLT		266	333	399	490								
	A490	N	—	266	333	399	532							
		X	—	266	333	399	532							
		Class A	SC	STD	266	333	399	477						
			OVS	240	300	360	406							
SSLT			266	333	399	406								
Class B		SC	STD	266	333	399	532							
	OVS	240	300	360	480									
	SSLT	266	333	399	532									
Beam Web Design Strength per Inch Thickness, kips/in.														
Hole Type	L_{eh} in.	Un- coped	Coped at Top Flange Only						Coped at Both Flanges					
			L_{ew} in.						L_{ew} in.					
			1/4	1/8	1/2	3/8	2	3	1/4	1/8	1/2	3/8	2	3
STD	1 1/2	1170	559	563	567	570	581	610	532	540	547	554	576	610
	1 3/4	1170	569	572	576	580	591	620	532	540	547	554	576	620
OVS	1 1/2	1170	509	513	516	520	531	560	480	487	494	502	524	560
	1 3/4	1170	519	522	526	530	540	570	480	487	494	502	524	570
SSLT	1 1/2	1170	559	563	567	570	581	610	532	540	547	554	576	610
	1 3/4	1170	569	572	576	580	591	620	532	540	547	554	576	620
Support Design Strength per Inch Thickness, kips/in.		2340	Notes: STD = Standard holes OVS = Oversized holes SSLT = Short-slotted holes transverse to direction of load N = Threads included X = Threads excluded SC = Slip critical *Tabulated values include 1/4-in. reduction in end distance L_{eh} to account for possible underrun in beam length.											

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

3.3 Cálculo de armaduras utilizando líneas de influencia

En la sección 3.2 se calculó el tablero. Una vez definido esto, ya se puede diseñar la armadura principal, como se explicó en el capítulo anterior esta corresponde a la del tipo "Parker" de peralte variable, teniendo un gálibo máximo de 25m al centro de su luz, esta varía en forma parabólica asemejando un arco como en el puente existente. La figura 3.11 muestra la geometría de esta armadura.

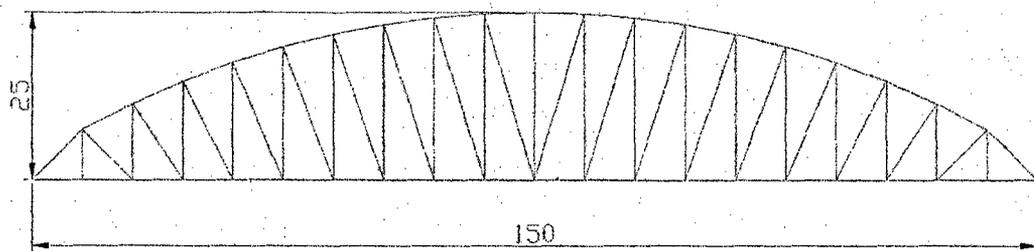


Fig. 3.11: Geometría de la armadura.

3.3.1 Cargas de diseño.

Las cargas de diseño a emplearse serán las siguientes:

- DC: Peso propio de los elementos y accesorios.
- DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- LL: Carga viva vehicular consiste en la aplicación del camión de diseño HL-93 más la carga repartida de carril.
- IM: Incremento por carga vehicular dinámica. Se considera como un porcentaje de la carga resultante del camión de diseño HL-93 sin considerar la carga de carril.

3.3.2 Metrado de cargas.

ts:	0.205 m
Espesor berma:	0.2 m
Espesor Carp. Asfáltica:	0.075 m
P.E.Asf:	22.05 kN/m ³
P.E.Conc.	23.52 kN/m ³
Long Viga Piso:	20 m

Long Larguero: 7.5 m

DC:

Peso de Losa: $20 \times 0.205 \times 23.52$ 96.432 kN/m

Veredas: $(2.30 + 1 + 2.30) \times 0.2 \times 23.52$ 26.3424 kN/m

Parapetos: $((0.20 + 0.30) / 2) \times 23.52 \times 2$ 11.76 kN/m

Peso viga de Piso (W36x300): 12.27 kN/m

Peso de largueros (W18x46): 6.05 kN/m

Peso propio (armadura): 72.80 kN/m

W_{DC} : 225.64 kN/m 2 armaduras

W_{DC} : 112.82 kN/m cada armadura

DW:

Carpeta Asfáltica $0.075 \times (2 \times 7.2) \times 22.05$ 23.814 kN/m

(2"+1"Esp. Sacrificable)

W_{DW} : 23.814 kN/m 2 armaduras

W_{DW} : 11.907 kN/m cada armadura

En el caso de la armadura principal, la carga viva vehicular viene dada por las reacciones que esta transmite a la Viga de piso, teniendo en cuenta que el camión estándar HL-93 tiene tres ejes, se calculará la reacción de cada eje sobre la viga de piso y su influencia en ésta, de esta manera se forma un tren de cargas de tres ejes correspondientes a las reacciones de la viga de piso debido al camión estándar.

Considerando la presencia de múltiples carriles cargados, en el diseño de la Viga de piso se presentaron tres casos correspondientes a la presencia de camiones desde dos hasta cuatro carriles cargados, el análisis demostró que el cortante máximo de la viga de piso a la armadura ocurría para el caso 3, considerando 3 carriles cargados.

HL-93:

HL-93-1: 31.90 kN IM-1: 31.90 kN considerar el 33% de esta carga

HL-93-2: 341.03 kN IM-2: 341.03 kN considerar el 33% de esta carga
 HL-93-3: 127.51 kN IM-3: 127.51 kN considerar el 33% de esta carga

Debido a que son tres carriles cargados, corresponde una carga repartida para cada carril, se asume que cada armadura toma 1.5 de esta carga.

C.R. (3 Carriles cargados): 1.5 CR 13.99 kN/m

C.P.: 3.53 kN/m Carga peatonal de 3.53 kN/m para cada berma.

Es necesario etiquetar cada elemento para su identificación, la figura 3.12 muestra el número que ha sido asignado a cada elemento.

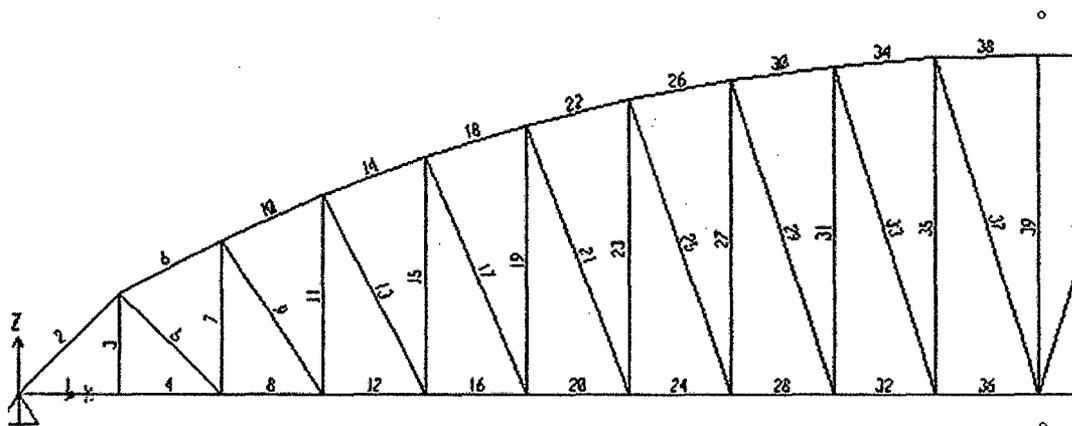


Fig. 3.12: Etiqueta referencial de elementos de la armadura principal.

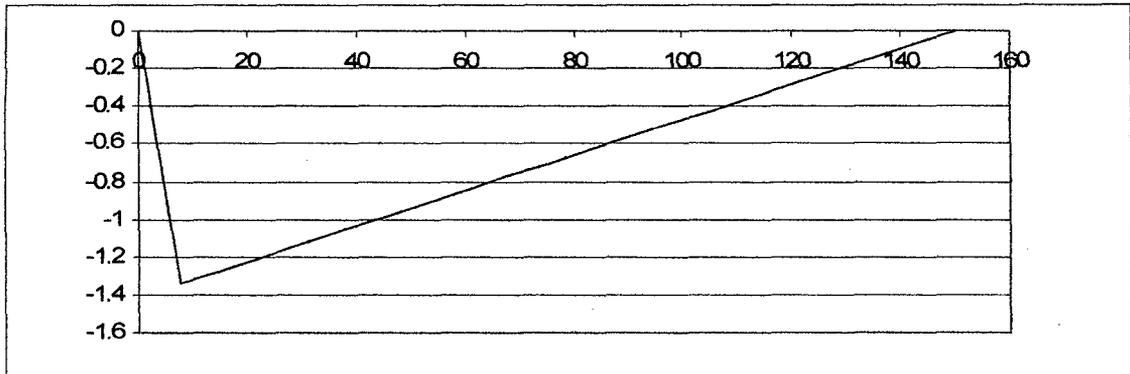
A continuación se efectuará el análisis de los elementos de la armadura para ello se considera la línea de influencia del elemento analizado, la cual ha sido calculada con el SAP 2000.

3.3.3 Análisis estructural.

Cálculo de esfuerzos de elementos en compresión

ELEMENTO 2

Línea de influencia



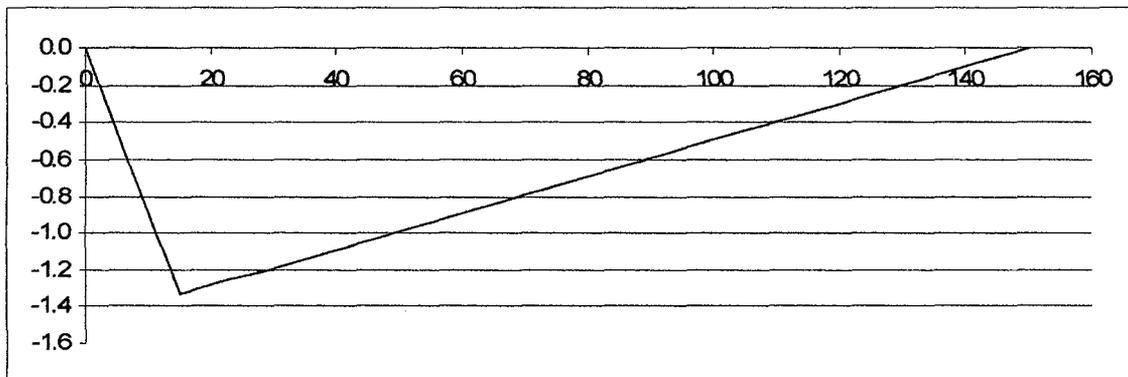
Área: -100.8

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-11368.14 kN		
P_{DW} :	-1199.78 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL:	-2395.79 kN	$P_U =$	-20566.41 kN
IM(33%):	-207.96 kN		

ELEMENTO 6

Línea de influencia



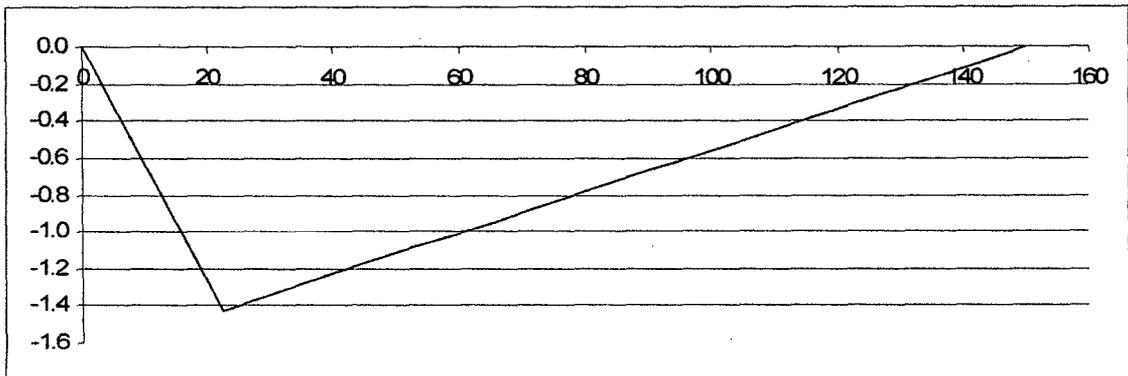
Área: -100.2

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-11303.22 kN		
P_{DW} :	-1192.93 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL:	-2393.25 kN	$P_U =$	-20474.90 kN
IM(33%):	-210.45 kN		

ELEMENTO 10

Línea de influencia



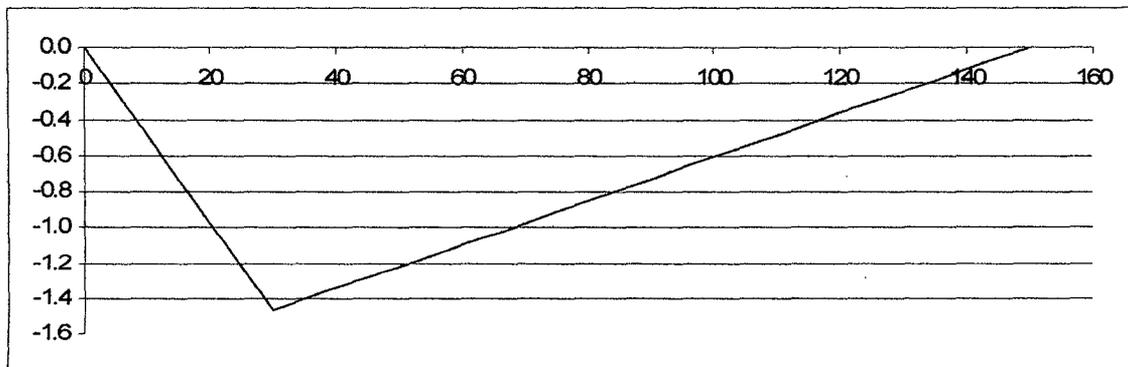
Área: -106.7

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-12041.99 kN	
P_{DW} :	-1270.90 kN	$P_U = 1.25 * P_{DC} + 1.5 * P_{DW} + 1.75 * (LL + IM)$
LL:	-2556.64 kN	$P_U =$ -21829.34 kN
IM(33%):	-226.51 kN	

ELEMENTO 14

Línea de influencia



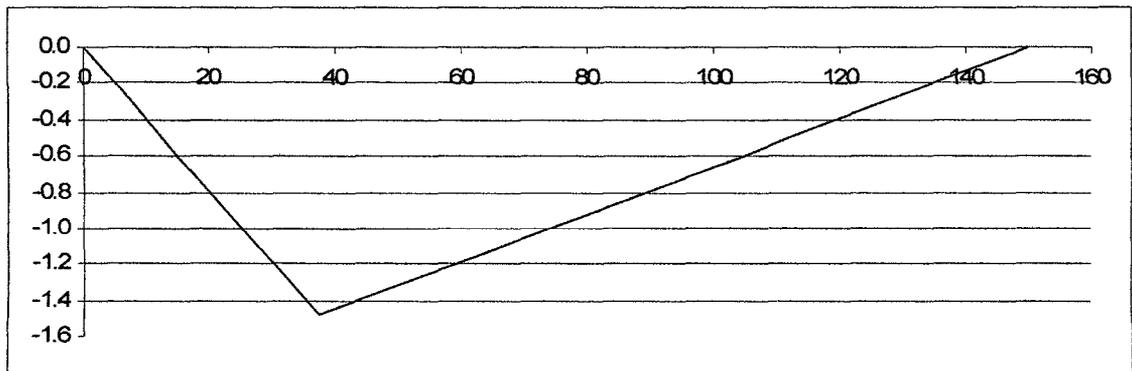
Área: -109.8

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-12385.94 kN	
P_{DW} :	-1307.20 kN	$P_U = 1.25 * P_{DC} + 1.5 * P_{DW} + 1.75 * (LL + IM)$
LL:	-2632.87 kN	$P_U =$ -22460.31 kN
IM(33%):	-234.03 kN	

ELEMENTO 18

Línea de influencia



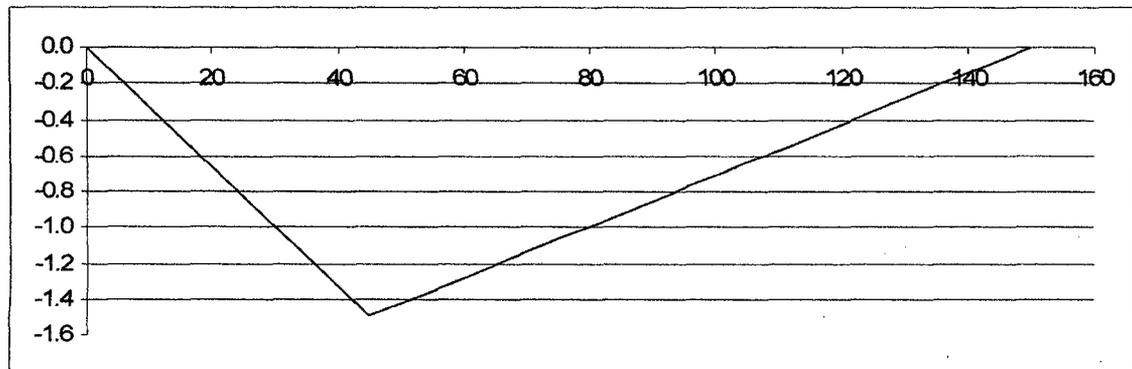
Área: -111.3

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-12559.95 kN	
P_{DW} :	-1325.56 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	-2671.44 kN	$P_U = -22779.52$ kN
IM(33%):	-237.84 kN	

ELEMENTO 22

Línea de influencia



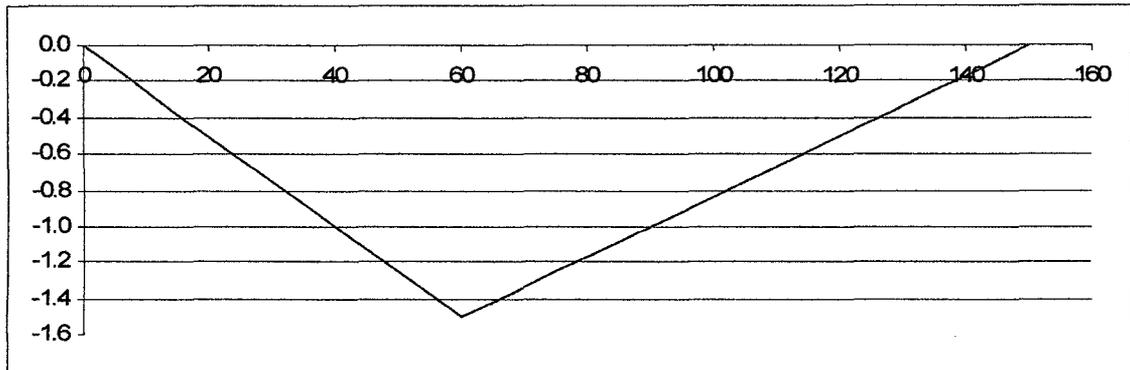
Área: -112.1

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-12649.56 kN	
P_{DW} :	-1335.02 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	-2691.18 kN	$P_U = -22943.64$ kN
IM(33%):	-239.76 kN	

ELEMENTO 26

Línea de influencia



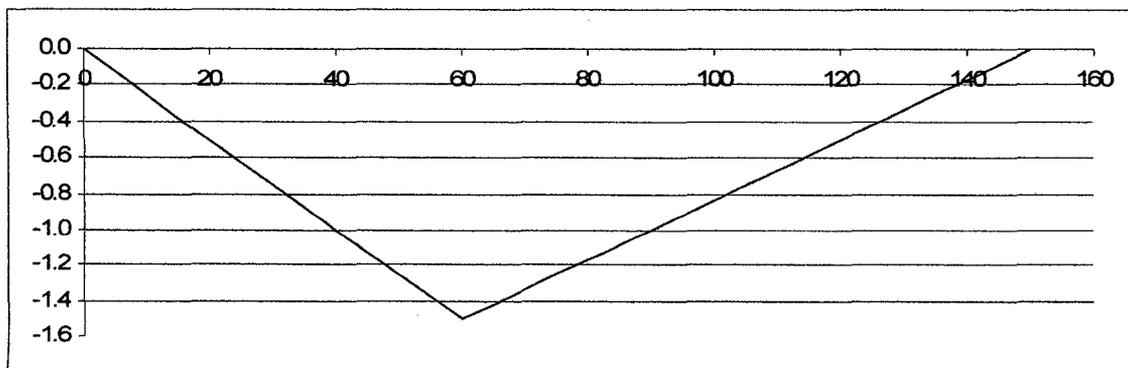
Área: -112.5

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-12693.29 kN	
P_{DW} :	-1339.64 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	-2700.57 kN	$P_U =$ -23023.15 kN
IM(33%):	-240.62 kN	

ELEMENTO 30

Línea de influencia



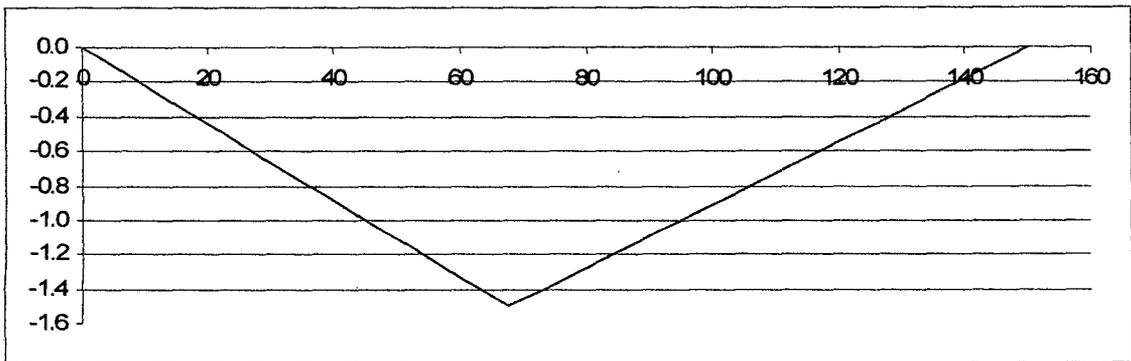
Área: -112.7

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-12710.14 kN	
P_{DW} :	-1341.42 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	-2703.79 kN	$P_U =$ -23052.86 kN
IM(33%):	-240.82 kN	

ELEMENTO 34

Línea de influencia



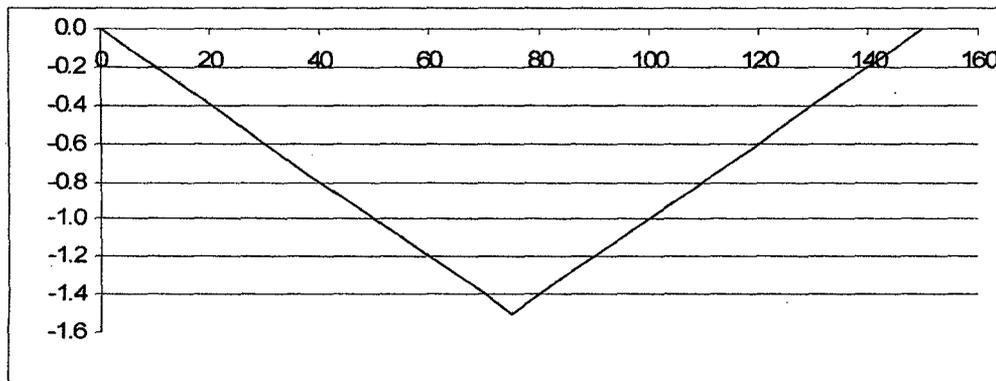
Área: -112.7

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-12709.85 kN		
P_{DW} :	-1341.38 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL:	-2702.94 kN	$P_U =$	-23050.50 kN
IM(33%):	-240.55 kN		

ELEMENTO 38

Línea de influencia



Área: -112.5

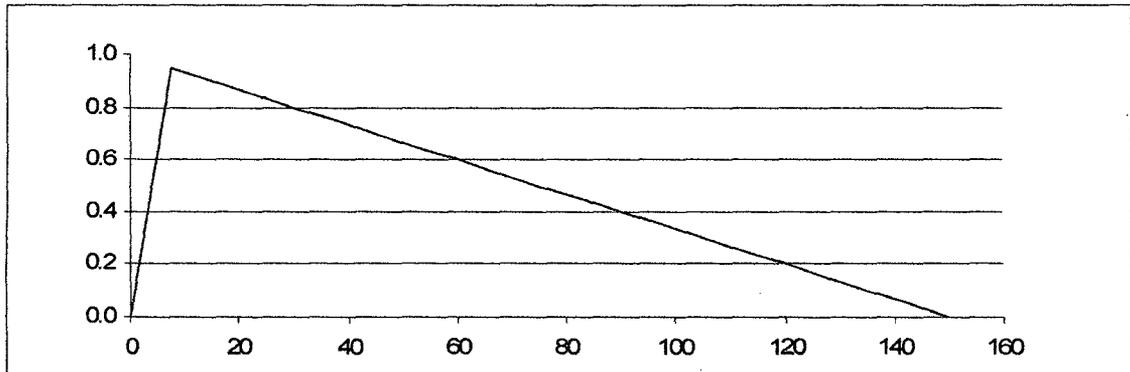
Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-12696.98 kN		
P_{DW} :	-1340.03 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL:	-2698.99 kN	$P_U =$	-23024.34 kN
IM(33%):	-239.91 kN		

Cálculo de esfuerzos de elementos en tracción

ELEMENTO 1

Línea de influencia



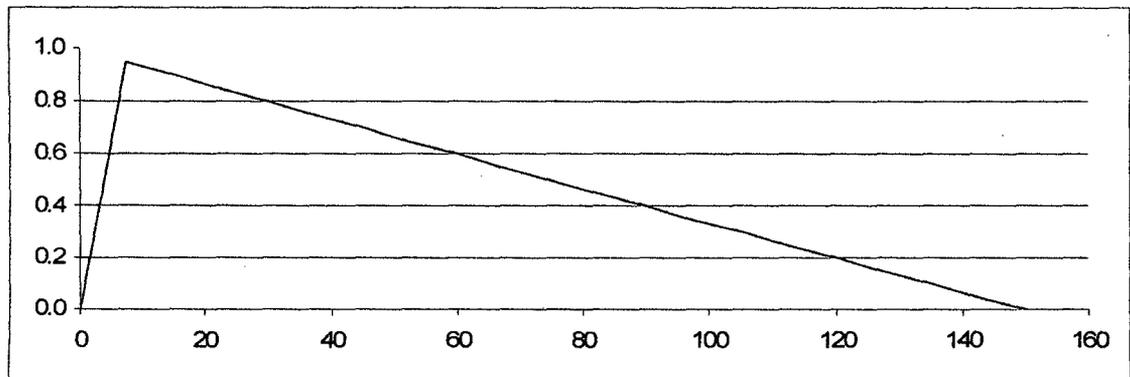
Área: 71.2

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	8038.49 kN	
P_{DW} :	848.37 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	1694.08 kN	$P_U =$ 14542.65 kN
IM(33%):	147.05 kN	

ELEMENTO 4

Línea de influencia



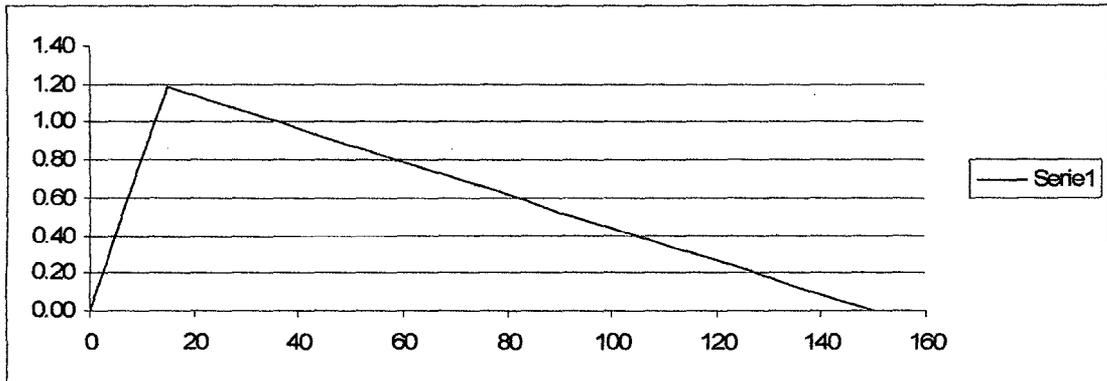
Área: 71.2

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	8038.49 kN	
P_{DW} :	848.37 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	1694.08 kN	$P_U =$ 14542.65 kN
IM(33%):	147.05 kN	

ELEMENTO 8

Línea de influencia



Área: 89.0

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} : 10041.72 kN

P_{DW} : 1059.79 kN

LL: 2126.15 kN

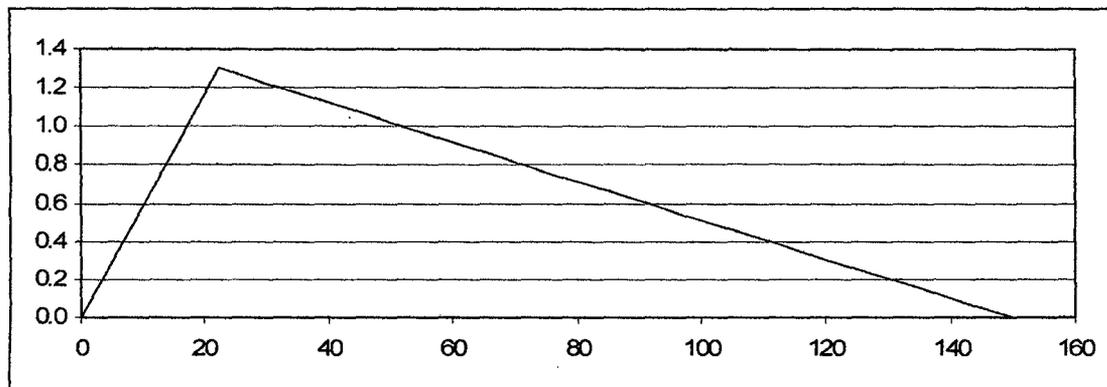
IM(33%): 186.96 kN

$$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$$

$$P_U = 18189.79 \text{ kN}$$

ELEMENTO 12

Línea de influencia



Área: 97.6

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} : 11009.87 kN

P_{DW} : 1161.97 kN

LL: 2337.51 kN

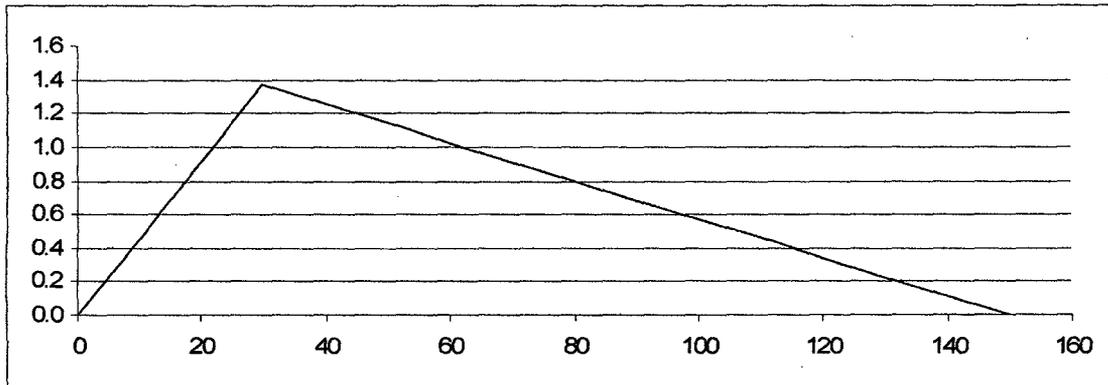
IM(33%): 207.09 kN

$$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$$

$$P_U = 19958.34 \text{ kN}$$

ELEMENTO 16

Línea de influencia



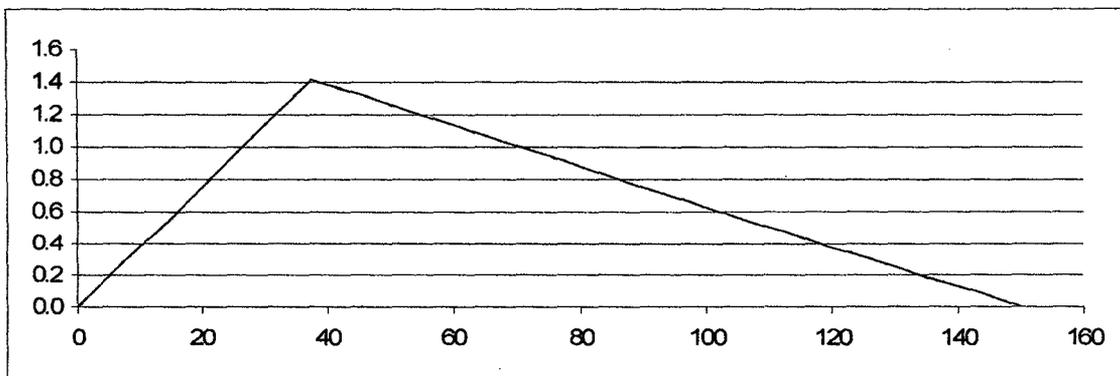
Área: 102.8

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	11597.68 kN	
P_{DW} :	1224.01 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	2465.31 kN	$P_U =$ 21030.90 kN
IM(33%):	219.14 kN	

ELEMENTO 20

Línea de influencia



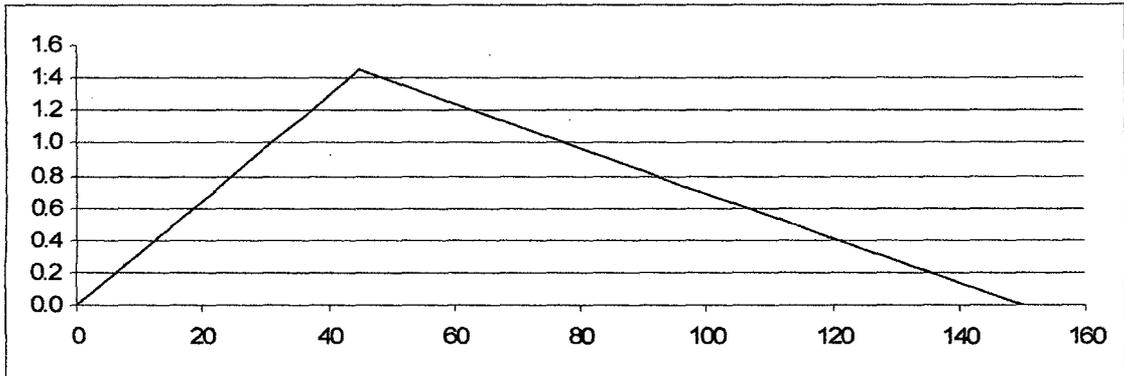
Área: 106.3

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	11993.08 kN	
P_{DW} :	1265.74 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	2550.87 kN	$P_U =$ 21751.41 kN
IM(33%):	227.11 kN	

ELEMENTO 24

Línea de influencia



Área: 108.8

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} : 12270.33 kN

P_{DW} : 1295.00 kN

LL: 2610.50 kN

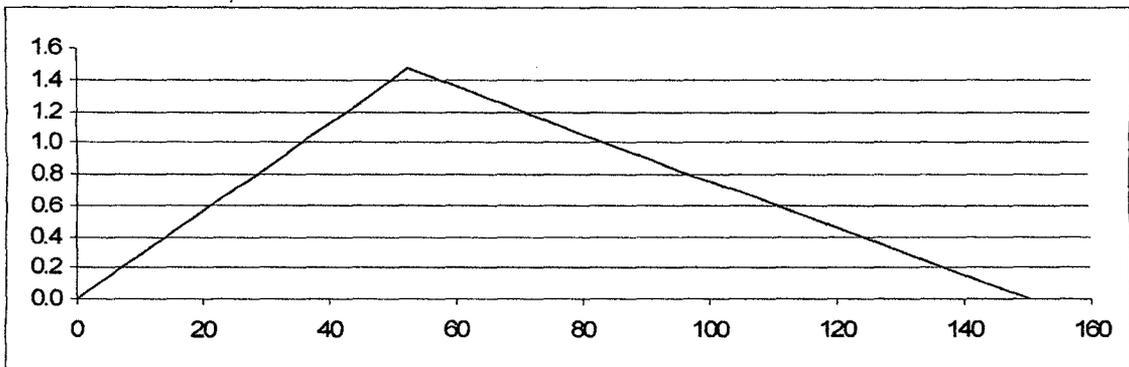
IM(33%): 232.58 kN

$$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$$

$P_U = 22255.79$ kN

ELEMENTO 28

Línea de influencia



Área: 110.5

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} : 12464.47 kN

P_{DW} : 1315.49 kN

LL: 2651.89 kN

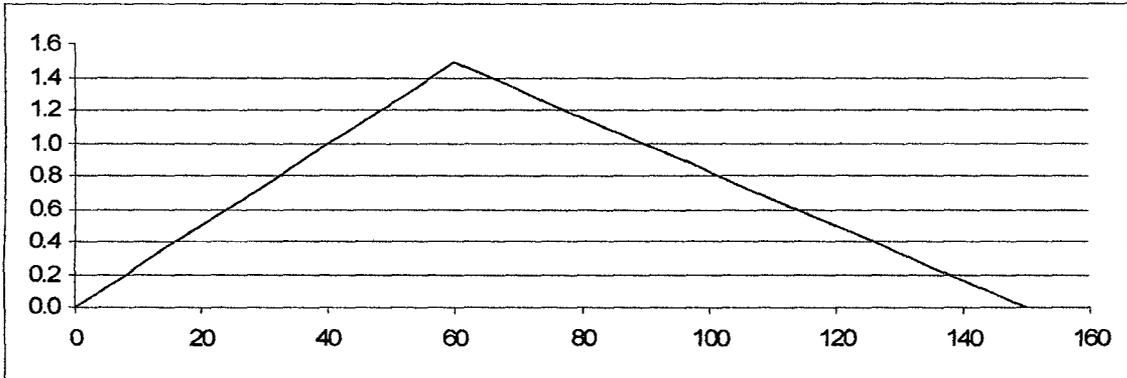
IM(33%): 236.28 kN

$$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$$

$P_U = 22608.13$ kN

ELEMENTO 32

Línea de influencia



Área: 111.6

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} : 12593.77 kN

P_{DW} : 1329.13 kN

LL: 2679.03 kN

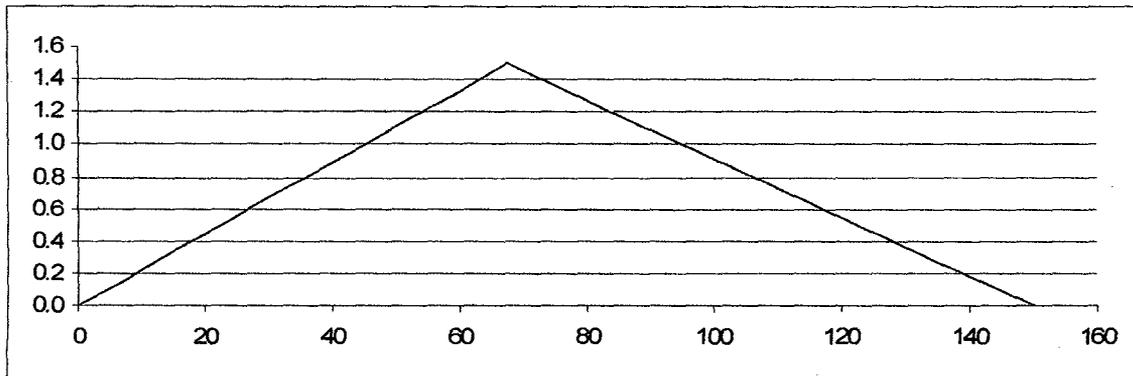
IM(33%): 238.61 kN

$$P_U = 1.25 * P_{DC} + 1.5 * P_{DW} + 1.75 * (LL + IM)$$

$$P_U = 22841.79 \text{ kN}$$

ELEMENTO 36

Línea de influencia



Área: 112.3

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} : 12668.08 kN

P_{DW} : 1336.98 kN

LL: 2694.06 kN

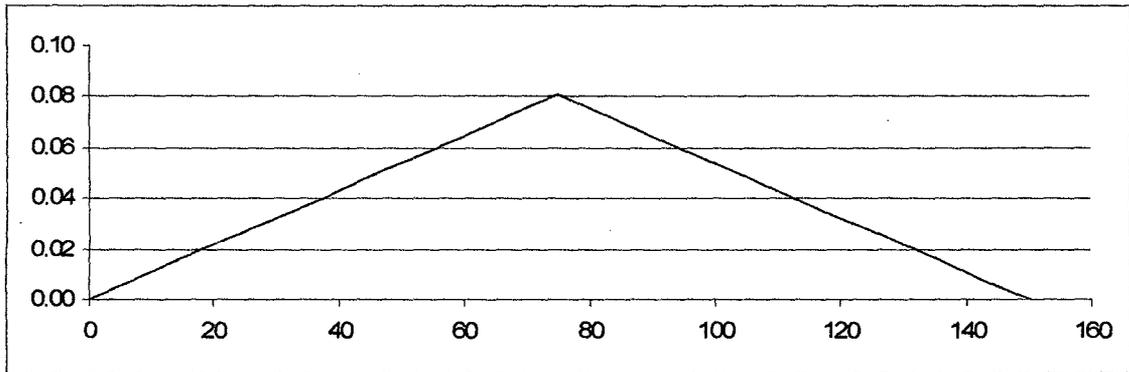
IM(33%): 239.76 kN

$$P_U = 1.25 * P_{DC} + 1.5 * P_{DW} + 1.75 * (LL + IM)$$

$$P_U = 22974.75 \text{ kN}$$

ELEMENTO 39

Línea de influencia



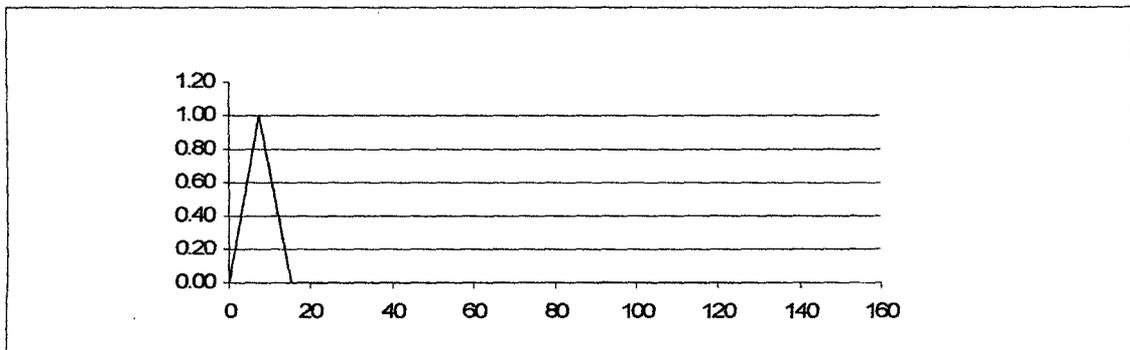
Área: 6.1

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	685.69 kN	
P_{DW} :	72.37 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	145.76 kN	$P_U =$ 1243.41 kN
IM(33%):	12.96 kN	

ELEMENTO 3

Línea de influencia



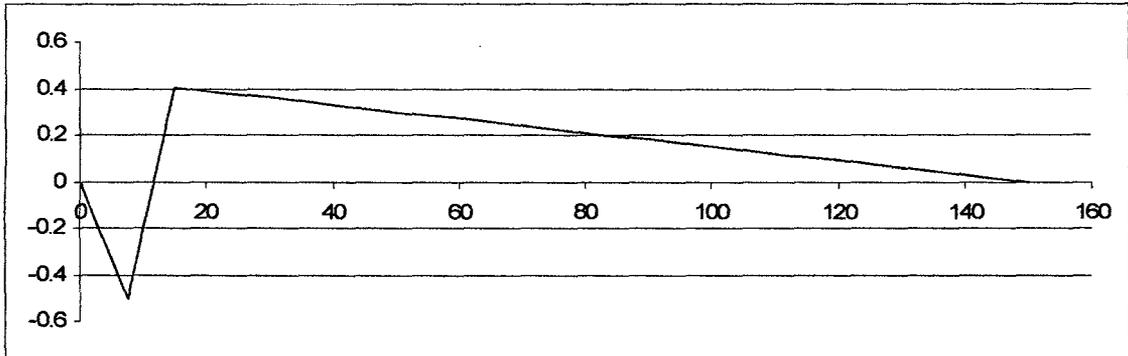
Área: 7.50

Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	846.16 kN	
P_{DW} :	89.30 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL:	472.44 kN	$P_U =$ 2215.37 kN
IM(33%):	112.54 kN	

Cálculo de esfuerzos de elementos con inversión de esfuerzos
ELEMENTO 5

Línea de influencia

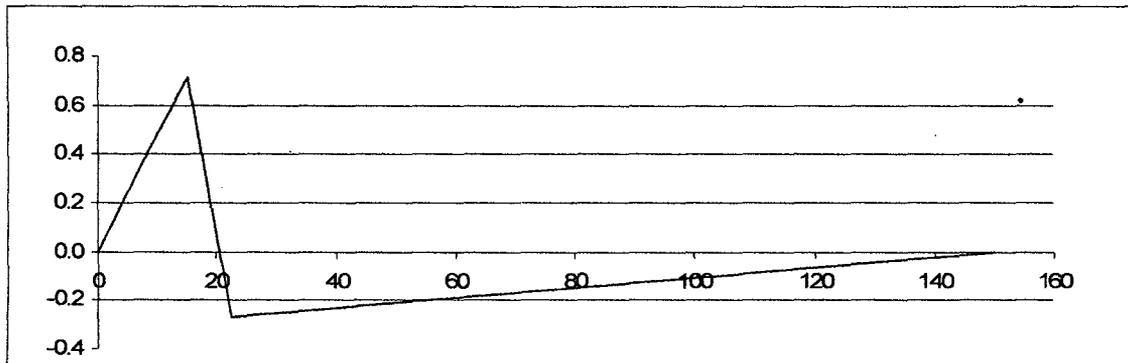


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	2833.00 kN		
P_{DW} :	298.99 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-171.80 kN	$P_{U(C)} =$	3619.63 kN
IM(-):	-39.70 kN	$P_{U(T)} =$	5117.78 kN
LL(+):	582.05 kN	Solo trabaja en tracción	
IM(+):	62.54 kN		

ELEMENTO 7

Línea de influencia

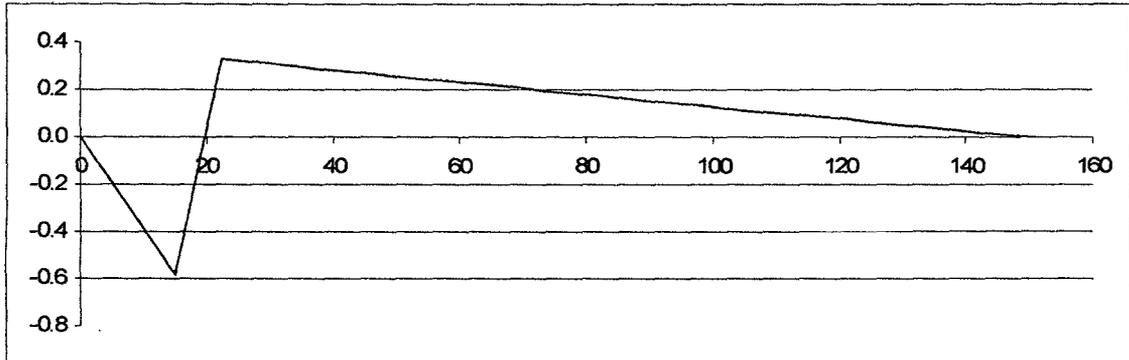


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-1157.08 kN		
P_{DW} :	-122.12 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-433.44 kN	$P_{U(C)} =$	-2460.83 kN
IM(-):	-41.59 kN	$P_{U(T)} =$	-938.80 kN
LL(+):	322.08 kN	Solo trabaja en compresión	
IM(+):	72.63 kN		

ELEMENTO 9

Línea de influencia

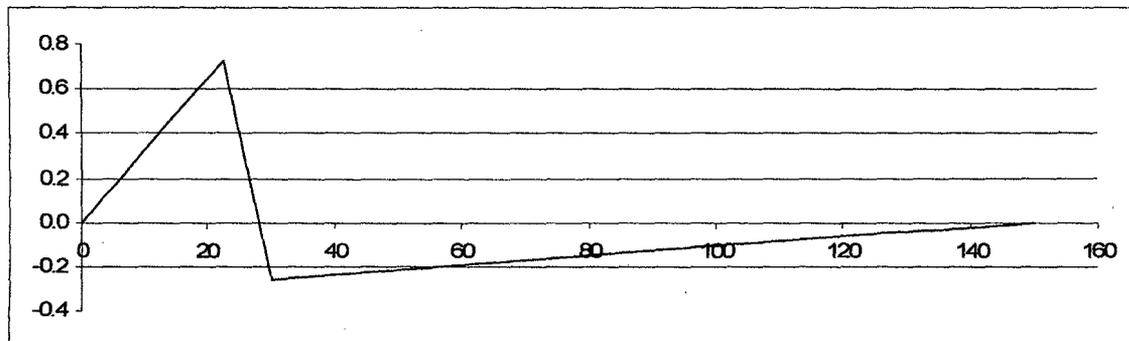


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	1758.86 kN		
P_{DW} :	185.63 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-273.47 kN	$P_{U(C)} =$	1898.61 kN
IM(-):	-57.05 kN	$P_{U(T)} =$	3354.31 kN
LL(+):	450.99 kN	Solo trabaja en tracción	
IM(+):	50.32 kN		

ELEMENTO 11

Línea de influencia

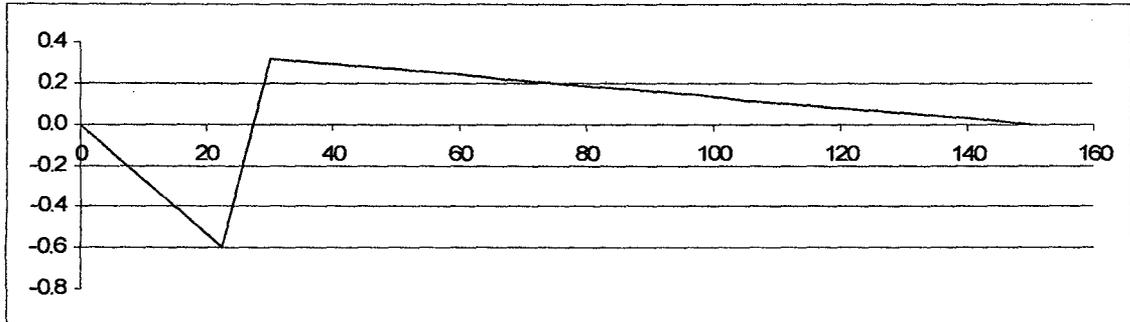


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-622.28 kN		
P_{DW} :	-65.67 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-394.34 kN	$P_{U(C)} =$	-1635.32 kN
IM(-):	-39.35 kN	$P_{U(T)} =$	-8.97 kN
LL(+):	408.03 kN	Solo trabaja en compresión	
IM(+):	87.62 kN		

ELEMENTO 13

Línea de influencia

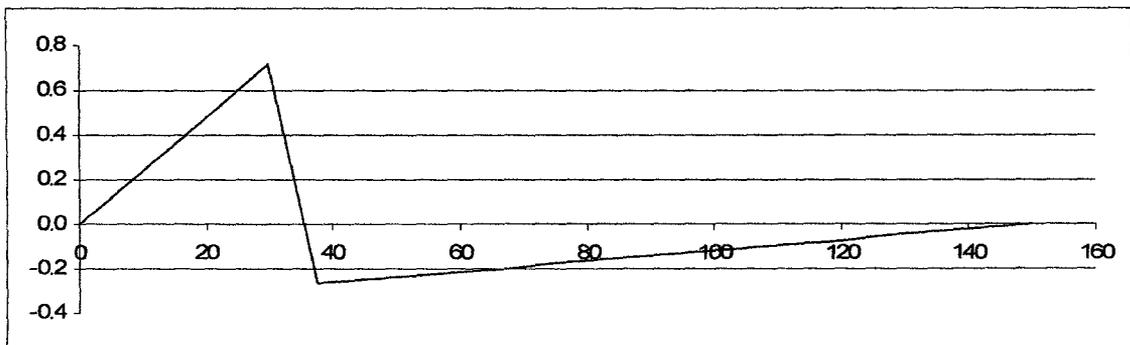


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	1293.29 kN	
P_{DW} :	136.49 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL(-):	-363.91 kN	$P_{U(C)} = 1057.64$ kN
IM(-):	-72.50 kN	$P_{U(T)} = 2649.98$ kN
LL(+):	424.40 kN	Solo trabaja en tracción
IM(+):	49.10 kN	

ELEMENTO 15

Línea de influencia

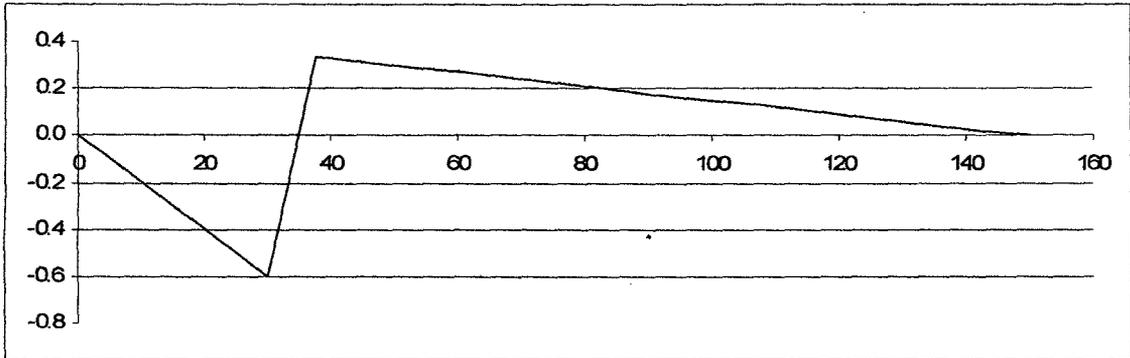


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-305.83 kN	
P_{DW} :	-32.28 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL(-):	-392.81 kN	$P_{U(C)} = -1189.49$ kN
IM(-):	-40.78 kN	$P_{U(T)} = 542.50$ kN
LL(+):	462.07 kN	Alterna entre compresión y tracción
IM(+):	94.05 kN	

ELEMENTO 17

Línea de influencia

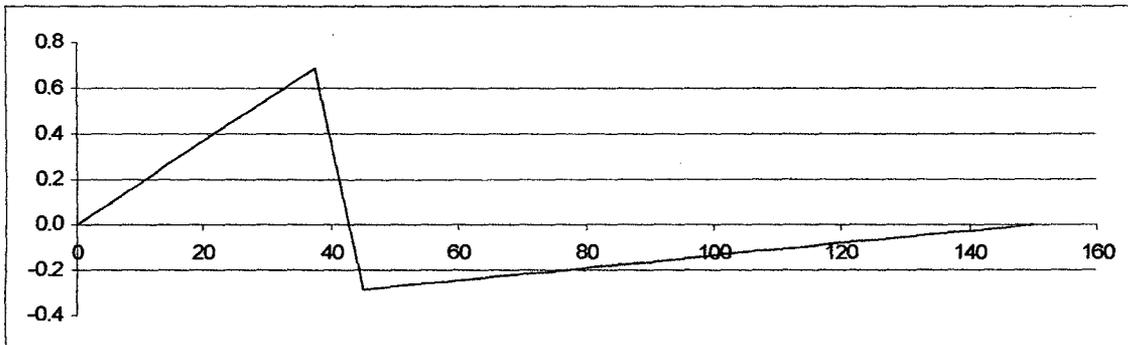


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	1004.25 kN		
P_{DW} :	105.99 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-423.43 kN	$P_{U(C)} =$	534.65 kN
IM(-):	-79.22 kN	$P_{U(T)} =$	2249.14 kN
LL(+):	425.94 kN	Solo trabaja en tracción	
IM(+):	51.12 kN		

ELEMENTO 19

Línea de influencia

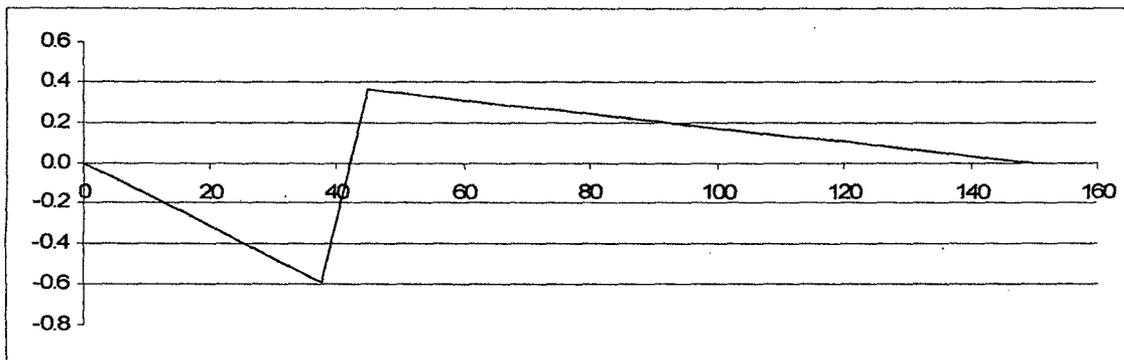


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	-76.98 kN		
P_{DW} :	-8.12 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-403.06 kN	$P_{U(C)} =$	-890.04 kN
IM(-):	-43.59 kN	$P_{U(T)} =$	928.15 kN
LL(+):	496.68 kN	Alterna entre compresión y tracción	
IM(+):	95.64 kN		

ELEMENTO 21

Línea de influencia

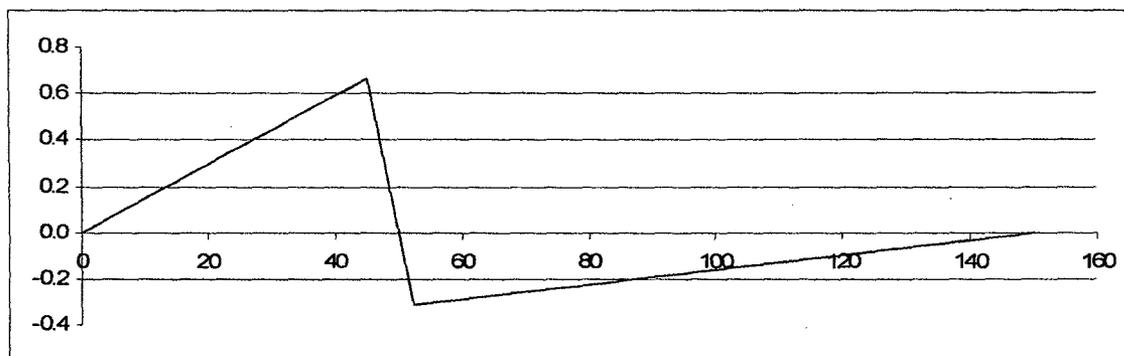


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	784.20 kN		
P_{DW} :	82.76 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-466.15 kN	$P_{U(C)} =$	145.48 kN
IM(-):	-81.80 kN	$P_{U(T)} =$	1963.26 kN
LL(+):	436.40 kN	Solo trabaja en tracción	
IM(+):	54.38 kN		

ELEMENTO 23

Línea de influencia

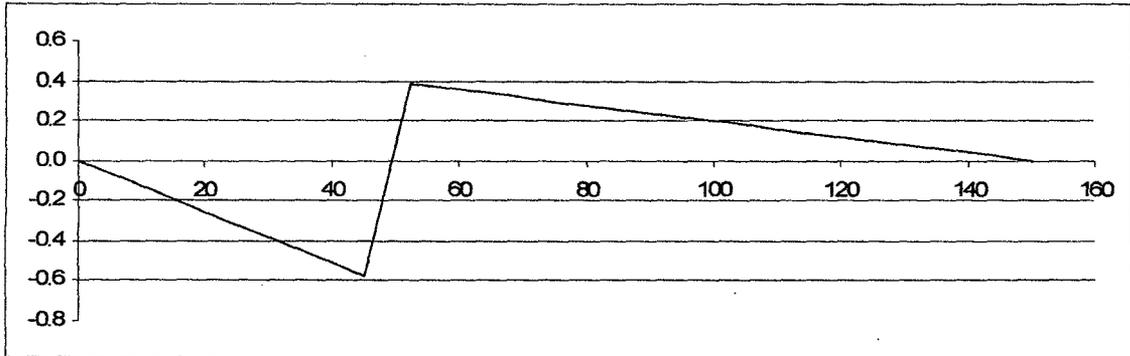


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	112.61 kN		
P_{DW} :	11.88 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-415.77 kN	$P_{U(C)} =$	-651.08 kN
IM(-):	-46.90 kN	$P_{U(T)} =$	1233.92 kN
LL(+):	519.70 kN	Alterna entre compresión y tracción	
IM(+):	94.77 kN		

ELEMENTO 25

Línea de influencia

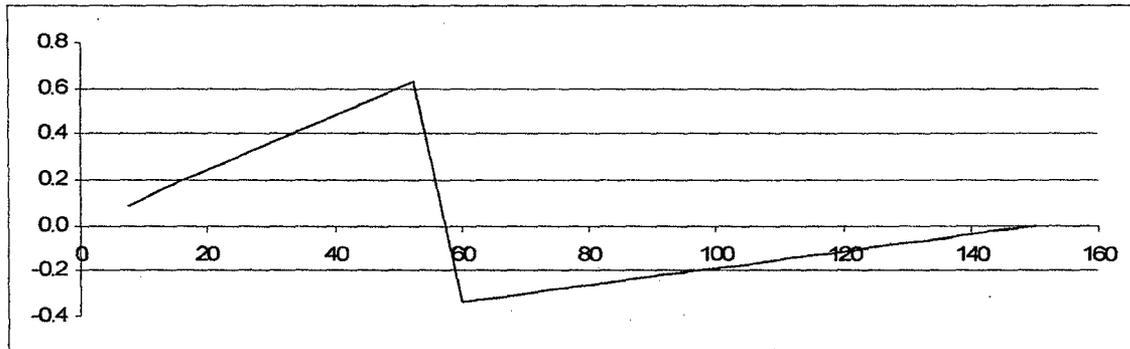


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	594.87 kN		
P_{DW} :	62.78 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-497.77 kN	$P_{U(C)} =$	-176.99 kN
IM(-):	-82.08 kN	$P_{U(T)} =$	1725.14 kN
LL(+):	448.92 kN	Alterna entre compresión y tracción	
IM(+):	58.16 kN		

ELEMENTO 27

Línea de influencia

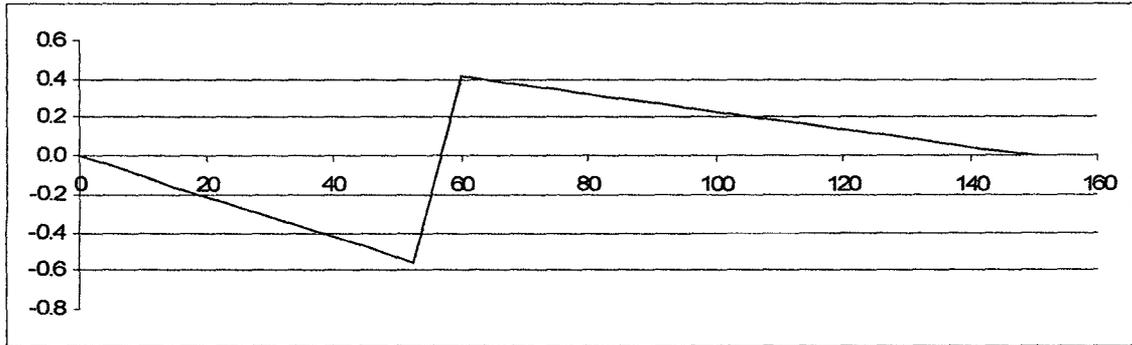


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	283.86 kN		
P_{DW} :	29.96 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-426.94 kN	$P_{U(C)} =$	-435.43 kN
IM(-):	-50.32 kN	$P_{U(T)} =$	1497.63 kN
LL(+):	534.82 kN	Alterna entre compresión y tracción	
IM(+):	92.53 kN		

ELEMENTO 29

Línea de influencia

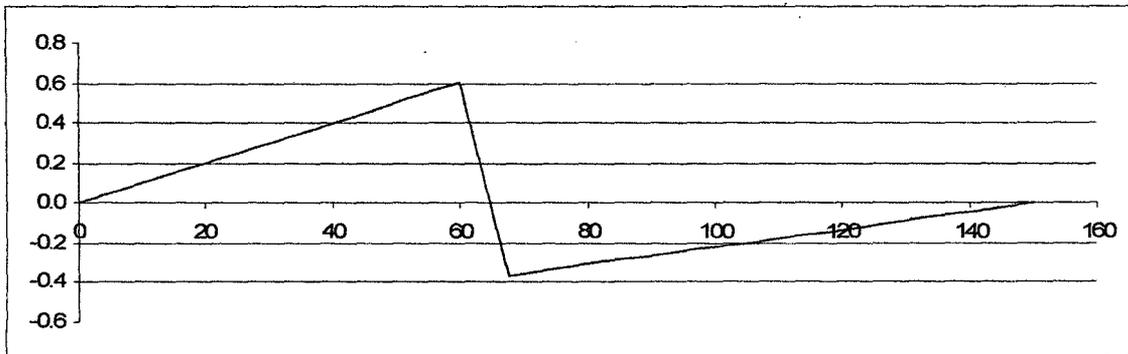


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	419.78 kN	
P_{DW} :	44.30 kN	$P_U = 1.25 * P_{DC} + 1.5 * P_{DW} + 1.75 * (LL + IM)$
LL(-):	-521.17 kN	$P_{U(C)} = -462.56$ kN
IM(-):	-80.98 kN	$P_{U(T)} = 1505.78$ kN
LL(+):	460.52 kN	Alterna entre compresión y tracción
IM(+):	62.10 kN	

ELEMENTO 31

Línea de influencia

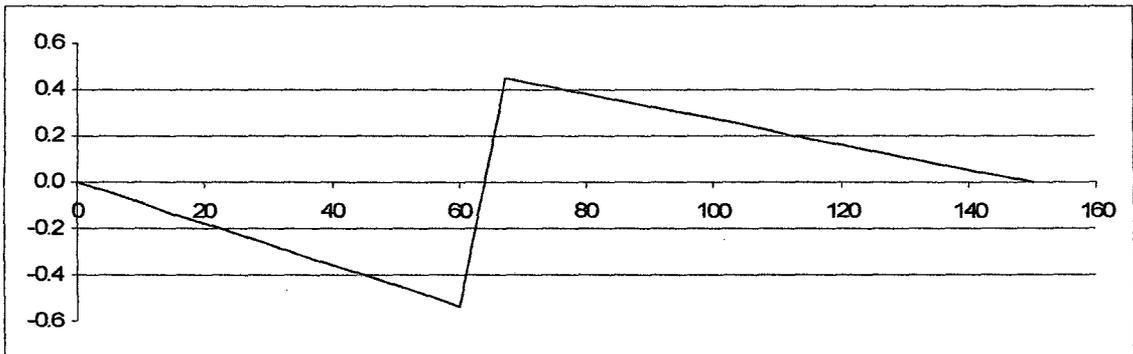


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	446.78 kN	
P_{DW} :	47.15 kN	$P_U = 1.25 * P_{DC} + 1.5 * P_{DW} + 1.75 * (LL + IM)$
LL(-):	-434.66 kN	$P_{U(C)} = -225.28$ kN
IM(-):	-53.62 kN	$P_{U(T)} = 1737.72$ kN
LL(+):	543.96 kN	Alterna entre compresión y tracción
IM(+):	89.48 kN	

ELEMENTO 33

Línea de influencia

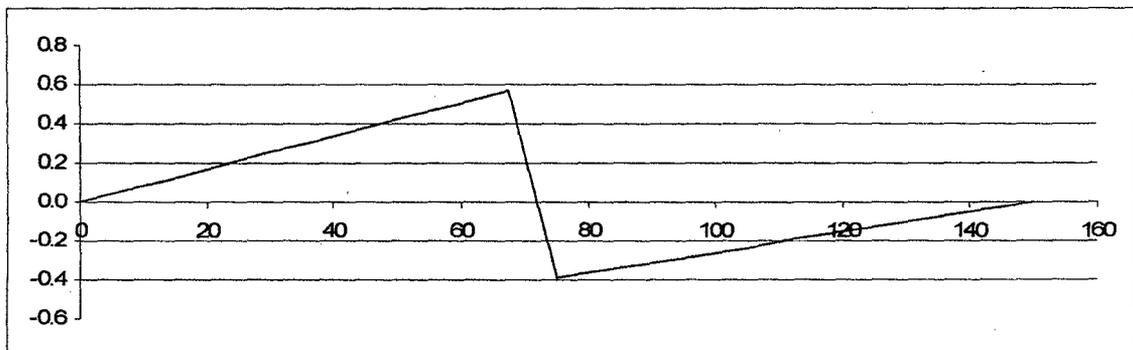


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	250.91 kN		
P_{DW} :	26.48 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-537.96 kN	$P_{U(C)} =$	-726.28 kN
IM(-):	-78.98 kN	$P_{U(T)} =$	1290.99 kN
LL(+):	469.75 kN	Alterna entre compresión y tracción	
IM(+):	66.04 kN		

ELEMENTO 35

Línea de influencia

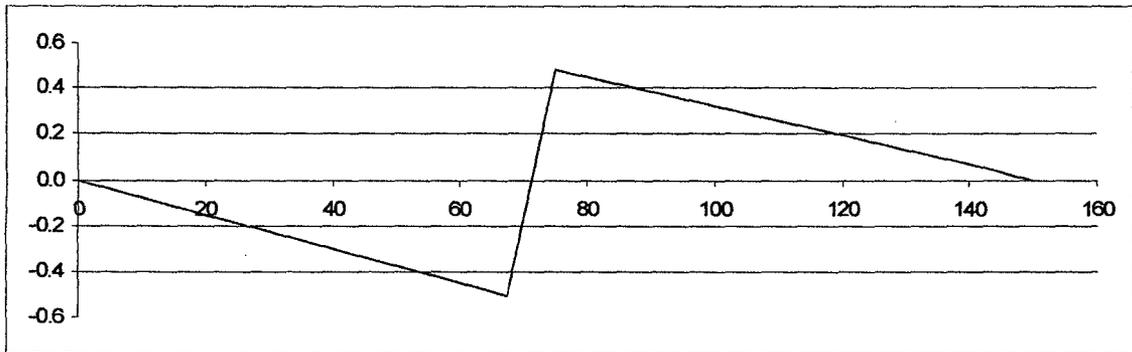


Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	606.50 kN		
P_{DW} :	64.01 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$	
LL(-):	-437.88 kN	$P_{U(C)} =$	-11.27 kN
IM(-):	-56.65 kN	$P_{U(T)} =$	1963.91 kN
LL(+):	548.23 kN	Alterna entre compresión y tracción	
IM(+):	85.92 kN		

ELEMENTO 37

Línea de influencia



Tomando 3 carriles cargados obtenemos el mayor valor para HL-93

P_{DC} :	83.82 kN	
P_{DW} :	8.85 kN	$P_U = 1.25 \cdot P_{DC} + 1.5 \cdot P_{DW} + 1.75 \cdot (LL + IM)$
LL(-):	-549.21 kN	$P_{U(C)} = -976.74 \text{ kN}$
IM(-):	-76.39 kN	$P_{U(T)} = 1189.39 \text{ kN}$
LL(+):	542.36 kN	Alterna entre compresión y tracción
IM(+):	69.83 kN	

A continuación el cuadro 3.3 muestra un resumen de los cálculos efectuados, en éste se detalla los elementos que trabajan en compresión, tracción o que estén sometidos a inversión de esfuerzos; asimismo se muestra la longitud del elemento.

Miembros en Comp:			Miembros en Trac:			Miembros en Comp-Trac			Longitud (m)
Elemento	Pu-Comp(kN)	Longitud (m)	Elemento	Pu-Trac(kN)	Longitud (m)	Elemento	Comp(kN)	Trac(kN)	Longitud (m)
2	-20206.47	10.607	1	14288.13	7.500	--	--	--	--
8	-20117.01	8.442	4	14288.13	7.500	15	-1179.80	552.19	17.510
10	-21448.07	8.203	8	17871.85	7.500	19	-887.61	930.59	19.843
14	-22068.14	8.010	12	19608.75	7.500	23	-654.65	1230.36	21.722
18	-22381.84	7.855	16	20663.69	7.500	25	-195.83	1706.30	22.981
22	-22543.13	7.732	20	21371.68	7.500	27	-444.42	1488.65	23.168
26	-22821.25	7.638	24	21867.29	7.500	29	-475.85	1492.49	24.350
30	-22650.43	7.569	28	22213.47	7.500	31	-239.42	1723.58	24.188
34	-22648.08	7.525	32	22443.04	7.500	33	-734.23	1283.04	25.324
38	-22622.33	7.503	36	22573.65	7.500	--	-979.39	1188.74	25.907
7	-2424.19	11.376	21	1938.43	21.213	37	-979.39	1188.74	25.907
11	-1615.62	14.698	17	2217.35	19.049				
			13	2609.03	16.501				
			9	3298.62	13.626				
			5	5028.08	10.607				
			3	2188.58	7.500				
			38	1221.70	25.000				
			35	1944.70	24.797				

Cuadro 3.3: Resumen de esfuerzos en elementos

3.3.4 Diseño de elementos de la armadura.

Una vez conocidas las fuerzas en cada uno de los elementos de la armadura principal se procede a diseñarlos, empezando por los elementos en compresión.

Diseño de elementos en compresión.

Para el diseño de elementos en compresión se utilizará secciones cajón, para ello se emplearán espesores de planchas existentes en el mercado Peruano, las uniones entre los elementos de la armadura serán empernadas empleando cartelas, los pernos a emplear serán A-490.

Los elementos que presentan esfuerzos de compresión son los que se encuentran en la brida superior, también en las montantes y diagonales, algunos elementos se encuentran en compresión o alternando entre compresión y tracción, en esta tesis se diseñará los elementos 2, 30, 38 que pertenecen a la brida superior y el elemento 7 que es una montante.

El cuadro 3.4 muestra los valores en kN de la resistencia de los pernos.

Φ (Pulg.)	Pt-A-325 (kN)	Pt-A490 (kN)	Φ hueco (Pulg.)
5/8	84.64	120.27	11/16
3/4	124.73	178.18	13/16
7/8	173.73	245.00	15/16
1	227.18	325.18	1 1/16
1 1/8	249.45	409.82	1 3/16
1 1/4	320.73	516.73	1 5/16
1 3/8	378.64	619.18	1 7/16
1 1/2	463.27	752.82	1 9/16

CUADRO 3.4. Resistencia al corte de pernos A-325 y A-490.

ELEMENTO 2

Longitud= 10.607 m Pu= 20566.41 kN

r_{min} 88.39 mm

Asumiendo $Kl/r=$ 60

$$\lambda = \frac{Kl/r}{0.5} \cdot \left(\frac{F_y}{E} \right)^{0.5}$$

$\lambda =$ 0.794 < 1.5

$\lambda^2 =$ 0.630

$\Phi F_{cr} =$ 238.492 N/mm²

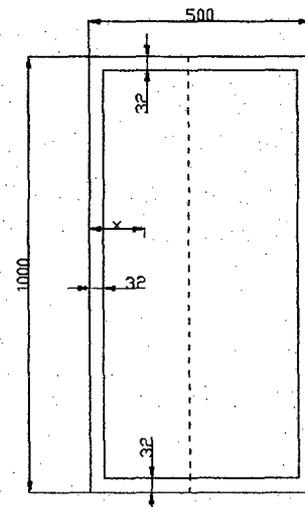
$A = Pu / \Phi F_{cr} =$ 95816.868 mm²

Perímetro:	3000	Límite
2*d:	2000	
2*bf:	1000	$1.49 \cdot (E/F_y)^{0.5}$
b/(tf+tfb):	7.81 <=	35.8
d/(tw1+tw2):	15.63 <=	35.8

$I_{xx} =$ 11872393899 mm⁴

$I_{yy} =$ 3951881899 mm⁴

Área= 91904 mm²



Cálculo x	Área	Y	AY
(bf/2-tw1)*tf	6976	141	983616
d*tw1	32000	16	512000
(bf/2-tw1)*tfb	6976	141	983616
Σ	45952	Σ	2479232

Área Total: 91904 mm²

x: 53.95 mm

$r_{xx} =$ 359.4197532 mm

$$r_{yy} = 207.3646732 \text{ mm}$$

$$k/r = 51.15 \text{ OK } \leq 120$$

$$\lambda = \frac{(k/r) \cdot (1/\pi) \cdot (F_y/E)}{0.5}$$

$$\lambda = 0.677$$

$$\lambda^2 = 0.458$$

$$\Phi F_{cr} = 256.322 \text{ N/mm}^2$$

$$P_u = 23557.023 \text{ kN} > 20566.41 \text{ kN}$$

Cálculo de Resistencia de Pernos

$$R_n = K_h \cdot K_s \cdot N_s \cdot P_t$$

Factor tamaño hueco	
Kh: estándar	1
Factor de condición de	
Ks: superficie	0.33
Ns Número de planos de corte	1

$$R_r = \Phi R_n = 248.43 \text{ kN}$$

$$\emptyset \text{ Perno: } 1 \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$P_t = 752.82 \text{ kN}$$

$$\text{N}^\circ \text{ Pernos: } 83$$

$$\text{Pernos por Columna: } 6$$

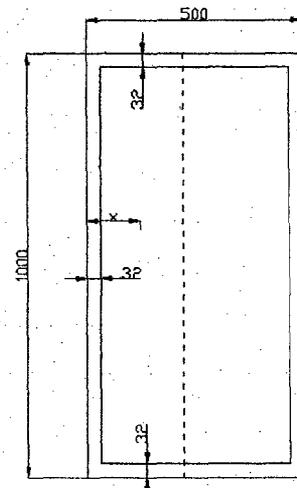
$$\text{N}^\circ \text{ Columnas: } 7$$

$$\text{Total Pernos: } 84 > = 83 \quad \text{OK}$$

ELEMENTO 30

Longitud=	7.569 m	Pu=	23052.86 kN
r_{min}	63.08 mm		
Asumiendo $Kl/r=$	60		
$\lambda=(Kl/r)*(1/\pi)*(Fy/E)^{0.5}$			
$\lambda=$	0.794	<	1.5
$\lambda^2=$	0.630		
$\Phi F_{cr}=$	238.492 N/mm ²		
$A=P_u/\Phi F_{cr}=$	107400.994 mm ²		

Perímetro:	3000	Límite	
2*d:	2000		
2*bf:	1000	$1.49*(E/Fy)^{0.5}$	
$b/(t_f+t_b):$	7.81 <=	35.8	
$d/(t_w1+t_w2):$	15.63 <=	35.8	



$I_{xx}=$	11872393899 mm ⁴
$I_{yy}=$	3951881899 mm ⁴
Área=	91904 mm ²

Cálculo x	Área	Y	AY
$(bf/2-t_w1)*t_f$	6976	141	983616
$d*t_w1$	32000	16	512000
$(bf/2-t_w1)*t_b$	6976	141	983616
Σ	45952	Σ	2479232
	Área Total:		91904 mm ²
	x:		53.95 mm

$$r_{xx} = 359.4197532 \text{ mm}$$

$$r_{yy} = 207.3646732 \text{ mm}$$

$$k/r = 36.50 \text{ OK } \leq 120$$

$$\lambda = (k/r) * (1/\pi) * (F_y/E)^{0.5}$$

$$\lambda = 0.483$$

$$\lambda^2 = 0.233$$

$$\Phi F_{cr} = 281.612 \text{ N/mm}^2$$

$$P_u = 25881.246 \text{ kN} > 23052.86 \text{ kN}$$

Cálculo de Resistencia de Pernos

$$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$$

	Factor tamaño hueco	
Kh:	estándar	1
	Factor de condición de	
Ks:	superficie	0.33
	Ns Número de planos de corte	1

$$R_r = \Phi R_n = 248.43 \text{ kN}$$

$$\emptyset \text{ Perno: } 1 \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$P_t: 752.82 \text{ kN}$$

$$\text{N}^\circ \text{ Pernos: } 93$$

$$\text{Pernos por Columna: } 6$$

$$\text{N}^\circ \text{ Columnas: } 8$$

$$\text{Total Pernos: } 96 > = 93 \text{ OK}$$

ELEMENTO 38

Longitud= 7.503 m Pu= 23024.34 kN

rmin 62.52 mm

Asumiendo $Kl/r= 60$
 $\lambda = (Kl/r) \cdot (1/\pi) \cdot (Fy/E)^{0.5}$

$\lambda = 0.794 < 1.5$

$\lambda^2 = 0.630$

$\Phi Fcr = 238.492 \text{ N/mm}^2$

$A = Pu/\Phi Fcr = 107268.124 \text{ mm}^2$

Perímetro: 3000 Limite

2*d: 2000

2*bf: 1000 $1.49 \cdot (E/Fy)^{0.5}$

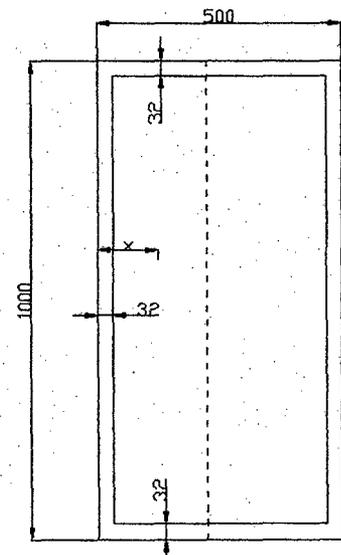
b/(tf+tfb): 7.81 ≤ 35.8

d/(tw1+tw2): 15.63 ≤ 35.8

$I_{xx} = 11872393899 \text{ mm}^4$

$I_{yy} = 3951881899 \text{ mm}^4$

Área= 91904 mm^2



Cálculo x	Área	Y	AY
$(bf/2-tw1) \cdot tf$	6976	141	983616
$d \cdot tw1$	32000	16	512000
$(bf/2-tw1) \cdot tfb$	6976	141	983616
Σ	45952	Σ	2479232
Área Total:		91904 mm^2	
x:		53.95 mm	

$r_{xx} = 359.4197532 \text{ mm}$

$r_{yy} = 207.3646732 \text{ mm}$

$kl/r = 36.18 \text{ OK } \leq 120$

$$\lambda = (kl/r) * (1/\pi) * (F_y/E)^{0.5}$$

$\lambda = 0.479$

$\lambda^2 = 0.229$

$\Phi F_{cr} = 282.094 \text{ N/mm}^2$

$P_u = 25925.564 \text{ kN} > 23024.34 \text{ kN}$

Cálculo de Resistencia de Pernos

$$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$$

K_h : Factor tamaño hueco estándar 1

K_s : Factor de condición de superficie 0.33

N_s Número de planos de corte 1

$R_r = \Phi R_n = 248.43 \text{ kN}$

\emptyset Perno: 1 1/2 in

$P_t = 752.82 \text{ kN}$

Nº Pernos: 93

Pernos por Columna: 6

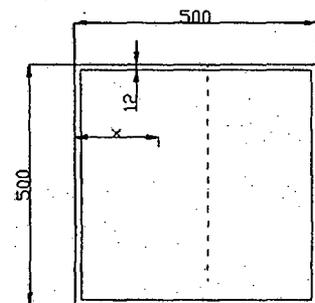
Nº Columnas: 8

Total Pernos: 96 ≥ 93 OK

ELEMENTO 7

Longitud= 11.376 m Pu= 2460.83 kN
 rmin 94.80 mm
 Asumiendo $Kl/r= 60$
 $\lambda=(Kl/r)*(1/\pi)*(Fy/E)^{0.5}$
 $\lambda= 0.794 < 1.5$
 $\lambda^2= 0.630$
 $\Phi Fcr= 238.492 \text{ N/mm}^2$
 $A=Pu/\Phi Fcr= 11464.763 \text{ mm}^2$

Perímetro: 2000 Límite
 2*d: 1000
 2*bf: 1000
 $b/(tf+tfb): 20.83 \leq 35.8$
 $d/(tw1+tw2): 20.83 \leq 35.8$



$Ixx= 930276352 \text{ mm}^4$
 $Iyy= 930276352 \text{ mm}^4$
 Área= 23424 mm^2

Cálculo x	Área	Y	AY
$(bf/2-tw1)*tf$	2856	131	374136
$d*tw1$	6000	6	36000
$(bf/2-tw1)*tfb$	2856	131	374136
Σ	11712	Σ	784272

Área Total: 23424 mm^2

x: 66.96 mm
 $rxx= 199.28539 \text{ mm}$

$r_{yy} =$	199.28539 mm		
$kl/r =$	57.08	OK ≤ 120	
$\lambda = (kl/r) * (1/\pi) * (F_y/E)^{0.5}$			
$\lambda =$	0.755		
$\lambda^2 =$	0.571		
$\Phi F_{cr} =$	244.538	N/mm ²	
$P_u =$	5728.065 kN	$>$	2460.83 kN

Cálculo de Resistencia de Pernos

$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$

K_h : Factor tamaño hueco estándar			1
K_s : Factor de condición de superficie			0.33
N_s : Número de planos de corte			1
$R_r = \Phi R_n$	107.31	kN	
\emptyset Perno:	1	in	
P_t :	325.18	kN	
Nº Pernos:	23		
Pernos por Columna:	3		
Nº Columnas:	4		
Total Pernos:	24	≥ 23	OK

Diseño de elementos en tracción.

Los elementos que trabajan en tracción se encuentran en la brida inferior, también montantes y diagonales, para esta tesis se diseñará los elementos 1, 16, 36 que pertenecen a la brida inferior y también el elemento 9 que es una diagonal.

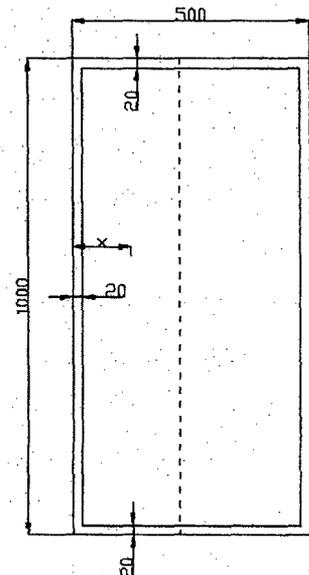
ELEMENTO 1

Longitud= 7.500 m Pu= 14542.65 kN

$I_{xx} = 7751786667 \text{ mm}^4$

$I_{yy} = 2629786667 \text{ mm}^4$

Cálculo x	Área	Y	AY
$(bf/2-tw1)*tf$	4600	135	621000
$d*tw1$	20000	10	200000
$(bf/2-tw1)*tfb$	4600	135	621000
Σ	29200	Σ	1442000
Área Total:		58400	mm^2
x:		49.38	mm



$r_x = 364.33 \text{ mm}$

$r_y = 212.2 \text{ mm}$

$\lambda \text{ Max: } K*L/r_{\text{max}} = 35.3 \text{ OK} \leq 200$

Cálculo de Resistencia de Pernos

$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$

Factor tamaño hueco estándar 1

Kh:			
Factor de condición de			
Ks: superficie			0.33
Ns	Número de planos de corte		1
Rr=ΦRn	248.43	kN	
Ø Perno:	1 1/2	in	
Pt:	752.82	kN	
Nº Pernos:	59		
Pernos por Columna:	4		
Nº Columnas:	8		
Total Pernos:	64	> =59	OK
L:	800.10	mm	

Cálculo del área neta

U=	0.900	
x:	49.38	mm
L:	800.10	mm
Área huecos:	6604.00	mm ²
An:	51796.00	mm ²

1.-Fluencia

$$P_u = 0.95 \cdot F_y \cdot A_g: \quad 19140.60 \text{ kN} \quad > \quad 14542.65 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.Fractura

$$P_u = 0.80 \cdot F_u \cdot A_n \cdot U: \quad 16725.96 \text{ kN} \quad > \quad 14542.65 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

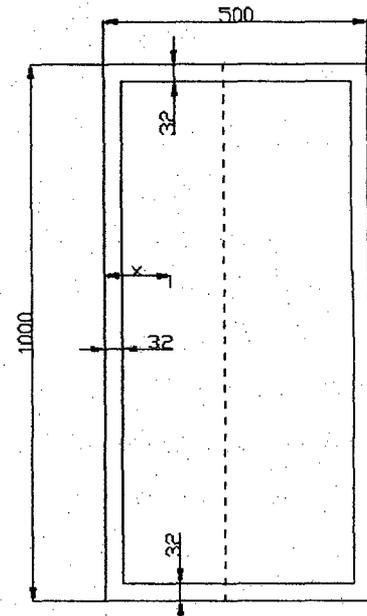
ELEMENTO 16

Longitud= 7.500 m Pu= 21030.90 kN

$I_{xx} = 11872393899 \text{ mm}^4$

$I_{yy} = 3951881899 \text{ mm}^4$

Cálculo x	Área	Y	AY
$(bf/2-tw1)*tf$	6976	141	983616
$d*tw1$	32000	16	512000
$(bf/2-tw1)*tfb$	6976	141	983616
Σ	45952	Σ	2479232
Área Total:		91904	mm^2



x: 53.95 mm

$r_x = 359.42 \text{ mm}$

$r_y = 207.36 \text{ mm}$

$\lambda \text{ Max: } K*L/r_{\text{max}} = 36.2 \text{ OK} \leq 200$

Cálculo de Resistencia de Pernos

$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$

Kh: Factor tamaño hueco estándar 1
Factor de condición de
Ks: superficie 0.33
Ns Número de planos de corte 1

$R_r = \phi R_n = 248.43 \text{ kN}$

ϕ Perno: 1 1/2 in

Pt: 752.82 kN

Nº Pernos: 85

Pernos por Columna:	6		
Nº Columnas:	8		
Total Pernos:	96	> =85	OK
L:	800.10	mm	

Cálculo del área neta

U=	0.900		
x:	53.95	mm	
L:	800.10	mm	
Área huecos:	15849.60	mm ²	
An:	76054.40	mm ²	

1.-Fluencia

$$P_u = 0.95 \cdot F_y \cdot A_g = 30121.54 \text{ kN} > 21030.90 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.Fractura

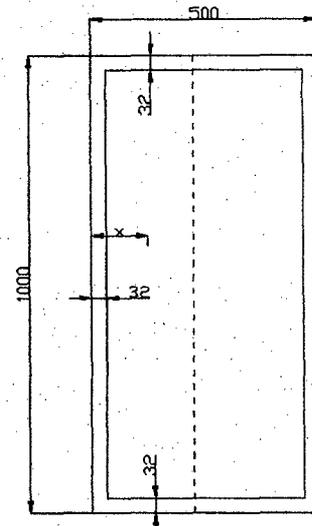
$$P_u = 0.80 \cdot F_u \cdot A_n \cdot U = 24559.49 \text{ kN} > 21030.90 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

ELEMENTO 36

Longitud= 7.500 m Pu= 22974.75 kN

lxx= 11872393899 mm⁴
lly= 3951881899 mm⁴

Cálculo x	Área	Y	AY
(bf/2-tw1)*tf	6976	141	983616
d*tw1	32000	16	512000
(bf/2-tw1)*tfb	6976	141	983616
Σ	45952	Σ	2479232
Área Total:		91904 mm ²	



x: 53.95 mm

rx= 359.42 mm

ry= 207.36 mm

λ Max: K*L/rmax= 36.2 OK <= 200

Cálculo de Resistencia de Pernos

Rn=Kh*Ks*Ns*Pt

Kh: Factor tamaño hueco estándar 1

Factor de condición de

Ks: superficie 0.33

Ns Número de planos de corte 1

Rr=ΦRn 248.43 kN

Ø Perno: 1 1/2 in

Pt: 752.82 kN

Nº Pernos: 93

Pernos por Columna: 6

N° Columnas: 8
 Total Pernos: 96 > =93 OK
 L: 800.10 mm

Cálculo del área neta

U= 0.900
 x: 53.95 mm
 L: 800.10 mm
 Área huecos: 15849.60 mm²
 An: 76054.40 mm²

1.-Fluencia

$P_u = 0.95 \cdot F_y \cdot A_g$: 30121.54 kN > 22974.75 kN OK

2.Fractura

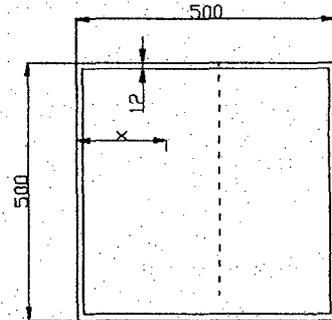
$P_u = 0.80 \cdot F_u \cdot A_n \cdot U$: 24559.49 kN > 22974.75 kN OK

ELEMENTO 9

Longitud= 13.630 m Pu= 3354.31 kN

lxx= 930276352 mm⁴

lyy= 930276352 mm⁴



Cálculo x	Área	Y	AY
(bf/2-tw1)*tf	2856	131	374136
d*tw1	6000	6	36000
(bf/2-tw1)*tfb	2856	131	374136
Σ	11712	Σ	784272
Área Total: 23424 mm ²			

x: 66.96 mm

rx= 199.29 mm ry= 199.29 mm

λ Max: K*L/rmax= 68.4 OK<=200

Cálculo de Resistencia de Pernos

$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$

Kh: Factor tamaño hueco estándar	1
Factor de condición de superficie	0.33
Ks:	
Ns Número de planos de corte	1

$R_r = \Phi R_n$ 107.31 kN

Ø Perno: 1 in

Pt: 325.18 kN

Nº Pernos: 32

Pernos por Columna: 3

Nº Columnas: 6

Total Pernos: 36 > =32
 L: 381.00 mm

Cálculo del área neta

U= 0.850
 x: 66.96 mm
 L: 381.00 mm
 Área huecos: 2057.40 mm²
 An: 21366.60 mm²

1.-Fluencia

$P_u=0.95 \cdot F_y \cdot A_g$: 7677.22 kN > 3354.31 kN OK

2.Fractura

$P_u=0.80 \cdot F_u \cdot A_n \cdot U$: 6516.39 kN > 3354.31 kN OK

Diseño de elementos con inversión de esfuerzos.

Los elementos con inversión de esfuerzos se presentan en las montantes y diagonales, estos elementos dependen de la posición del camión por lo cual alternan entre compresión y tracción. En esta tesis se diseñarán los elementos 15 y 33, el primero una montante y el segundo una diagonal.

ELEMENTO 15

Longitud= 17.510 m $P_u(\text{Comp.}) = -1189.49 \text{ kN}$

$P_u(\text{Tracc.}) = 542.50 \text{ kN}$

Asumiendo $Kl/r = 60$

$$\lambda = (Kl/r) \cdot (1/\pi) \cdot (F_y/E)^{0.5}$$

$$\lambda = 0.794 < 1.5$$

$$\lambda^2 = 0.630$$

$$\Phi F_{cr} = 238.492 \text{ N/mm}^2$$

$$A = P_u / \Phi F_{cr} = 5541.702 \text{ mm}^2$$

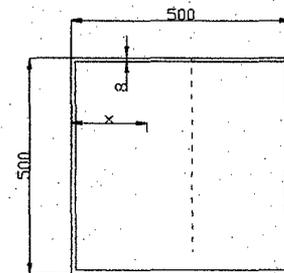
Perímetro: 2000 límite

$b/(t_f+t_{fb})$: 31.25 \leq 35.8

$d/(t_w1+t_w2)$: 31.25 \leq 35.8

$$I_{xx} = 635343872 \text{ mm}^4$$

$$I_{yy} = 635343872 \text{ mm}^4$$



Cálculo x	Área	Y	AY
$(bf/2-t_w1) \cdot t_f$	1936	129	249744
$d \cdot t_w1$	4000	4	16000
$(bf/2-t_w1) \cdot t_{fb}$	1936	129	249744
Σ	7872	Σ	515488

Área
Total: 15744 mm²
x: 65.48 mm

r_{xx}= 200.8847099 mm

r_{yy}= 200.8847099 mm

k_l/r= 87.17 OK ≤140

$$\lambda = (Kl/r) * (1/\pi) * (F_y/E)^{0.5}$$

λ= 1.153

λ²= 1.330

ΦF_{cr}= 177.920 N/mm²

P_u= 2801.169 kN > 1189.49 kN

Cálculo de Resistencia de Pernos

$$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$$

Factor tamaño hueco
K_h: estándar 1
Factor de condición de
K_s: superficie 0.33
N_s Número de planos de corte 1

R_r=ΦR_n 107.31 kip

Ø Perno: 1 in

P_t: 325.18 kN

Nº Pernos: 12

Pernos por Columna: 3

Nº Columnas: 2

Total Pernos: 12 > =12 OK

L: 76.20 mm

Cálculo del área neta

U= 0.850

x:	65.48	mm
L:	76.20	mm
Área huecos:	1371.60	mm ²
An:	14372.40	mm ²

1.-Fluencia

$$P_u = 0.95 \cdot F_y \cdot A_g = 5160.10 \text{ kN} > 542.50 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.Fractura

$$P_u = 0.80 \cdot F_u \cdot A_n \cdot U = 4383.29 \text{ kN} > 542.50 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

ELEMENTO 33

Longitud= 25.324 m $P_u(\text{Comp.}) = -726.28 \text{ kN}$

$P_u(\text{Tracc.}) = 1290.99 \text{ kN}$

Asumiendo $Kl/r = 60$

$$\lambda = (Kl/r) \cdot (1/\pi) \cdot (F_y/E)^{0.5}$$

$\lambda = 0.794 < 1.5$

$\lambda^2 = 0.630$

$\Phi F_{cr} = 238.492 \text{ N/mm}^2$

$A = P_u / \Phi F_{cr} = 5541.702 \text{ mm}^2$

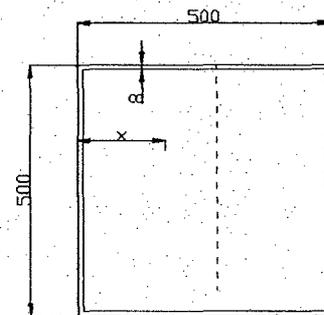
Perímetro: 2000 límite

$b/(t_f + t_{fb}) = 31.25 \leq 35.8$

$d/(t_w1 + t_w2) = 31.25 \leq 35.8$

$I_{xx} = 635343872 \text{ mm}^4$

$I_{yy} = 635343872 \text{ mm}^4$



Cálculo x	Área	Y	AY
$(bf/2 - t_w1) \cdot t_f$	1936	129	249744

d*tw1	4000	4	16000	
(bf/2-tw1)*tfb	1936	129	249744	
Σ	7872	Σ	515488	
Área Total:			15744 mm ²	
x:			65.48 mm	
rx=			200.8847099 mm	
ry=			200.8847099 mm	
kl/r=			126.06 OK ≤140	
λ=(kl/r)*(1/π)*(Fy/E) ^{0.5}				
λ=			1.668	
λ ² =			2.783	
ΦFcr=			98.191 N/mm ²	
Pu=	1545.915 kN	>	726.28 kN	

Cálculo de Resistencia de Pernos

$$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$$

	Factor tamaño hueco	
Kh:	estándar	1
	Factor de condición de	
Ks:	superficie	0.33
	Ns Número de planos de corte	1
Rr=ΦRn	107.31 kip	
Ø Perno:	1 in	
Pt:	325.18 kN	
Nº Pernos:	7	
Pernos por Columna:	3	
Nº Columnas:	2	
Total Pernos:	12	> =7 OK
L:	76.20 mm	

Cálculo del área neta

U=	0.850	
x:	65.48	mm
L:	76.20	mm
Área huecos:	1371.60	mm ²
An:	14372.40	mm ²

1.-Fluencia

$$P_u = 0.95 \cdot F_y \cdot A_g: \quad 5160.10 \text{ kN} \quad > \quad 1290.99 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2.Fractura

$$P_u = 0.80 \cdot F_u \cdot A_n \cdot U: \quad 4383.29 \text{ kN} \quad > \quad 1290.99 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Los cuadros siguientes muestran un resumen del diseño de todos los elementos de la armadura principal.

Elemento	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Pu-Comp. (kN)	--	-20566.41	--	--	--	-20474.9	-2460.83	--	--	-21829.34	-1635.32	--	--
Pu-Tracc. (kN)	14542.65	--	2215.37	14542.65	5117.78	--	--	18189.79	3354.31	--	--	19958.34	2649.98
Fy (MPa)	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
Longitud (m)	7.5	10.61	7.50	7.50	10.61	8.44	11.38	7.50	13.63	8.20	14.70	7.50	16.50
bf (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500.0	500	500	500	500	500
tf (mm)	20	32	12	20	12	32	12	25	12	32	8	32	8
tfb(mm)	20	32	12	20	12	32	12	25	12	32	8	32	8
d(mm)	1000	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
tw1(mm)	20	32	12	20	12	32	12	25	12	32	8	32	8
tw2(mm)	20	32	12	20	12	32	12	25	12	32	8	32	8
N° Pernos:	64	84	24	64	48	84	24	80	36	96	18	84	30
Ø Perno (Pulg.):	1.5	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1

Cuadro 3.5: Resumen del diseño de los elementos

Elemento	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Pu-Comp. (kN)	-22460.31	-1189.49	--	--	-22779.52	-890.04	--	--	-22943.64	-651.08	--	-176.99	-23023.15
Pu-Tracc. (kN)	--	542.50	21030.90	2249.14	--	928.15	21751.41	1963.26	--	1233.92	22255.79	1725.14	--
Fy (MPa)	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
Longitud (m)	8.01	17.51	7.50	19.05	7.85	19.84	7.50	21.21	7.73	21.72	7.50	22.98	7.64
bf (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
tf (mm)	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32
tfb(mm)	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32
d(mm)	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
tw1(mm)	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32
tw2(mm)	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32
Nº Pernos:	96	12	96	24	96	12	96	24	96	12	96	12	96
Ø Perno(Pulg.):	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5

Cuadro 3.5: Resumen del diseño de los elementos

Elemento	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
Pu-Comp. (kN)	-435.43	--	-462.56	-23052.86	-225.28	--	-726.28	-23050.50	--	--	-976.74	-23024.34	--
Pu-Tracc. (kN)	1497.63	22608.13	1505.78	--	1737.722154	22841.79	1290.99	--	1963.91	22974.75	1189.39	--	1243.41
Fy (MPa)	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
Longitud (m)	23.17	7.50	24.35	7.57	24.19	7.50	25.32	7.52	24.80	7.50	25.91	7.50	25.00
bf (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
tf (mm)	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8
tfb(mm)	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8
d(mm)	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
tw1(mm)	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8
tw2(mm)	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8	32	8
Nº Pernos:	12	96	12	96	12	96	12	96	24	96	12	96	12
Ø Perno(Pulg.):	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1

Cuadro 3.5: Resumen del diseño de los elementos

Los elementos que se muestran en los cuadros anteriores son resultados provenientes de una hoja de cálculo teniendo en cuenta los procedimientos de las normas, con las secciones obtenidas se ha corrido el modelo en el SAP2000, en el cual se han tenido en cuenta todas las combinaciones del LRFD, empleando un modelo 3D y considerando un análisis multimodal-espectral, cargas de viento aplicada como carga distribuida en la brida superior, mediante un análisis lineal y considerando que las conexiones son semi-rígidas, es decir que también soportan momento como ocurre realmente, los resultados del SAP2000 para carga axial son muy cercanos a los que se han calculado, el chequeo del diseño por el método del LRFD ratifica las secciones calculadas, sólo una sección no pasa y es la primera diagonal que forma parte del denominado "Portal", y por lo tanto está sujeto a flexo-compresión.

Cabe destacar que el elemento 2 se encuentra muy esforzado, para dicho elemento se tomará una sección cajón reforzada con un espesor de 75 mm. Suficiente para tomar el momento producido por la carga de viento y por sismo.

El SAP2000 también permite hacer un chequeo del pandeo de la estructura y da como resultado un factor de seguridad para cada modo analizado, para este análisis la estructura se comporta muy bien, obteniendo factores de seguridad superiores a 5. La figura 3.13 muestra el factor de seguridad al pandeo calculado por el SAP 2000., correspondiendo al primer modo el factor más crítico.

Entonces como resultado del análisis con el SAP 2000 se obtienen las secciones finales siguientes:

Brida superior	bf (mm)	d(mm)	e(mm)
Elemento 2	500	1000	75
Elementos 6-10-14-18-22-26-30-34-38	500	1000	32
Brida inferior	bf (mm)	d(mm)	e(mm)
Elementos 1-4	500	1000	25
Elementos 8-12-16-20-24-28-32-36	500	1000	32
Montantes y Diagonales	bf (mm)	d(mm)	e(mm)
Elementos 3-5-7-9-11-13-15-17-19- 21-23	500	500	12

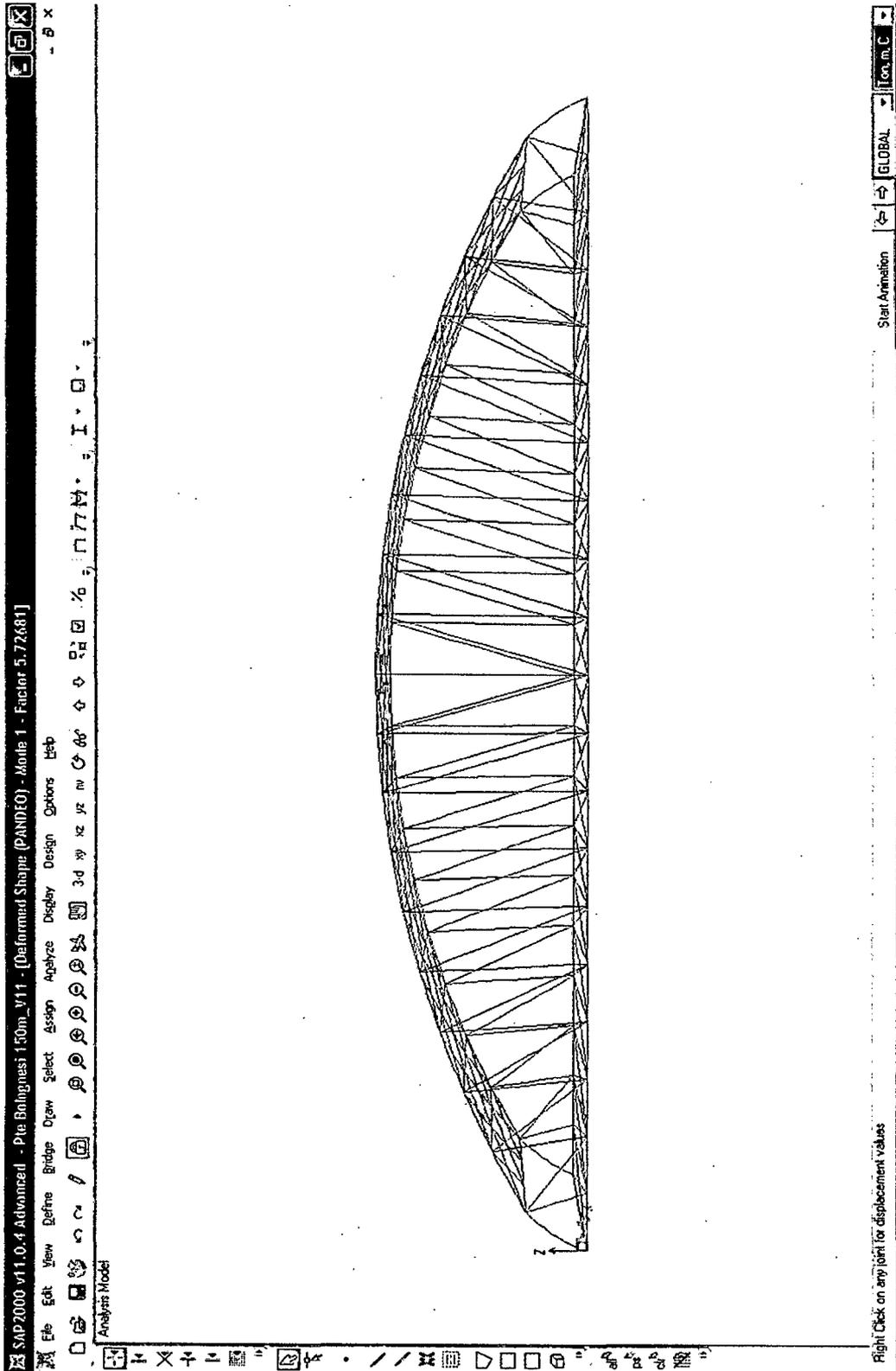


Fig. 3.13: Factor de seguridad al pandeo.

Cálculo de Fatiga en elementos de la armadura principal.

Se diseña por fatiga aquellos elementos que presentan inversión de esfuerzos en este caso ocurre con las montantes y diagonales ya que la brida superior e inferior se encuentran en compresión y tracción respectivamente.

La carga de fatiga se calcula en base al camión de diseño HL-93 con el primer eje fijo a 4300 mm y el segundo eje a 9000mm, también se considera la carga dinámica considerando un 15% del efecto causado por el camión de diseño.

Frecuencia de la carga de fatiga

Esta debe tomarse como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$)

Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente.

La norma nos dice que en ausencia de información precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT$$

Donde:

$ADTT$ = Número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño.

$ADTT_{SL}$ = Número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño

p = valor especificado en la Tabla 3.2

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1
2	0.85
3 ó mas	0.80

Tabla 3.2: Fracción de tráfico de camiones en un Único carril, p

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural interestatal	0.20
Urbana interestatal	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

Tabla 3.3: Fracción de tráfico de camiones en el tráfico

Table 6.6.1.2.5-1 Detail Category Constant, A.

DETAIL CATEGORY	CONSTANT, A TIMES 10^{11} (MPa ³)
A	82.0
B	39.3
B'	20.0
C	14.4
C'	14.4
D	7.21
E	3.61
E'	1.28
M 164M (A 325M) Bolts in Axial Tension	5.61
M 253M (A 490M) Bolts in Axial Tension	10.3

Tabla 3.4: Fracción Constante A para cada categoría

Table 6.6.1.2.5-2 Cycles per Truck Passage, n.

Longitudinal Members	Span Length	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Simple Span Girders	1.0	2.0
Continuous Girders		
1) near interior support	1.5	2.0
2) elsewhere	1.0	2.0
Cantilever Girders	5.0	
Trusses	1.0	
Transverse Members	Spacing	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

Tabla 3.5: Ciclos por paso de camión "n".

Table 6.6.1.2.5-3 Constant-Amplitude Fatigue Thresholds.

Detail Category	Threshold (MPa)
A	165.0
B	110.0
B'	82.7
C	69.0
C'	82.7
D	48.3
E	31.0
E'	17.9
M 164M (A 325M) Bolts in Axial Tension	214.0
M 253M (A 490M) Bolts in Axial Tension	262.0

Tabla 3.6: Fracción Constante Amplitud - fatiga en el umbral

Asumiendo ADT= 5000 camiones/día por carril

Fracción de camiones en el trafico = 0.05 Para el caso de Perú este es un valor muy conservador.

Fracción de camiones en un único carril "p"= 0.80 Valor de tabla 3.2

Ciclos por paso de camión "n"= 1 En el caso de armaduras

Constante A= 3.93E+12 times*MPa³ Constante A por categoría "B"

(ΔF)_{th}= 110 Mpa Constante amplitud del umbral de esfuerzos de fatiga

ADTT=0.05*4*5000= 1000 camiones/día

ADTT_{SL}=0.80*ADTT= 800 camiones/día

N=365*75*1*800= 2.19E+07 ciclos

(ΔF)_n=(A/N)^{1/3}= 56.40 Mpa

0.5*(ΔF)_{th}= 55 < 56.40 O.K.

Ahora se calculará el rango de esfuerzos de los elementos que alternan entre compresión y tracción, la diferencia de esfuerzos se comparará con el valor hallado. Para esto se tiene el tren de cargas resultante del paso de un camión HL-93 con las características descritas anteriormente.

HL-93:

HL-93-1: 20.40 kN IM-1: 20.40 kN

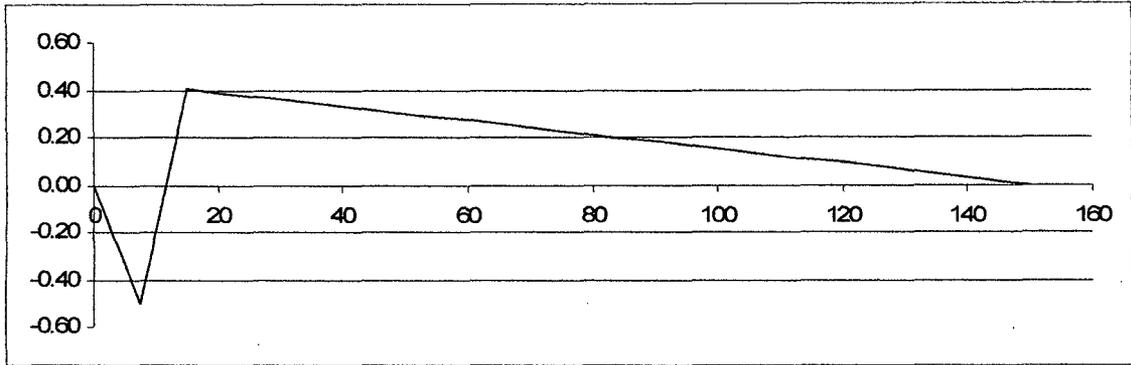
HL-93-2: 218.05 kN IM-2: 218.05 kN

HL-93-3: 81.53 kN IM-3: 81.53 kN

C.R: 9.3 kN/m

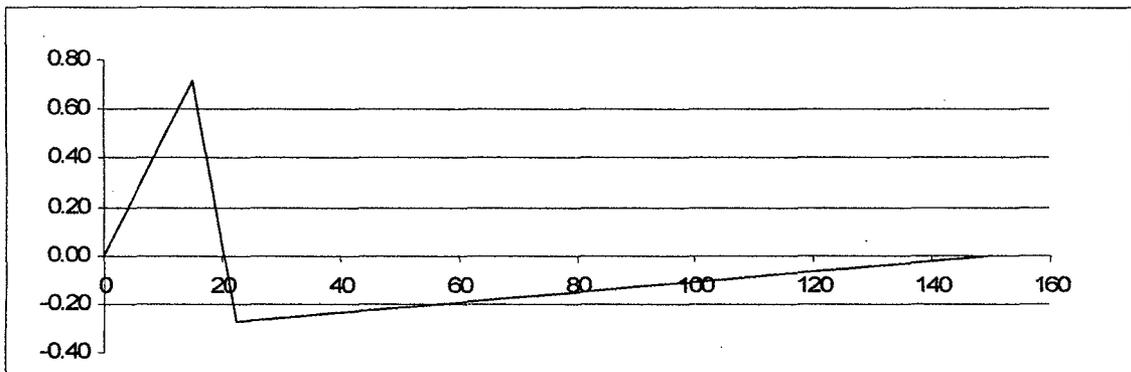
A continuación se realiza un análisis chequeando que los esfuerzos sean menores que el esfuerzo crítico de fatiga.

ELEMENTO 5



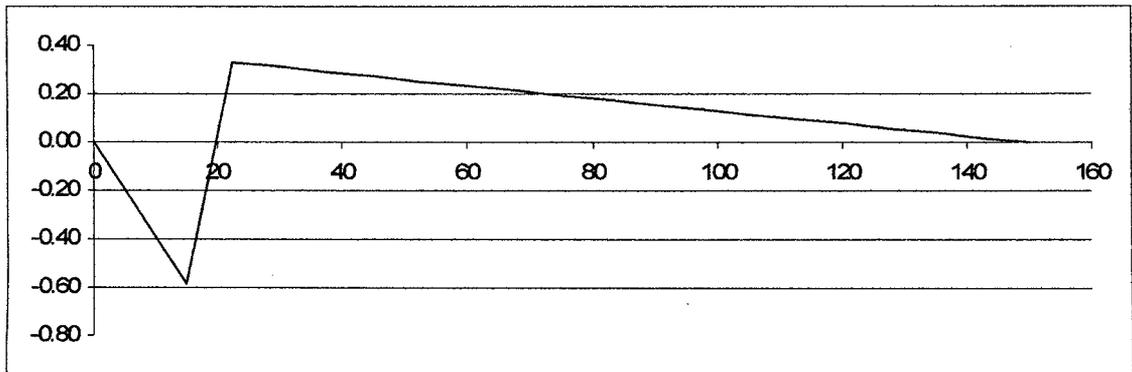
Área: 23424 mm²
 $P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ $\Delta P = 387.69$ kN
 LL (Comp.): -104.34 kN P_U (Comp.) = -86.91 kN $\Delta F = 16.55$ MPa
 IM (15%): -11.54 kN P_U (Tracc.) = 300.78 kN
 LL (Tracc.): 382.87 kN
 IM (15%): 18.18 kN OK

ELEMENTO 7



Área: 23424 mm²
 $P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ $\Delta P = 364.63$ kN
 LL (Comp.) -244.26 kN P_U (Comp.) = -192.26 kN $\Delta F = 15.57$ MPa
 IM (15%): -12.09 kN P_U (Tracc.) = 172.37 kN
 LL (Tracc.) 208.71 kN
 IM (15%): 21.11 kN OK

ELEMENTO 9

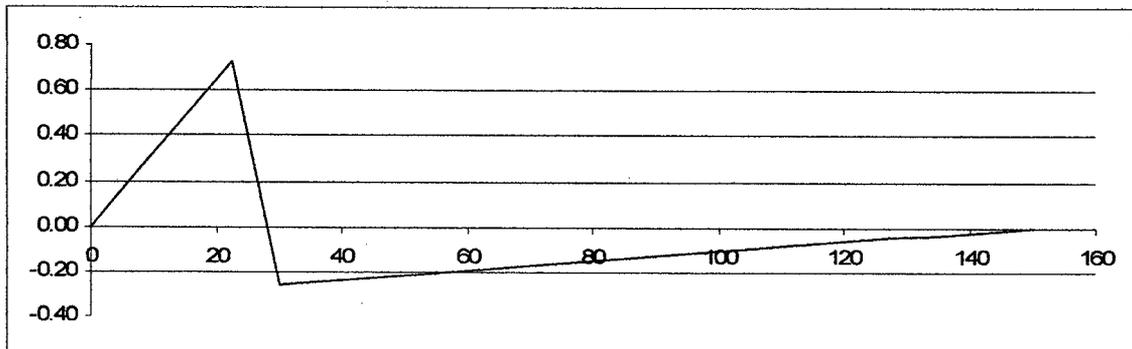


Área: 23424 mm²

$P_U = 0.75 \cdot (LL + IM) \quad \Delta P = 368.85 \text{ kN}$

LL (Comp.) -164.10 kN P_U (Comp.) = -135.51 kN $\Delta F = 15.75 \text{ MPa}$
 IM (15%): -16.58 kN P_U (Tracc.) = 233.34 kN
 LL (Tracc.) 296.50 kN
 IM (15%): 14.62 kN OK

ELEMENTO 11

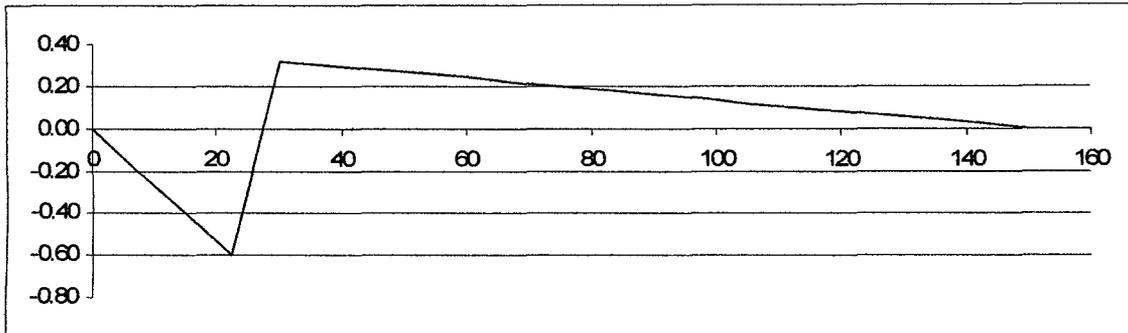


Área: 15744 mm²

$P_U = 0.75 \cdot (LL + IM) \quad \Delta P = 393.30 \text{ kN}$

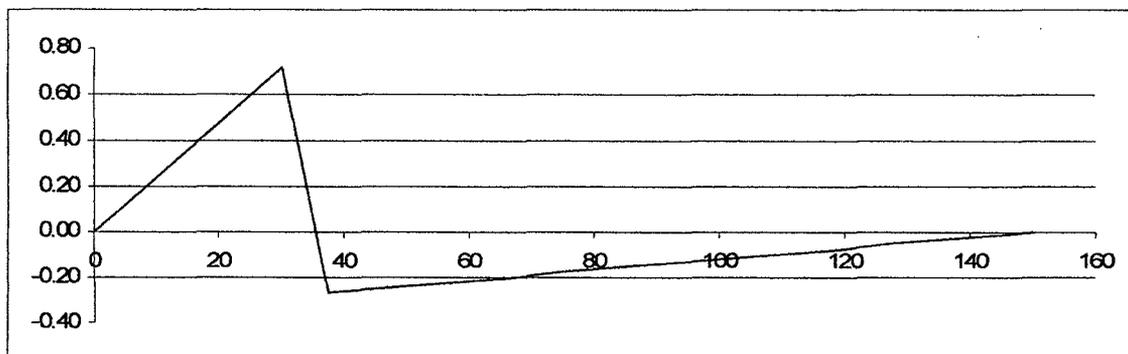
LL (Comp.) -222.72 kN P_U (Comp.) = -175.61 kN $\Delta F = 24.98 \text{ MPa}$
 IM (15%): -11.44 kN P_U (Tracc.) = 217.68 kN
 LL (Tracc.) 264.78 kN
 IM (15%): 25.46 kN OK

ELEMENTO 13



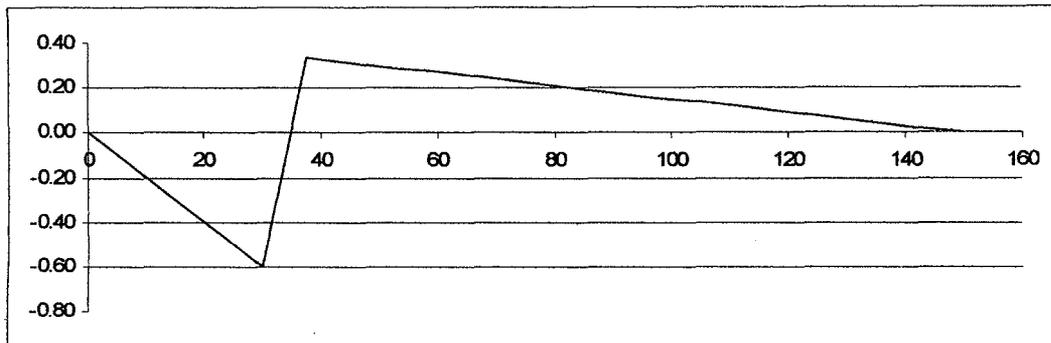
$P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ Área: 15744 mm²
 $\Delta P = 398.60$ kN
 LL (Comp.) -217.25 kN P_U (Comp.) = -178.74 kN $\Delta F = 25.32$ MPa
 IM (15%): -21.07 kN P_U (Tracc.) = 219.86 kN
 LL (Tracc.) 278.87 kN
 IM (15%): 14.27 kN OK

ELEMENTO 15



$P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ Área: 15744 mm²
 $\Delta P = 421.37$ kN
 LL (Comp.) -222.36 kN P_U (Comp.) = -175.66 kN $\Delta F = 26.76$ MPa
 IM (15%): -11.85 kN P_U (Tracc.) = 245.70 kN
 LL (Tracc.) 300.27 kN
 IM (15%): 27.33 kN O.K

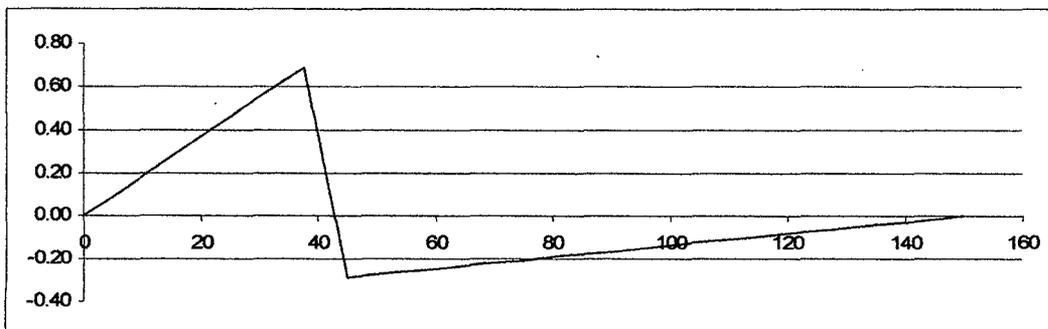
ELEMENTO 17



$P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ Área: 15744 mm²
 $\Delta P = 426.55$ kN
 LL (Comp.) -251.12 kN $P_U(\text{Comp.}) = -205.61$ kN $\Delta F = 27.09$ MPa
 IM (15%): -23.02 kN $P_U(\text{Tracc.}) = 220.94$ kN
 LL (Tracc.) 279.73 kN
 IM (15%): 14.86 kN

O.K

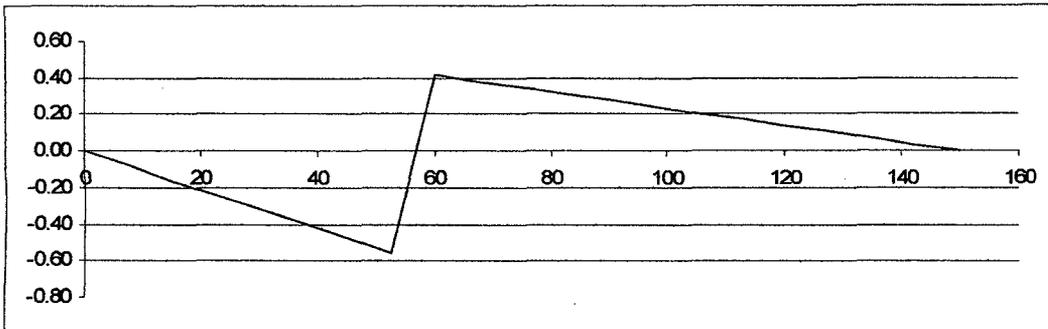
ELEMENTO 19



$P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ Área: 15744 mm²
 $\Delta P = 444.31$ kN
 LL (Comp.) -228.73 kN $P_U(\text{Comp.}) = -181.05$ kN $\Delta F = 28.22$ MPa
 IM (15%): -12.67 kN $P_U(\text{Tracc.}) = 263.26$ kN
 LL (Tracc.) 323.21 kN
 IM (15%): 27.80 kN

O.K

ELEMENTO 29



Área: 15744 mm²

$P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ $\Delta P = 485.40$ kN

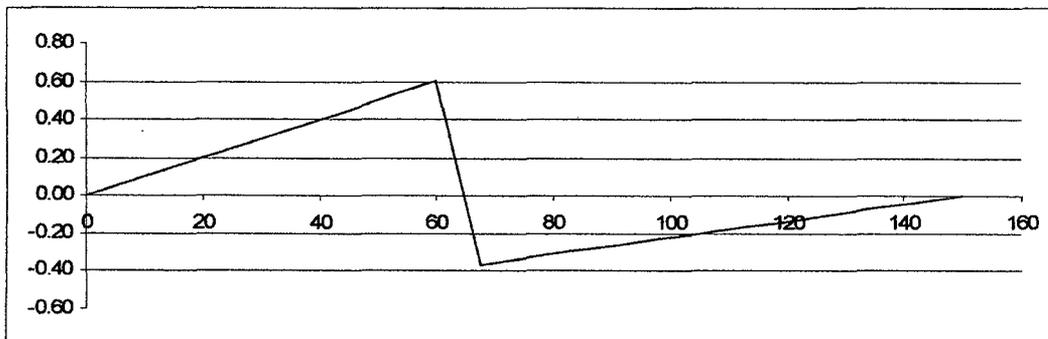
LL (Comp.) -303.73 kN P_U (Comp.) = -245.45 kN $\Delta F = 30.83$ MPa

IM (15%): -23.53 kN P_U (Tracc.) = 239.95 kN

LL (Tracc.) 301.88 kN

IM (15%): 18.05 kN O.K

ELEMENTO 31



Área: 15744 mm²

$P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ $\Delta P = 484.23$ kN

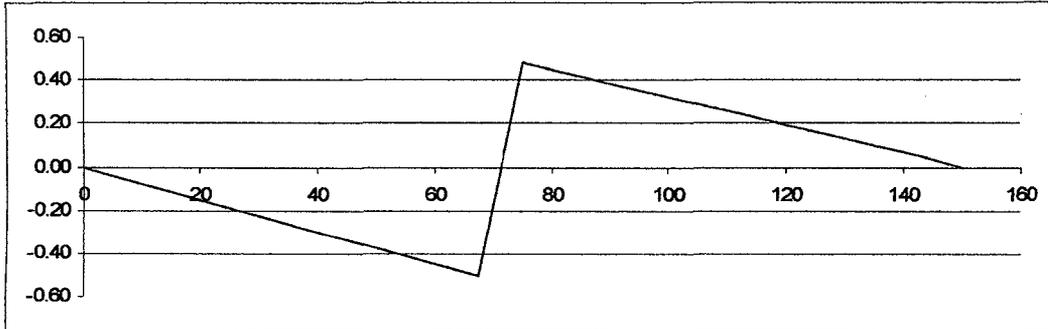
LL (Comp.) -248.81 kN P_U (Comp.) = -198.29 kN $\Delta F = 30.76$ MPa

IM (15%): -15.58 kN P_U (Tracc.) = 285.93 kN

LL (Tracc.) 355.24 kN

IM (15%): 26.01 kN O.K

ELEMENTO 37



Área: 15744 mm²
 $P_U = 0.75 \cdot (LL + IM)$ $\Delta P = 503.31$ kN
LL (Comp.) -317.17 kN P_U (Comp.) = -254.53 kN $\Delta F = 31.97$ MPa
IM (15%): -22.20 kN P_U (Tracc.) = 248.78 kN
LL (Tracc.) 311.41 kN
IM (15%): 20.30 kN OK

3.3.5 Diseño de conexiones.

Las conexiones en la armadura principal consisten en cartelas que unen los elementos mediante pernos, los pernos ya han sido calculados en la sección 3.3.4. de manera tal que ahora se procederá a calcular el espesor de la cartela que soporte las fuerzas de los elementos, cabe destacar que para la geometría de la cartela se debe considerar el número de pernos que va a llevar, el encuentro entre montantes, diagonales con los elementos de la brida inferior y superior, asimismo se debe tener en cuenta que en cada nudo de la brida superior, además de la conexión de los elementos de la armadura principal, existe una viga de piso que llega perpendicularmente a la armadura.

Para efectos de esta tesis se ha calculado el espesor de cartela para un nudo de la brida inferior donde concurren los elementos 28, 29, 31 y 32. La figura 3.14 muestra el detalle.

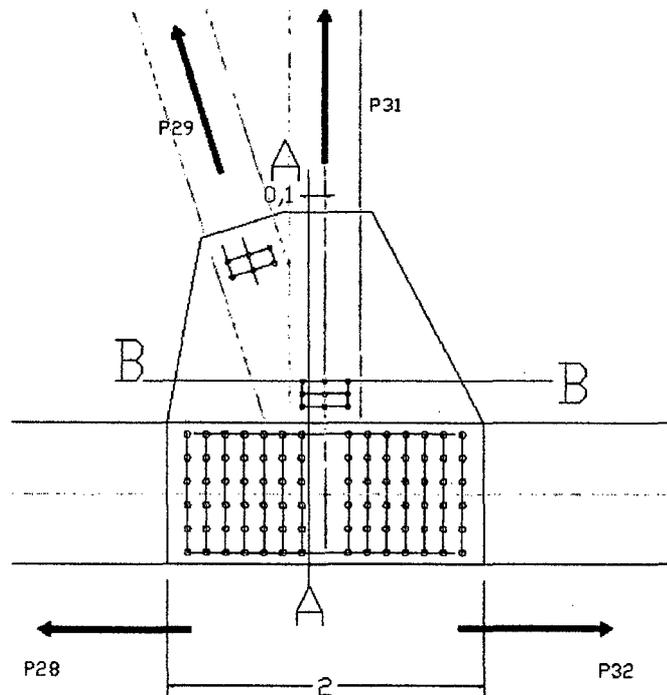


Fig. 3.14: Elementos concurrentes en el nudo para el chequeo de la cartela.

P28	13288.8	kN
P29	642.88	kN
P31	542.332	kN
P32	13386.8	kN

El diseño de cartela se hace en base a estado plano de esfuerzos en las secciones críticas de esta. Se observa que para el plano B-B los esfuerzos actuantes son originados por la diagonal P29 y montante P31 cuyos valores son pequeños en comparación de las fuerzas P28 y P32 actuantes en la brida inferior; por otro lado en el plano A-A actúan la fuerza en tracción P32 y también actúa la montante P31 y la diagonal P29 que originan un esfuerzo cortante y un momento.

Entonces se tomará el plano A-A como plano crítico y se analizarán los esfuerzos actuantes.

Para una sección rectangular sujeta a esfuerzo de corte V, esfuerzo normal N y momento M, una mejor aproximación para el chequeo de la cartela proveniente de la teoría plástica es la siguiente:

$$\left[\frac{M}{\phi M_p} \right] + \left(\frac{N}{\phi N_y} \right)^2 + \left(\frac{V}{\phi V_y} \right)^4 \leq 1 \quad (*)$$

Dónde:

$$M_p = 0.25 \cdot \sigma_y \cdot t \cdot h^2$$

$$N_y = t \cdot h \cdot \sigma_y$$

$$V_y = (1/\sqrt{3}) \cdot t \cdot h \cdot \sigma_y$$

t = Espesor de cartela

h = Altura de la sección de corte.

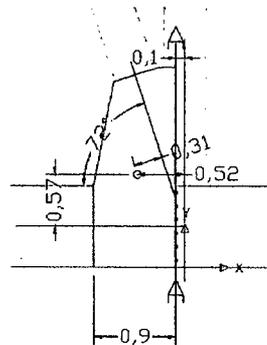


Fig. 3.15: Análisis del plano A-A lado izquierdo, el punto es el C.G. se muestran las distancias de los elementos al C.G.

(*) Basado en una publicación del Ph.D W. A. Thornton : COMBINED STRESSES IN GUSSET PLATES

La figura 3.15 muestra las distancias de las fuerzas de los elementos al centro de gravedad de la sección analizada.

Considerando que:

$$t = 25 \text{ mm}$$

$h = 2.22 \text{ m}$ (Este valor obedece a la geometría de la cartela de acuerdo a las dimensiones de los elementos de la armadura)

$$V = 576874 \text{ N}$$

$$N = 6743731 \text{ N}$$

$$M = 709331056 \text{ N-cm } [M/\phi M_p] + (N/\phi N_y)^2 + (V/\phi V_y)^4 \leq 1$$

$$M_p = 1056525750 \text{ N-cm} \quad 0.901 \quad \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$N_y = 19036500 \text{ N}$$

$$V_y = 11003757.23 \text{ N}$$

3.3.6 Cálculo de deformaciones por cargas permanentes y por cargas vivas. Límites AASHTO

Para el caso deflexiones debido a cargas muertas se considera una contraflecha igual a la deflexión producida por éstas, por lo cual se asume que en condiciones de servicio el puente quedará en posición horizontal, el límite AASHTO para la deflexión producida por cargas vivas está dado por:

$\Delta_L \leq L/1000$ Para puentes en áreas urbanas sujetos a paso peatonal.

En la sección 3.4 se puede observar el diseño de los elementos secundarios, es decir de las estructuras de arrioste, considerando la presencia de estos elementos, y de los elementos previamente calculados, se ha calculado en el SAP2000 la deflexión máxima por carga muerta:

$$\Delta_D = 0.3063\text{m al centro de la luz.}$$

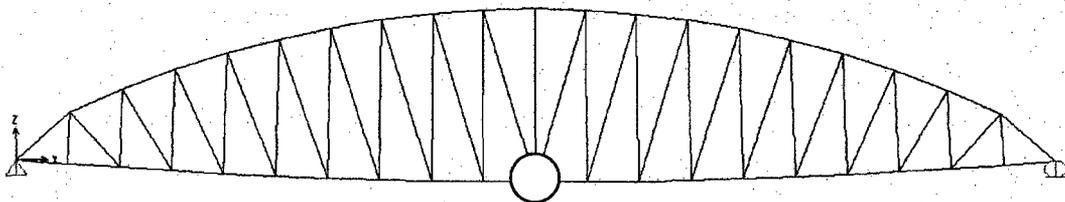


Fig 3.16: Deflexión máxima por carga muerta.

En la Pág. 1-182 del manual del AISC LRFD para estructuras de acero brinda un método práctico para obtener el valor de la contraflecha para armaduras con tramos iguales.

El puente consta de 20 paños de 7.50m cada uno

Tramo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Línea A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Línea B	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
Línea C	19	36	51	64	75	84	91	96	99	100

Entonces el valor de la contraflecha para cada tramo es	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	0.058	0.110	0.156	0.196	0.230	0.257	0.279	0.294	0.303	0.306
	5.82	11.03	15.621	19.6	22.97	25.73	27.87	29.405	30.32	30.63

La deflexión por carga viva vehicular y peatonal calculada en el SAP 2000 es:

$$\Delta_L = 9\text{cm al centro de la luz.}$$

La deflexión máxima permitida es $150/1000 = 15\text{cm OK}$

3.4 Diseño de elementos secundarios

3.4.1 Diseño de armaduras de techo

En las secciones anteriores han quedado definidos los elementos principales del puente como son el tablero y la armadura principal, en esta sección se diseñarán los elementos de arriostre de la armadura de techo y del tablero. Hay que tener especial cuidado en el primer travesaño es decir el primer que une las armaduras principales, que junto a la primera diagonal, forman el llamado "Portal".

Para el diseño del Portal se debe tener en cuenta que se forma un pórtico en el cual la columna es la primera diagonal y la viga es el primer travesaño, las columnas de este pórtico están sujetas a flexo compresión debido a las cargas laterales de viento y sismo, este elemento ya tuvo un diseño preliminar por carga axial pura, pero falta diseñarlo por flexo compresión. En este caso es el viento quien origina la flexión, entonces se asume que el viento actúa en el área expuesta de la brida superior y se considera que la armadura de techo se encuentra apoyada lateralmente, entonces como resultado de la acción del viento aparecerán esfuerzos en los elementos de ésta, la reacción R en el falso apoyo lateral considerado, será la fuerza que origine la flexión en el portal. No se considera peso propio debido a que la dirección del análisis es el eje Y. La figura siguiente muestra el detalle.

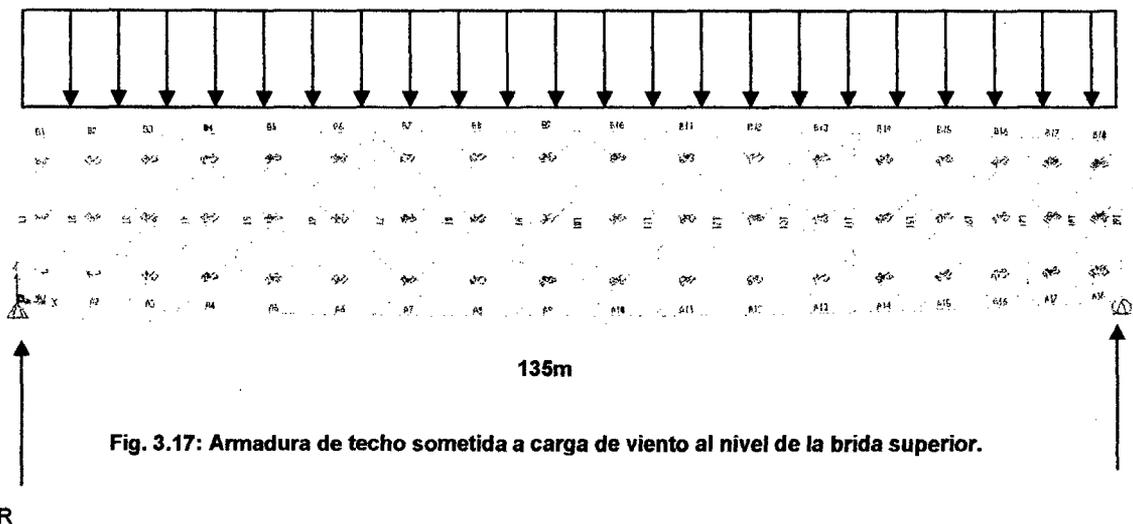


Fig. 3.17: Armadura de techo sometida a carga de viento al nivel de la brida superior.

Para el cálculo de la carga distribuida por viento se toma en cuenta lo siguiente:

Cálculo del Área expuesta a Barlovento:

Brida Superior:	162.16	m ²
Brida Inferior:	150	m ²
Montantes y Diagonales:	315.8861	m ²
Barrera de trafico:	150	m ²
Área Total:	778.0461	m²
Longitud:	150	m ²
Área/L	5.1	m ² /ml

Cargas de viento:

Las especificaciones LRFD basan el cálculo de las cargas de viento como función de su velocidad, Vb igual a 160 km/h, y una presión, Pb, correspondiente a la velocidad de viento Vb, a continuación se muestran los valores de Pb :

Componente estructural	Presión a Barlovento (Mpa)	Presión a Sotavento (Mpa)
Armaduras, columnas, y arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Superficies largas y planas	0.0019	NA

Condición	Campo abierto	Sub-urbano	Ciudad
Vo (km/h)	13.2	15.2	19.4
Zo (mm)	70	300	800

$$P_d = P_b \cdot (V_{dz}/V_b)^2 = P_b \cdot (V_{dz}^2/25600)$$

$$V_{dz} = 2.5 \cdot V_o \cdot (V_{10}/V_b) \cdot \ln(Z/Z_o)$$

Donde:

Vdz: Velocidad de diseño para viento a la elevación de diseño Z en km/h

Vdz es una función de la velocidad de fricción Vo (km/h), multiplicado por la relación de la velocidad del viento real entre la velocidad base de diseño, ambas a 10m y el logaritmo natural de la relación entre altura y una longitud meteorológica constante para condiciones de superficie dadas:

$Vdz=2.5*Vo*(V10/Vb)*\ln(Z/Zo)$	Ciudad
Vo=	19.4 km/h
V10=	75 km/h
Vb=	160 km/h
Zo=	800 mm
Z=	10000 mm
Vdz=	57.42086215 km/h
Pd=	309.1083197 N/m ²

Según la norma la carga de viento total no se deberá tomar menor que 4.4 N/mm.

Entonces se asume $W= 4.4 \text{ kN/m}$

La reacción R que se genera con esta carga de viento es = 310.2 kN.

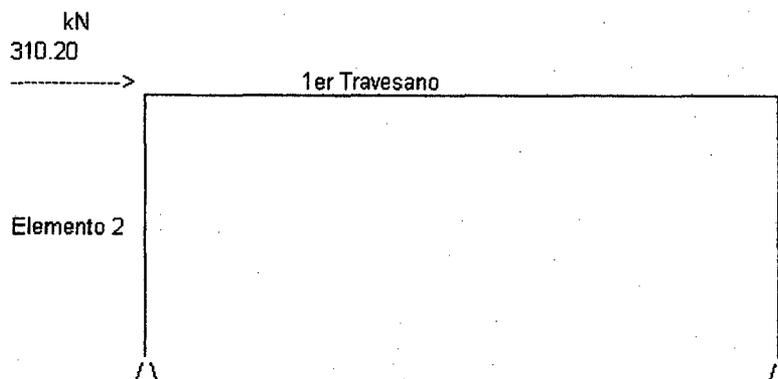


Fig. 3.18: Portal sometido a carga de viento.

Carga "R" Lateral : 310.20 kN

Del análisis del pórtico:

Tenemos que el elemento

Esta sometida a flexo compresión

$M_{max} = 1644.1 \text{ kN-m}$

Primer pórtico elemento sometido a flexo compresión

El elemento 2 del análisis por cargas verticales esta sometido a :

Carga

vertical $P_{DC} = -11080.18 \text{ kN}$ 1.25 DC +1.5DW +1.4WL

Carga

vertical $P_{DW} = -1199.78 \text{ kN}$ $P_u = -15649.90 \text{ kN}$

Carga

lateral $M_{WL} = 1644.1 \text{ kN-m}$
 $1.4 * M_{WL}$ $M_u = 2301.684 \text{ kN-m}$

Esta sometido a flexo compresión

Longitud = 10.607 m

$r_{min} = 7.58 \text{ cm}$

Sección Cajón	mm
tf=	32
tfb=	32
bf=	500
tw1=	32
tw2=	32
d=	1000

Analizando la mitad del perfil

Área	Y	A*Y
16000	250	4000000
16000	250	4000000
12352	484	5978368
44352	$\Sigma \text{Área} * Y:$	13978368
	$(\Sigma \text{Área} * Y) / (\Sigma \text{Área}):$	315.16
	$\bar{y}:$	315.16 mm

$I_{xx} = 11122501632 \text{ mm}^4$

$I_{yy} = 3107778432 \text{ mm}^4$

Área= 88704 mm²

rx= 354.10 mm

J= 30277632 mm⁴

ry= 187.18 mm

k= 1 no arriostrada

k*/rx= 29.95

k*/ry= 56.67

Para k*/r= 56.67

Calculando Sx= 22245003 mm³

Calculando Zx= 27956736 mm³

M1= 0 kN-m

M2= 2301.68 kN-m

ØMr=0.90*Fy*Sx= 6907074 kN-m

ØMp=0.90*Fy*Zx= 8680567 kN-m

Cm=0.6-0.4*(M1/M2)

Cm= 0.6

Mpx= 9645.073 kN-m

λx= 0.395

λy= 0.748

Mrx= 7674.5261 kN-m

Mrx= Pu/Øc*Pn=

0.7181

> 0.2

Øc*Pn=

21792.33 kN

Para K*/r= 29.95

Cálculo de Lp y Lr para secciones cajón:

$$L_p = \frac{0.13r_y E \sqrt{JA}}{M_p} \quad L_r = \frac{2r_y E \sqrt{JA}}{M_r}$$

Fy=	345	Mpa	Pe1x= 194593	kN
fu=	448.5	MPa	Pe1y= 54372	kN
E=	2.00E+05	N/mm ²		
	$B1x=Cmx/(1-Pu/Pe1x)=$	0.6525	≤1	
	B1=	1		
	$\emptyset*Mpx=\emptyset b*Fy*Zx=$	8681	kN-m	
	$\emptyset*Mr=\emptyset*(Fy-Fr)*Sx=$	6907	kN-m	
Lr=	15.96	m		
Lp=	0.83	m		
Lb=	10.607	m		
	$\emptyset Mn=\emptyset Mp-(\emptyset Mp-\emptyset Mr/0*(Lb-Lp))/(Lr-Lb)$	$\emptyset Mn=$	5439	kN-m
	$Pu/\emptyset cPn+8/9*(Mux/\emptyset bMnx)=$	1.09	No cumple	

El elemento 2 que fue diseñado solo por compresión no cumple cuando está sujeto a Flexo compresión. Se aumentará el espesor de este elemento a 38mm
Con este cambio tenemos que:

$$Pu/\emptyset cPn+8/9*(Mux/\emptyset bMnx)= 0.87 \text{ Cumple.}$$

Un análisis del diseño en el SAP 2000 recomienda que la sección sea de 500mmx1000mmx75mm y además reforzada en su sección, ya que éste brinda una mejor aproximación para el cálculo de esfuerzos por viento y análisis por sismo. Se tomará esta sección recomendada por el análisis del SAP2000 para el diseño final.

Un análisis de la armadura de techo empleando el SAP200 nos da el valor máximo de las fuerzas en los arriostres.

Fuerza máxima en compresión=-2058 kN

Fuerza máxima en tracción=2290 kN

La esbeltez mínima para elementos sujetos a inversión es $kl/r=140$

Por lo tanto necesitamos un radio de giro mínimo de 72 mm.

Sección Cajón	mm	
tf=	12	
tfb=	12	
bf=	300	
tw1=	12	
tw2=	12	
d=	300	
Ixx=	191434752	mm ⁴
Iyy=	191434752	mm ⁴
Área=	13824	mm ²
rx=	117.7	mm
ry=	117.7	mm
kl/r=	85.3	OK <=140
$\lambda=(kl/r)*(1/\pi)*(Fy/E)^{0.5}$		
$\lambda=$	1.129	
$\lambda^2=$	1.274	
$\Phi Fcr=$	182.184	N/mm ²
$Pu=$	2518.518	kN > 2058 kN OK

Chequeo por fluencia y fractura

1.-Fluencia

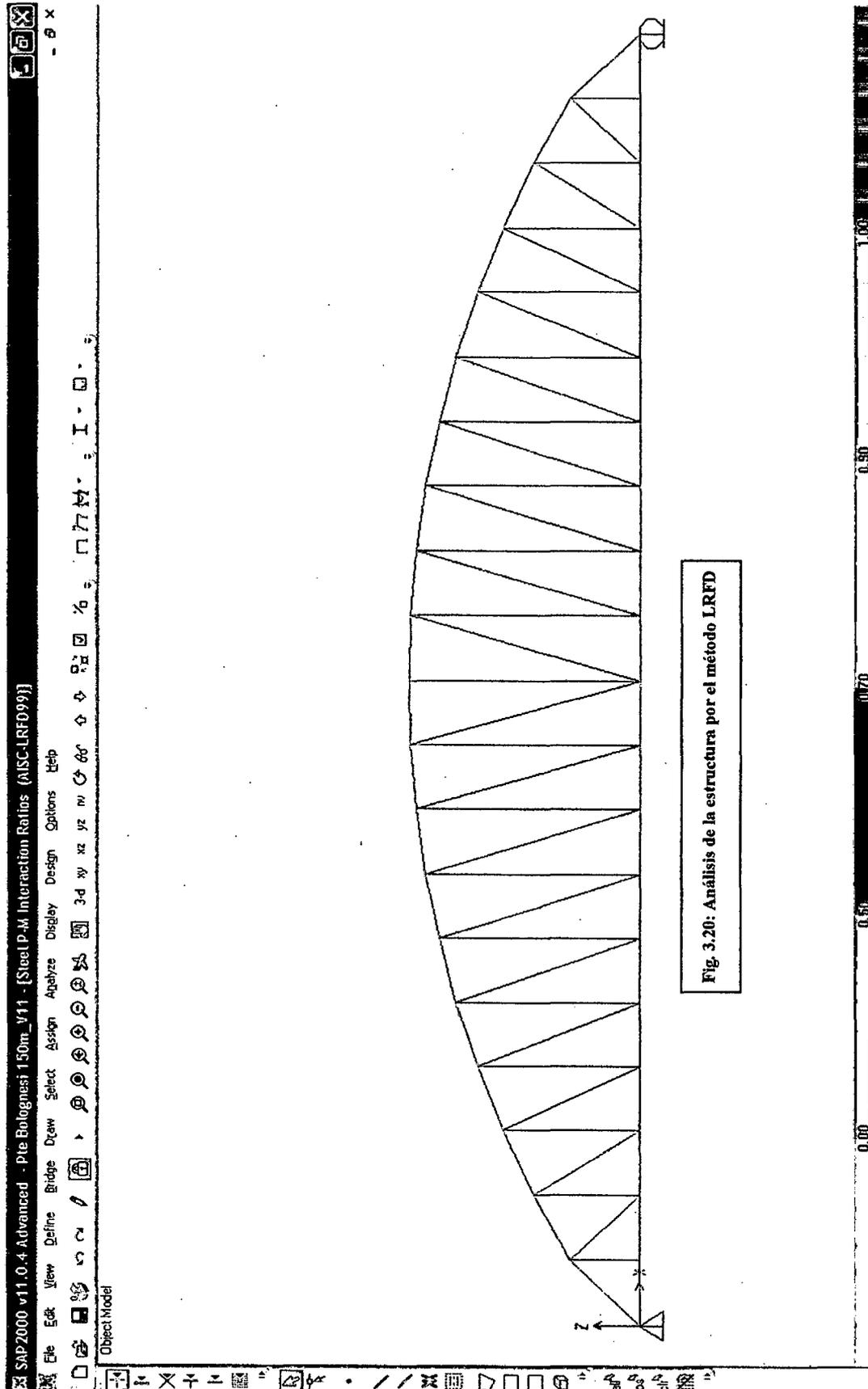
$$Pu=0.95*Fy*Ag: \quad 4530.82 \text{ kN} \quad > \quad 2290.00 \text{ kN}$$

2.Fractura

$$Pu=0.80*Fu*An*U: \quad 3588.58 \text{ kN} \quad > \quad 2290.00 \text{ kN}$$

De esta manera queda definida la armadura de techo, con arriostres sección cajón de 300mm x 300mm x12mm, para el caso del portal se considera por criterio de rigidez una sección cajón de 500mm x 500mm x 32 mm espesor en el primer y último travesaño.

En las páginas siguientes se muestran dos figuras, la figura 3.19 nos muestra los valores de carga axial de los elementos de la brida superior e inferior calculados en el SAP2000.



3.4.2 Arriostramiento del tablero.

Para el caso del tablero, se considera que está suficientemente arriostrado con la presencia de largueros y vigas de piso, además de la losa, sin embargo por el criterio de rigidez de forma en la erección del puente se consideran también arriostres en cruz con la misma sección que en la armadura de techo.

3.5 Diseño de estribos

El diseño de la subestructura comprende el diseño del aparato de apoyo, en este caso se trata de un apoyo metálico, el cual será diseñado teniendo en cuenta las recomendaciones de la AASHTO en función a las cargas que transmite la superestructura a los estribos.

Para el diseño de los estribos, hay muchas consideraciones a tener en cuenta, esta tesis toma el modelo de la subestructura como un sistema conformado por estribos sobre pilotes, en primer lugar se calculará las dimensiones del estribo, longitud de asiento necesaria, se determinará las presiones actuantes máximas y mínimas por debajo de los estribos que resultan de la aplicación de las cargas actuantes, lo cual permite saber la carga máxima que tomarán los pilotes para su posterior diseño.

Diseño del aparato de apoyo

Para el diseño del aparato de apoyo nos basamos en una publicación que la AASHTO hace para el dimensionamiento de apoyos metálicos; en forma sencilla la AASHTO nos brinda unas tablas, con las dimensiones requeridas, dichas tablas se basan en las cargas no factoradas que transmite la superestructura.

En el capítulo III se analizaron las cargas que actúan sobre el puente y su influencia en este del mismo modo tomaremos las cargas para el cálculo de la fuerza vertical que tomara cada apoyo

DC:

Peso de Losa:	$20 \times 0.205 \times 23.52$	96.432 kN/m
Veredas:	$(2.30 + 1 + 2.30) \times 0.2 \times 23.52$	26.3424 kN/m
Parapetos:	$((0.20 + 0.30) / 2) \times 23.52 \times 2$	11.76 kN/m

Peso viga de Piso(W36x300):		12.27 kN/m
Peso de largueros(W18x46):		6.05 kN/m
Peso propio(armadura):		67.08 kN/m
	W_{DC} :	219.93 kN/m 2 armaduras
	W_{DC} :	109.963 kN/m c/armadura

DW:

Carpeta Asfáltica	$0.075*(2*7.2)*22.05$	23.814 kN/m
(2"+1"Esp. Sacrificable)		
	W_{DW} :	23.814 kN/m 2 armaduras
	W_{DW} :	11.907 kN/m c/armadura

Cada aparato de apoyo toma la mitad de las cargas de una armadura

Tenemos entonces

DC	$109.963*75$	8247.225	kN
DW	$11.907*75$	893.025	kN

Para el caso de la carga viva se considera el caso crítico que cuatro camiones estándar se ubiquen de manera tal que su último eje coincida con la ubicación del aparato de apoyo y que los otros dos ejes se encuentren dentro del puente; esta fuerza será la misma que fue calculada en el capítulo III cuando se analizó la viga de piso, pero esta vez no consideraremos conservadoramente el factor de simultaneidad "m".

Entonces tenemos que

LL=	594.37 kN
IM=	132.30 kN

Conservadoramente a pesar de que las tablas se basan en cargas no factoradas consideraremos la siguiente combinación

$1.25DC+1.5DW+1.75 (LL+IM)$	12920.24	kN
-----------------------------	----------	----

De la tabla se obtienen las dimensiones recomendadas para el apoyo fijo:

A (mm)	B (mm)	O.D. (mm)	D (mm)
895	895	1184	201

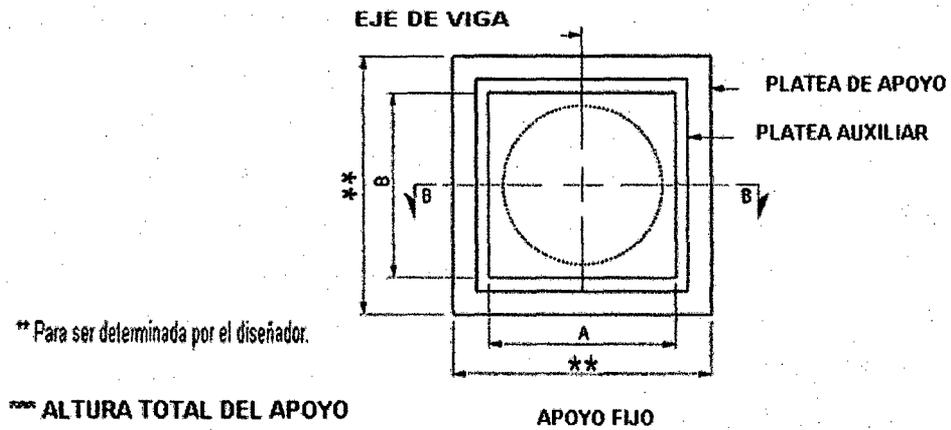


Fig. 3.21: Esquema del apoyo fijo en planta.

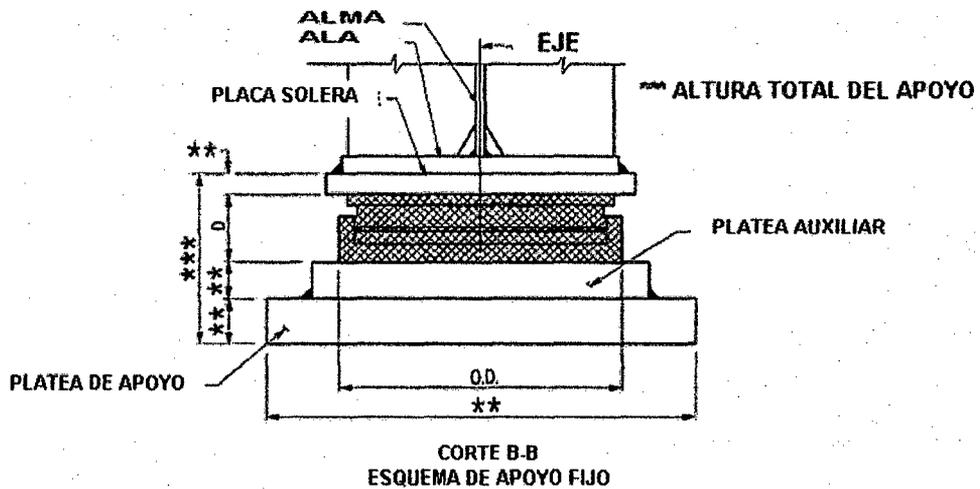


Fig. 3.22: Esquema del apoyo fijo en elevación.

Del mismo modo para el apoyo móvil

A (mm)	B (mm)	O.D. (mm)	D (mm)
1029	1143	1184	364

Estas dimensiones nos sirven de referencia para el dimensionamiento del aparato de apoyo

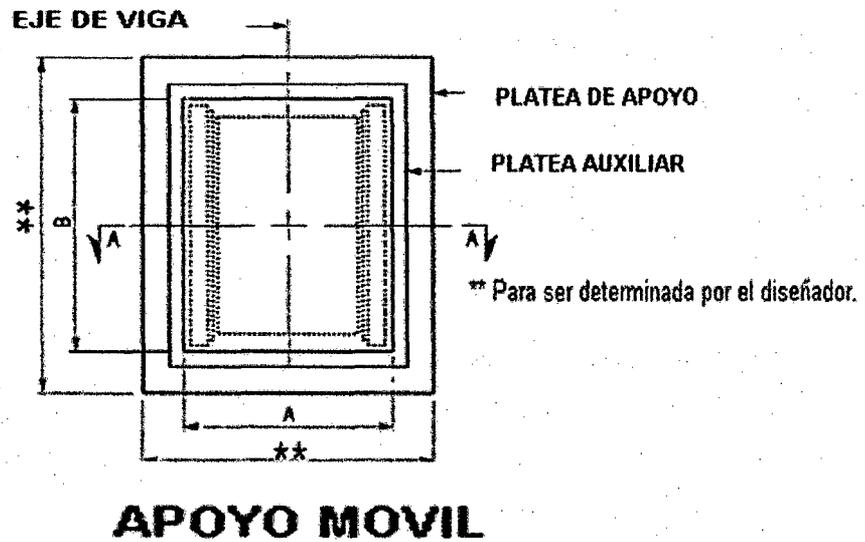


Fig. 3.23: Esquema del apoyo móvil en planta.

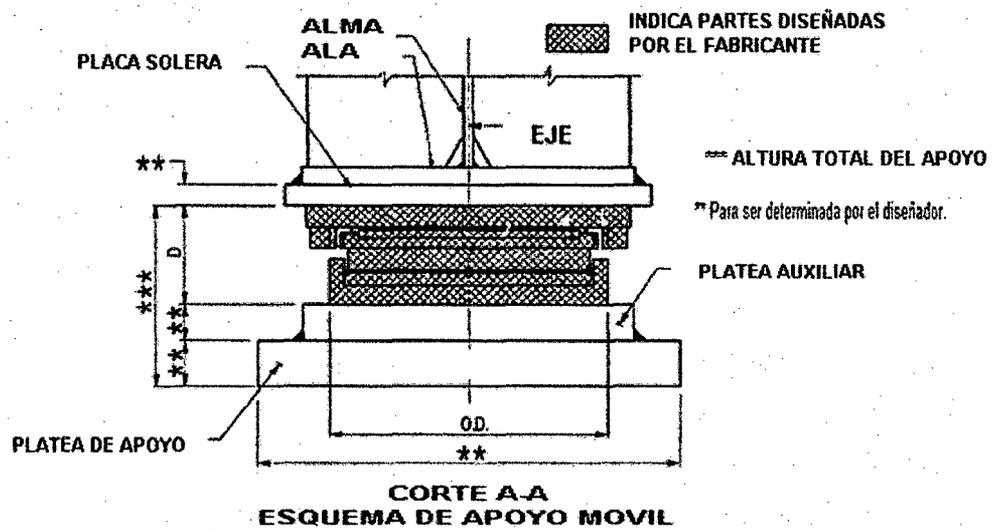


Fig. 3.24: Esquema del apoyo móvil en elevación.

DIMENSIONS FOR GUIDED EXPANSION BEARING					
TOTAL VERTICAL LOADS kN	TOTAL HORIZ. LOADS kN	A mm	B mm	O.D. mm	D mm
222.4	44.48	254	260	162	106
333.6	66.72	279	285	184	107
444.8	88.96	298	311	207	115
667.2	133.44	362	349	254	123
889.6	177.92	400	368	299	126
1112.0	222.40	451	406	327	139
1334.4	266.88	488	413	362	151
1556.8	311.36	508	464	403	162
1779.2	355.84	565	483	435	176
2001.6	400.32	584	483	467	177
2224.0	444.80	603	578	492	178
2446.4	489.28	622	578	502	189
2668.8	533.76	673	578	543	208
2891.2	578.24	692	578	575	211
3113.6	622.72	705	692	600	213
3336.0	667.20	718	692	613	217
3558.4	711.68	718	692	635	224
3780.8	756.16	781	673	657	238
4003.2	800.64	800	673	679	239
4225.6	845.12	813	806	683	246
4448.0	889.60	819	806	699	247
4892.8	978.56	851	806	734	251
5337.6	1067.52	679	673	781	264
5782.4	1156.48	708	699	819	270
6227.2	1245.44	730	718	829	284
6672.0	1334.40	753	737	851	282
7116.8	1423.36	775	756	883	297
7561.6	1512.32	800	775	908	306
8006.4	1601.28	826	800	940	310
8451.2	1690.24	838	842	949	319
8896.0	1779.20	857	892	969	319
9340.8	1868.16	870	959	984	312
9785.6	1957.12	889	965	1019	321
10230.4	2046.08	911	984	1057	332
10675.2	2135.04	921	1048	1084	334
11120.0	2224.00	943	1067	1083	341
11564.8	2312.96	962	1066	1105	345
12009.6	2401.92	978	1089	1127	360
12454.4	2490.88	994	1111	1149	356
12899.2	2579.84	1016	1130	1175	360
13344.0	2668.80	1029	1143	1184	364
13788.8	2757.76	1045	1156	1159	375
14233.6	2846.72	1060	1168	1191	385
14678.4	2935.68	1076	1181	1210	389
15123.2	3024.64	1092	1194	1232	395
15568.0	3113.60	1111	1213	1254	397

DIMENSIONS FOR FIXED BEARING					
TOTAL VERTICAL LOADS kN	TOTAL HORIZ. LOADS kN	A mm	B mm	O.D. mm	D mm
222.4	44.48	165	165	162	75
333.6	66.72	191	191	184	78
444.8	88.96	210	210	207	84
667.2	133.44	248	248	264	88
889.6	177.92	273	273	299	88
1112.0	222.40	298	298	327	92
1334.4	266.88	324	324	362	93
1556.8	311.36	343	343	403	104
1779.2	355.84	368	368	435	105
2001.6	400.32	381	381	467	106
2224.0	444.80	400	400	492	107
2446.4	489.28	419	419	502	111
2668.8	533.76	432	432	543	118
2891.2	578.24	451	451	575	121
3113.6	622.72	464	464	600	122
3336.0	667.20	476	476	613	125
3558.4	711.68	485	485	635	126
3780.8	756.16	508	508	657	127
4003.2	800.64	521	521	679	128
4225.6	845.12	533	533	683	135
4448.0	889.60	546	546	699	135
4892.8	978.56	565	565	734	139
5337.6	1067.52	591	591	781	144
5782.4	1156.48	610	610	819	145
6227.2	1245.44	635	635	829	155
6672.0	1334.40	654	654	851	157
7116.8	1423.36	673	673	883	158
7561.6	1512.32	692	692	908	161
8006.4	1601.28	711	711	940	164
8451.2	1690.24	724	724	949	172
8896.0	1779.20	743	743	969	174
9340.8	1868.16	762	762	994	176
9785.6	1957.12	775	775	1019	178
10230.4	2046.08	794	794	1057	183
10675.2	2135.04	806	806	1064	190
11120.0	2224.00	826	826	1083	193
11564.8	2312.96	838	838	1105	195
12009.6	2401.92	857	857	1127	196
12454.4	2490.88	870	870	1149	198
12899.2	2579.84	883	883	1175	199
13344.0	2668.80	895	895	1184	201
13788.8	2757.76	914	914	1159	208
14233.6	2846.72	927	927	1191	214
14678.4	2935.68	940	940	1210	215
15123.2	3024.64	953	953	1232	216
15568.0	3113.60	965	965	1254	218

NOTE: VALUES USED IN THESE TABLES ARE BASED ON UNFACTORED LOADS

El aparato de apoyo en detalle se muestra en los anexos en el plano de detalles de subestructura.

3.5.1. Predimensionamiento general.

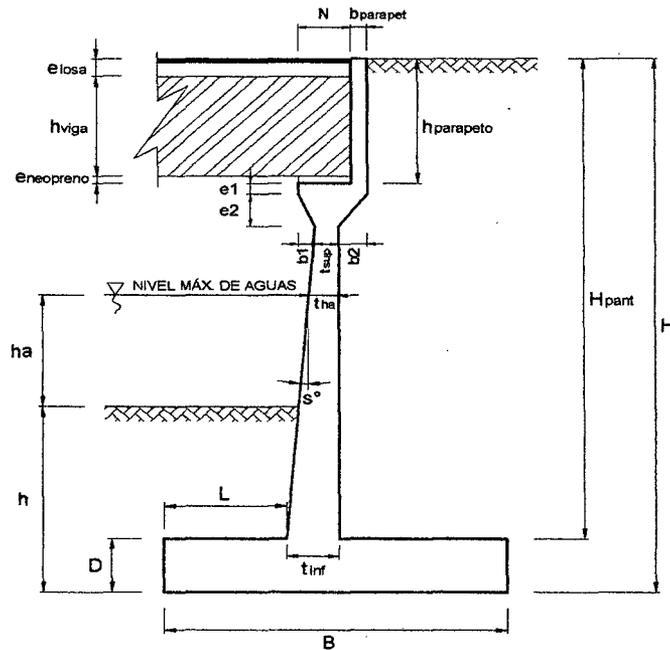


Fig. 3.25: Sección transversal típica del estribo

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO
H	10.00 m	10.00 m
h	3.00 m	3.00 m
$B=0.6H$	7.00 m	7.00 m
$D=0.1H$	1.00 m	1.00 m
t_{sup}	0.30 m	0.40 m
$t_{inf}=0.1H$	1.25 m	1.25 m
$L=B/3$	2.00 m	2.00 m
e_{losa}	0.21 m	0.21 m
h_{viga}	1.40 m	1.40 m
Eneopreno	0.09 m	0.09 m
$h_{parapeto}$	1.70 m	1.70 m
$b_{parapeto}$	0.30 m	0.30 m
e1	0.50 m	0.50 m
e2	1.00 m	1.00 m
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO
b1	0.20 m	0.20 m
b2	1.80 m	1.70 m
s°	8.31°	8.31°
$N_{mínimo}$	0.68 m	--
N	2.00 m	2.00 m
h_a	5.00 m	4.00 m
t_{ha}	0.37 m	0.37 m
H_{pant}	9.00 m	9.00 m

NOTA: Predimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, página. 389.

3.5.2 Cargas y combinaciones de cargas. Metrados.

ALTERNATIVA ESTRUCTURAL AL PUENTE BOLOGNESI DE PIURA UTILIZANDO UNA ARMADURA PARKER DE PERALTE VARIABLE

		Reacciones debido a:
$\gamma_{\text{concreto}} = 23.52$	kN/m ³	R(DC) = 8232 kN
$\gamma_m = 17.66$	kN/m ³	R(DW) = 896.7 kN
$\phi = 30^\circ$		R(LL) = 1013.6 kN
A = 0.35	Coefficiente Aceleración sísmica	R(PL) = 264.6 kN
% Impacto = 33.00	%	
q = 9.3	kN/m	

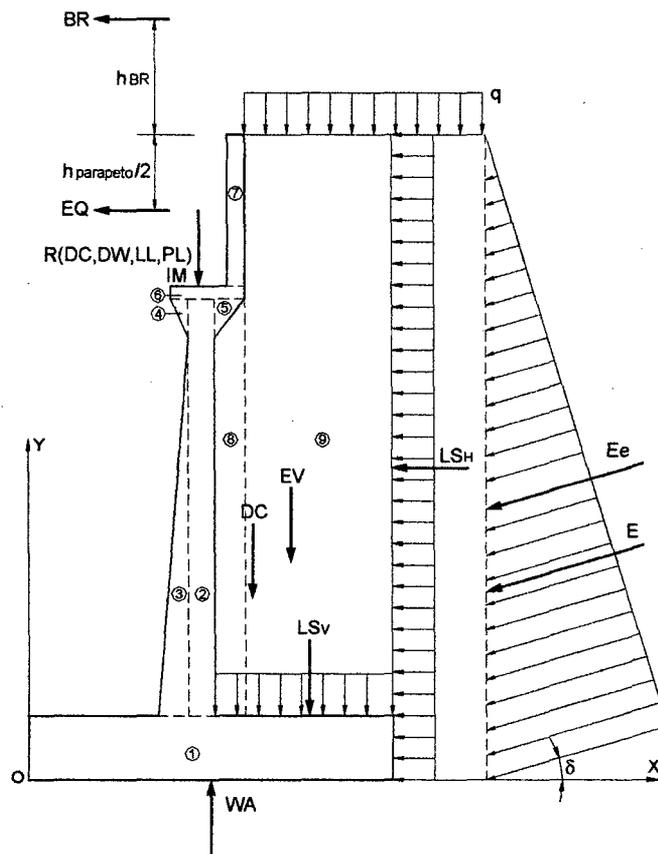


Fig. 3.26: Cargas aplicadas al estribo.

PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (kN)	x (m)	DC*x (kN*m)
1	7	164.81	3.50	576.83
2	2.722	64.09	3.05	195.46
3	2.467	58.09	2.57	149.09
Nº	VOL. (m3)	DC (kN)	x (m)	DC*x (kN*m)
4	0.1	2.35	2.78	6.55
5	0.85	20.01	3.82	76.38
6	1.15	27.08	3.80	102.89
7	0.508	11.97	4.80	57.47
Σ	--	348.35	--	1164.67
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (kN)	x (m)	EV*x (kN*m)
8	10.718	189.27	4.1	776.00
9	18.45	325.79	5.975	1946.60
Σ	--	515.06	--	2722.59

DC= 348.35 EV= 515.057
 x= 3.34 x= 5.29

PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

DC= 368.86 kN/m
 x= 3.65 m

CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

DW= 39.89 kN/m
 x= 3.65 m

PRESION ESTÁTICA DEL SUELO (EH Y EV):

$\delta = \phi/2 = 16.5^\circ$

$\gamma_u = 1.80 \text{ g/cm}^3$

Ka= 0.2671

kh=A/2= 0.20

$\theta = 11.31^\circ$

Ke= 0.4071

Empuje estático:

$$\begin{aligned} E &= 235.83 \text{ kN} \\ EH &= 226.12 \text{ kN} \\ EV &= 66.98 \text{ kN} \\ y &= 3.33 \text{ m} \\ x &= 7.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Empuje dinámico:

$$\begin{aligned} Ee &= 359.46 \text{ kN} \\ EHe &= 344.66 \text{ kN} \\ EVe &= 102.09 \text{ kN} \\ \Delta Ee &= 123.63 \text{ kN} \\ y &= 4.25 \text{ m} \\ x &= 7.00 \text{ m} \end{aligned}$$

NOTA:

- 1.-Ka obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- 2.-Ke obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes para condiciones sísmicas de Mononobe-Okabe, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- 3.-El punto de aplicación de Ee se obtiene según la metodología propuesta en el texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, página. 361.

CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$\begin{aligned} LL &= 45.09 \text{ kN/m} \\ x &= 3.65 \text{ m} \end{aligned}$$

CARGA DE IMPACTO (IM):

$$\begin{aligned} IM &= 14.88 \text{ kN/m} \\ x &= 3.65 \text{ m} \end{aligned}$$

FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

$$\begin{aligned} BR=5\%LL &= 2.25 \text{ kN} \\ hBR &= 1.80 \text{ m} \\ y &= 11.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Punto de aplicación de la fuerza de frenado y aceleración a 1.8m sobre el tablero, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, título 2.4.3.

SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (PL):

$$PL = 11.77 \text{ kN}$$

$$x = 3.65 \text{ m}$$

SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

$$pH = 2.52 \text{ kN/m}$$

$$LSH = 25.16 \text{ Ton}$$

$$y = 5.00 \text{ m}$$

$$LSV = 35.32 \text{ kN}$$

$$x = 5.13 \text{ m}$$

□

SUBPRESION DE AGUA (WA):

$$WA = -116.46 \text{ kN}$$

$$x = 3.50 \text{ m}$$

FUERZA SISMICA (EQ):

$$EQ = 10\%DC = 36.89 \text{ kN}$$

$$y = 9.15 \text{ m}$$

COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
EV. EXTREMO 1	0.90	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	0.90	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00

3.5.3 Verificación de estabilidad.

DATOS PREVIOS

F.S.D.=	1.50	μ	0.60
F.S.V.=	2.00	σ_t	2.00 Kg/cm ²

FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (kN)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nSF
RESISTENCIA 1	339.18	44.02	3.95	0.00	406.50
RESISTENCIA 1	339.18	44.02	3.95	0.00	406.50
RESISTENCIA 1	339.18	44.02	3.95	0.00	406.50
RESISTENCIA 1	339.18	44.02	3.95	0.00	406.50
EV. EXTREMO 1	516.99	12.58	1.13	36.89	567.58
EV. EXTREMO 1	516.99	12.58	1.13	36.89	567.58
EV. EXTREMO 1	516.99	12.58	1.13	36.89	567.58
EV. EXTREMO 1	516.99	12.58	1.13	36.89	567.58

MOMENTOS ACTUANTES (kN-m)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	1130.59	220.11	46.56	0.00	1467.12
RESISTENCIA 1	1130.59	220.11	46.56	0.00	1467.12
RESISTENCIA 1	1130.59	220.11	46.56	0.00	1467.12
RESISTENCIA 1	1130.59	220.11	46.56	0.00	1467.12
EV. EXTREMO 1	2197.44	62.89	13.30	337.60	2611.23
EV. EXTREMO 1	2197.44	62.89	13.30	337.60	2611.23
EV. EXTREMO 1	2197.44	62.89	13.30	337.60	2611.23
EV. EXTREMO 1	2197.44	62.89	13.30	337.60	2611.23

FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (kN)									
COMBO	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nSF
RESIST. 1	645.53	25.93	78.91	26.04	20.60	785.75	61.80	-116.46	1604.51
RESIST. 1	645.53	59.84	78.91	26.04	20.60	785.75	61.80	-116.46	1640.12
RESIST. 1	896.56	25.93	78.91	26.04	20.60	785.75	61.80	-116.46	1868.10
RESIST. 1	896.56	59.84	78.91	26.04	20.60	785.75	61.80	-116.46	1903.71
EV. EXT. 1	645.53	25.93	22.55	7.44	5.89	833.15	17.66	-116.46	1441.68
EV. EXT 1	645.53	59.84	22.55	7.44	5.89	833.15	17.66	-116.46	1475.59
EV. EXT 1	896.56	25.93	22.55	7.44	5.89	833.15	17.66	-116.46	1692.72
EV. EXT 1	896.56	59.84	22.55	7.44	5.89	833.15	17.66	-116.46	1726.63

MOMENTOS RESISTENTES (kN-m)									
COMBO	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nSM
RESIST. 1	2259.89	94.65	288.04	95.05	75.19	4308.45	316.74	-407.60	7381.94
RESIST. 1	2259.89	218.42	288.04	95.05	75.19	4308.45	316.74	-407.60	7511.90
RESIST. 1	3138.74	94.65	288.04	95.05	75.19	4308.45	316.74	-407.60	8304.73
RESIST. 1	3138.74	218.42	288.04	95.05	75.19	4308.45	316.74	-407.60	8434.69
EV. EXT. 1	2259.89	94.65	82.30	27.16	21.48	4640.27	90.50	-407.60	6808.65
EV. EXT 1	2259.89	218.42	82.30	27.16	21.48	4640.27	90.50	-407.60	6932.42
EV. EXT 1	3138.74	94.65	82.30	27.16	21.48	4640.27	90.50	-407.60	7687.49
EV. EXT 1	3138.74	218.42	82.30	27.16	21.48	4640.27	90.50	-407.60	7811.26

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu\Sigma\Phi_c/\Sigma\Phi_H$		
RESISTENCIA 1	2.368	OK!	
RESISTENCIA 1	2.421	OK!	
RESISTENCIA 1	2.757	OK!	
RESISTENCIA 1	2.810	OK!	
EV. EXTREMO 1	1.524	OK!	
EV. EXTREMO 1	1.560	OK!	
EV. EXTREMO 1	1.789	OK!	
EV. EXTREMO 1	1.825	OK!	

ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma M_P/\Sigma M_A$		
RESISTENCIA 1	5.032	OK!	
RESISTENCIA 1	5.120	OK!	
RESISTENCIA 1	5.661	OK!	
RESISTENCIA 1	5.749	OK!	
EV. EXTREMO 1	2.607	OK!	
EV. EXTREMO 1	2.655	OK!	
EV. EXTREMO 1	2.944	OK!	
EV. EXTREMO 1	2.991	OK!	

PRESIONES SOBRE EL SUELO

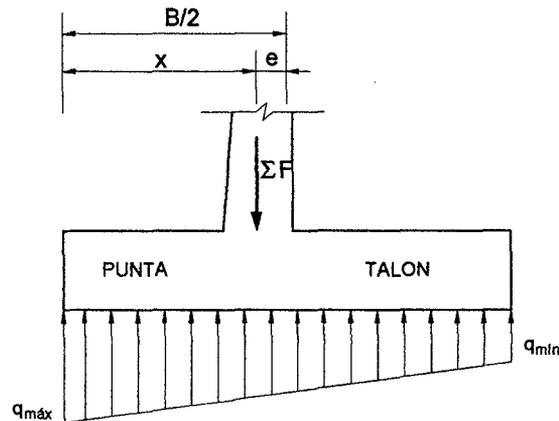


Fig.3.27: Presiones máximas y mínimas del estribo.

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)	qmax (kN/m)	qmin (kN/m)
RESISTENCIA 1	3.686	0.186	265.83	192.60
RESISTENCIA 1	3.686	0.186	271.57	197.03
RESISTENCIA 1	3.660	0.160	303.51	230.23
RESISTENCIA 1	3.660	0.160	309.25	234.66
EV. EXTREMO 1	2.911	0.589	309.85	102.06
EV. EXTREMO 1	2.928	0.572	314.07	107.53
EV. EXTREMO 1	2.999	0.501	345.69	137.95
EV. EXTREMO 1	3.012	0.488	349.91	143.42

Las presiones máximas y mínimas para cada estado límite nos permiten calcular la carga que soportarán los pilotes, se asume que la zapata con una carga trapezoidal, se hace uso del programa SAP2000 para crear un simple modelo tridimensional donde se modela la zapata con cargas trapezoidalmente distribuidas provenientes de las presiones máximas y mínimas, se presentan los pilotes simplemente como apoyos, esto debido a la ausencia de parámetros del suelo que permitan calcular la rigidez del suelo y modelar los pilotes en toda su longitud con resortes de rigidez lateral variable de acuerdo a la profundidad, en esta tesis solo se calculará la carga máxima que toma un pilote y se realizará un breve cálculo de la capacidad de carga del pilote, basado en dos métodos.

Consideramos Pilotes excavados de 60cmx60cm de sección

se considerara dos métodos para calcular la carga última de punta

- a) Método de Vesic
- b) Método de Janbu

a) Método de Vesic

$$Q_p = A_p \cdot \sigma' \cdot N_{\sigma} = A_p \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot (1 - \sin \Phi)}{3} \right) \cdot q' \cdot N_{\sigma}$$

Q_p	$(24/12) / (24/12) \cdot (1 + 2 \cdot (1 - \sin 33)) / 3 \cdot (110 \cdot 50 / 1000) \cdot 36$
Q_p	504.5 Klb
Q_p	229.3 t
Q_p	2249.5 kN

b) Método de Janbu

Para $\Phi = 33$ y $n' = 90$, el valor de $N_q = 22$

$$Q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q$$

Q_p	$(24/12) \cdot (24/12) \cdot (110 \cdot 50 / 1000) \cdot 22$
Q_p	484 Klb
Q_p	220 t
Q_p	2158.2 kN

Para un mejor aproximación se toma el promedio de estos dos métodos

Q_p	$(229.3 + 220) / 2$
Q_p	224.65 t
Q_p	2203.8165 kN

Usando el SAP2000 se considera un modelo tridimensional de los pilotes y la zapata del estribo las fuerzas aplicadas a la zapata serán las presiones máximas y mínimas obtenidas del análisis del estribo dichas fuerzas se representan como cargas de área distribuidas trapezoidalmente en toda la zapata.

Se considera dos casos

Estado límite de resistencia

Estado límite de eventos extremos

La carga máxima que soporta un pilote es de

Estado limite de resistencia 1588.3 kN
 Estado limite de eventos extremos 1537.2 kN
 Los pilotes soportan una carga última de 2203.8 kN OK
 Se usará 36 pilotes de 0.60mx0.60m de sección por cada estribo.

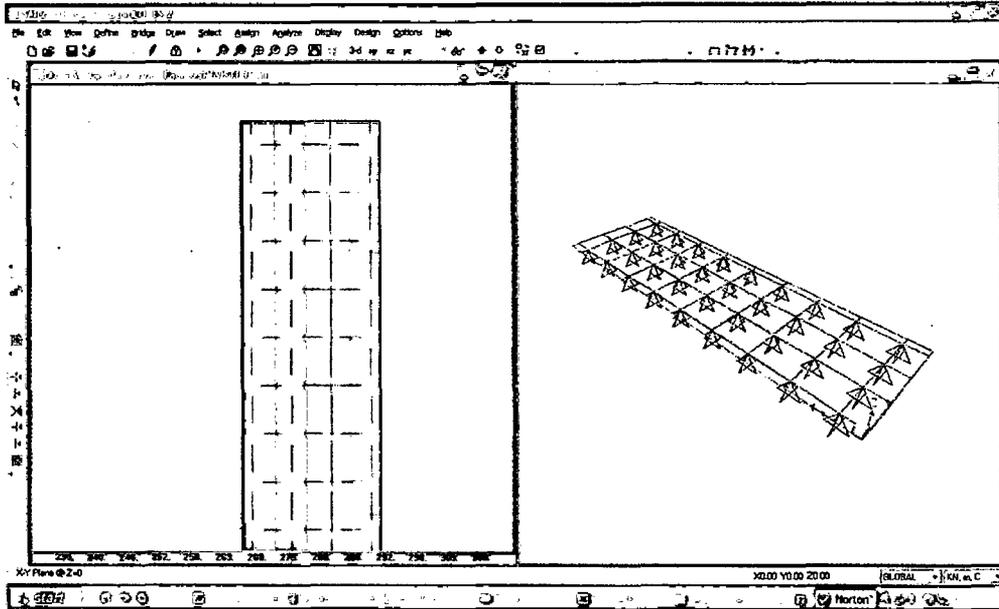


Fig. 3.28: Zapata sometida a carga trapezoidal. Estado límite de resistencia

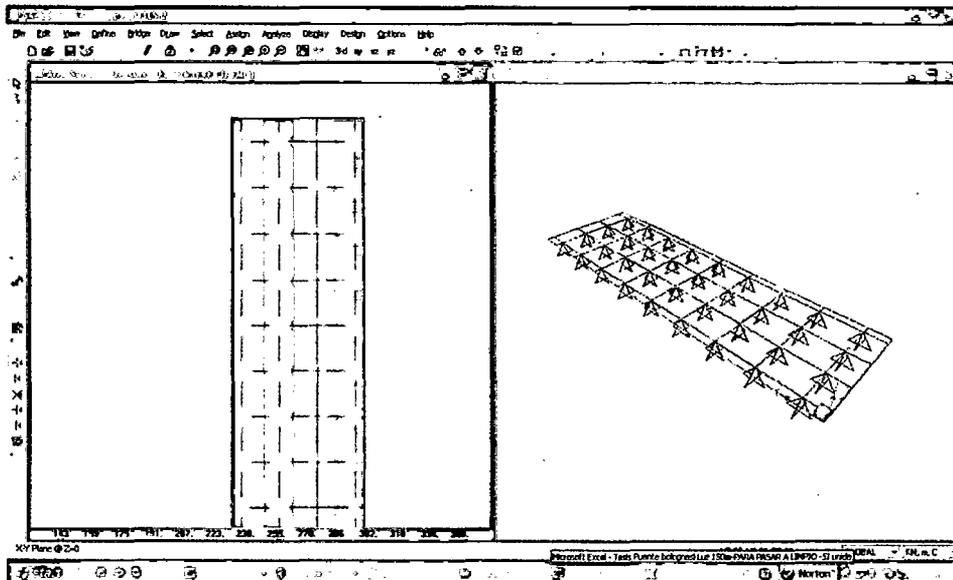


Fig. 3.29: Zapata sometida a carga trapezoidal. Estado límite de evento extremo.

3.5.4 Diseño estructural.

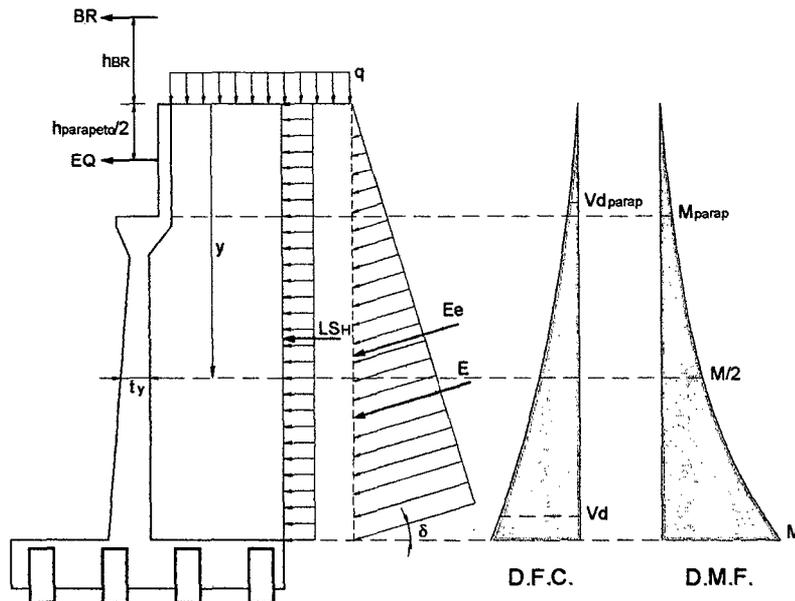


Fig. 3.30: Diagrama de fuerza cortante y momento flector en la pantalla.

CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 9.00 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (kN) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTENCIA 1	270.48	39.31	3.95	0.00	329.42
RESISTENCIA 1	270.48	39.31	3.95	0.00	329.42
RESISTENCIA 1	270.48	39.31	3.95	0.00	329.42
RESISTENCIA 1	270.48	39.31	3.95	0.00	329.42
EV. EXTREMO 1	412.27	11.23	1.13	36.89	461.51
EV. EXTREMO 1	412.27	11.23	1.13	36.89	461.51
EV. EXTREMO 1	412.27	11.23	1.13	36.89	461.51
EV. EXTREMO 1	412.27	11.23	1.13	36.89	461.51

COMBINACIÓN	MOMENTO M (kN-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	824.20	178.29	42.61	0.00	1097.36
RESISTENCIA 1	824.20	178.29	42.61	0.00	1097.36
RESISTENCIA 1	824.20	178.29	42.61	0.00	1097.36
RESISTENCIA 1	824.20	178.29	42.61	0.00	1097.36
EV. EXTREMO 1	1601.94	50.94	12.18	269.45	1934.50
EV. EXTREMO 1	1601.94	50.94	12.18	269.45	1934.50
EV. EXTREMO 1	1601.94	50.94	12.18	269.45	1934.50
EV. EXTREMO 1	1601.94	50.94	12.18	269.45	1934.50

UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 6.225 \text{ m}$$

$$ty = 0.844 \text{ m}$$

$$Mu = 1934.5 \text{ kN-m}$$

$$Mu/2 = 966.9 \text{ kN-m} \quad \text{OK!}$$

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (kN-m)				
	EH	LSH	BR	EQ	nS(M/2)
RESISTENCIA 1	394.30	85.29	31.66	0.00	536.82
RESISTENCIA 1	394.30	85.29	31.66	0.00	536.82
RESISTENCIA 1	394.30	85.29	31.66	0.00	536.82
RESISTENCIA 1	394.30	85.29	31.66	0.00	536.82
EV. EXTREMO 1	766.37	24.37	9.05	167.09	966.88
EV. EXTREMO 1	766.37	24.37	9.05	167.09	966.88
EV. EXTREMO 1	766.37	24.37	9.05	167.09	966.88
EV. EXTREMO 1	766.37	24.37	9.05	167.09	966.88

CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE V_{dparap} (kN) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTENCIA 1	8.96	7.15	3.95	0.00	21.06
RESISTENCIA 1	8.96	7.15	3.95	0.00	21.06
RESISTENCIA 1	8.96	7.15	3.95	0.00	21.06
RESISTENCIA 1	8.96	7.15	3.95	0.00	21.06
EV. EXTREMO 1	13.65	2.04	1.13	36.89	53.71
EV. EXTREMO 1	13.65	2.04	1.13	36.89	53.71
EV. EXTREMO 1	13.65	2.04	1.13	36.89	53.71
EV. EXTREMO 1	13.65	2.04	1.13	36.89	53.71

COMBINACIÓN	MOMENTO $M_{parapeto}$ (kN-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	29.23	6.32	13.79	0.00	51.82
RESISTENCIA 1	29.23	6.32	13.79	0.00	51.82
RESISTENCIA 1	29.23	6.32	13.79	0.00	51.82
RESISTENCIA 1	29.23	6.32	13.79	0.00	51.82
EV. EXTREMO 1	56.82	1.81	3.94	31.26	93.83
EV. EXTREMO 1	56.82	1.81	3.94	31.26	93.83
EV. EXTREMO 1	56.82	1.81	3.94	31.26	93.83
EV. EXTREMO 1	56.82	1.81	3.94	31.26	93.83

CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA

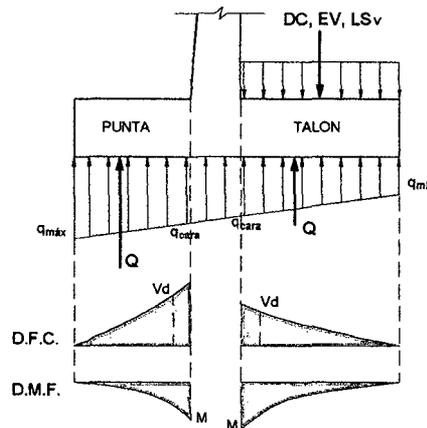


Fig. 3.31: Diagrama de fuerza cortante y momento en la zapata.

COMBINACIÓN	qcara (kN/m)	CORTANTE Vd (kN) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nSVd
RESISTENCIA 1	231.832	-77.98	-61.80	-695.33	915.70	84.62
RESISTENCIA 1	236.965	-77.98	-61.80	-695.33	935.71	105.63
RESISTENCIA 1	269.489	-108.30	-61.80	-695.33	1054.33	198.34
RESISTENCIA 1	274.623	-108.30	-61.80	-695.33	1074.33	219.35
EV. EXTREMO 1	213.376	-77.98	-17.66	-695.33	962.74	171.77
EV. EXTREMO 1	218.176	-77.98	-17.66	-695.33	979.33	188.37
EV. EXTREMO 1	249.237	-108.30	-17.66	-695.33	1094.66	273.37
EV. EXTREMO 1	254.036	-108.30	-17.66	-695.33	1111.26	289.97

COMBINACIÓN	qcara (kN/m)	MOMENTO M (kN-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nSM
RESISTENCIA 1	231.832	-148.99	-115.88	-1303.74	1789.44	231.87
RESISTENCIA 1	236.965	-148.99	-115.88	-1303.74	1828.37	272.75
RESISTENCIA 1	269.489	-206.93	-115.88	-1303.74	2054.34	449.18
RESISTENCIA 1	274.623	-206.93	-115.88	-1303.74	2093.28	490.06
EV. EXTREMO 1	213.376	-148.99	-33.11	-1303.74	1952.52	466.68
EV. EXTREMO 1	218.176	-148.99	-33.11	-1303.74	1983.56	497.72
EV. EXTREMO 1	249.237	-206.93	-33.11	-1303.74	2204.55	660.77
EV. EXTREMO 1	254.036	-206.93	-33.11	-1303.74	2235.59	691.81

CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

COMBINACIÓN	qcara (kN/m)	CORTANTE Vd (kN) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nSV
RESISTENCIA 1	244.908	-40.90	492.86	474.57
RESISTENCIA 1	250.275	-40.90	503.58	485.82
RESISTENCIA 1	282.576	-56.80	565.58	534.21
RESISTENCIA 1	287.942	-56.80	576.29	545.47
EV. EXTREMO 1	250.481	-40.90	540.72	499.82
EV. EXTREMO 1	255.059	-40.90	549.21	508.31
EV. EXTREMO 1	286.333	-56.80	609.90	553.10
EV. EXTREMO 1	290.910	-56.80	618.39	561.59

COMBINACIÓN	qcara (kN/m)	MOMENTO M (kN-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nSM
RESISTENCIA 1	244.908	-42.38	545.61	528.39
RESISTENCIA 1	250.275	-42.38	557.34	540.71
RESISTENCIA 1	282.576	-58.86	620.99	590.23
RESISTENCIA 1	287.942	-58.86	632.72	602.55
EV. EXTREMO 1	250.481	-42.38	659.28	616.90
EV. EXTREMO 1	255.059	-42.38	667.48	625.11
EV. EXTREMO 1	286.333	-58.86	730.94	672.08
EV. EXTREMO 1	290.910	-58.86	739.15	680.29

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

DATOS

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $r(\text{pant.}) = 0.07 \text{ m}$
 $r(\text{zapata}) = 0.07 \text{ m}$
 $\Phi (\text{Flexión}) = 0.90$
 $\Phi (\text{Corte}) = 0.90$

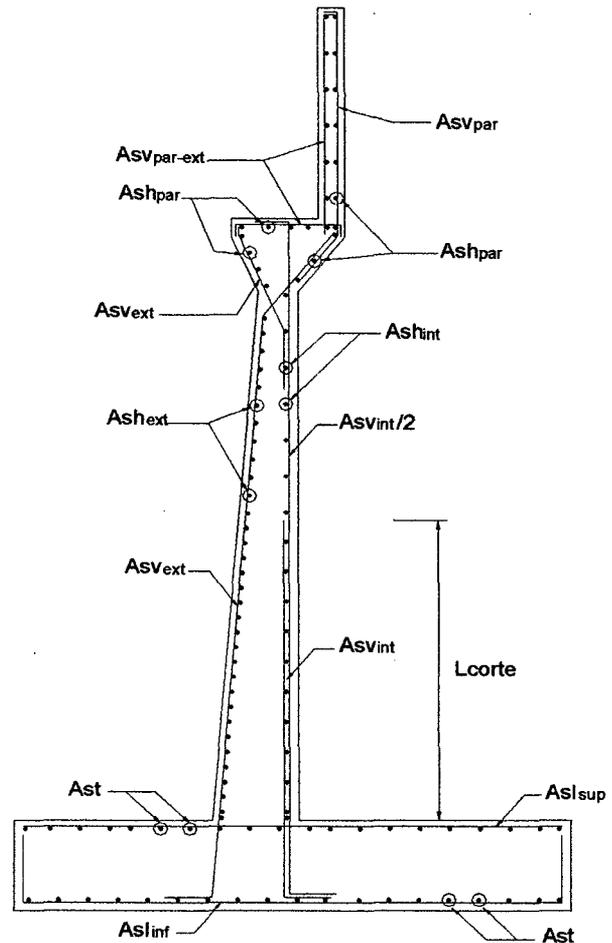


Fig. 3.32: Distribución del acero de refuerzo.

DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\Phi V_c = 800.2 \text{ kN}$$

$$V_u = 461.6 \text{ kN}$$

OK!

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	1934.5 kN-m
d	1.18 m
a	10.91 cm
As	46.35 cm ²
ρ	0.0039
rmin	0.0015
#8	5.07 cm ²
Nº Aceros	9.14
s (Calculado)	10.94 cm
s (Redond.)	10 cm
Asvint	#8@10
Ld	0.72 m
Lcorte (calc)	3.50 m
Lcorte (redond)	3.50 m
Asvint/2	#8@20

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#6	2.85 cm ²
Asmin	17.70 cm ²
Nº Aceros	6.21
s (Calculado)	16.10 cm
s (Redond.)	16 cm
Asvext	#6@16

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR

DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
ρ	0.0020
Ash	23.60 cm ²
Ash/3	7.87 cm ²
Nº Aceros	3.97
s (Calculado)	25.17 cm
s (Redond.)	25 cm
Ashint	#5@25
#5	1.98 cm ²
2*Ash/3	15.73 cm ²
Nº Aceros	7.95
s (Calculado)	12.58 cm
s (Redond.)	12 cm
Ashext	#5@12

PARTE SUPERIOR

DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
ρ	0.0020
Ash	15.47 cm ²
Ash/3	5.16 cm ²
Nº Aceros	2.60
s (Calculado)	38.39 cm
s (Redond.)	24 cm
Ashint	#5@24
#5	1.98
2*Ash/3	10.32 cm ²
Nº Aceros	5.21
s (Calculado)	19.19 cm
s (Redond.)	19 cm
Ashext	#5@19

RESUMEN:

Ashint
Ashext

#5,1@5,14@25,r@24
#5,1@5,29@12,r@19

DISEÑO DEL PARAPETO

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 15.90 \text{ Ton}$$

$$V_u = 5.47 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
Mu	9.56 Ton-m
d	0.23 m
a	2.75 cm
As	11.70 cm ²
ρ	0.0051
rmin	0.0015
#5	1.98 cm ²
Nº Aceros	5.91
s (Calculado)	16.92 cm
s (Redond.)	16 cm
Asvpar	#5@16

ACERO VERTICAL
EXTERIOR

$$\text{Asvpar-ext} \quad \#5@24$$

ACERO HORIZONTAL

$$\text{Ashpar} \quad \#5@24$$

DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 64.29 \text{ Ton}$$

$$V_u = 29.56 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	70.52 Ton-m
d	0.93 m
a	4.85 cm
As	20.60 cm ²
ρ	0.0022
rmin	0.0015
#6	2.85 cm ²
Nº Aceros	7.23
s (Calculado)	13.84 cm
s (Redond.)	13 cm
Aslinf	#6@13

OK!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
Asmin	13.95 cm ²
Nº Aceros	7.05
s (Calculado)	14.19 cm
s (Redond.)	14 cm
Asisup	#5@14

ACERO TRANSVERSAL

$$\text{Ast} \quad \#5@14$$

DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\Phi V_c = 64.29 \text{ Ton}$$

$$V_u = 57.25 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	69.35 Ton-m
d	0.93 m
a	4.76 cm
As	20.24 cm ²
ρ	0.0022
rmin	0.0015
#6	2.85 cm ²
Nº Aceros	7.10
s (Calculado)	14.08 cm
s (Redond.)	14 cm
Aslinf	#6@14

OK!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
Asmin	13.95 cm ²
Nº Aceros	7.05
s (Calculado)	14.19 cm
s (Redond.)	14 cm
Aslsup	#5@14

ACERO TRANSVERSAL

$$A_{st} \quad \#5@14$$

En los anexos se presenta un plano de detalle con el reforzamiento del estribo.

CAPITULO IV: Diseño sismorresistente

En este capítulo brevemente se tomará en cuenta las consideraciones sismorresistentes recomendadas por la AASHTO., de una manera simplificada se dimensionará la longitud de asiento y también se presentará un análisis espectral-modal realizado con el SAP2000, dicho análisis nos permite verificar el comportamiento de la estructura bajo condiciones de un evento extremo.

4.1 Cálculo de longitud de asiento.

Una fórmula recomendada es la siguiente:

$$N=(305+2.5*L) \text{ en mm}$$

$$N=(305+2.5*150) =680\text{mm}$$

Sin embargo en este caso debido a las dimensiones del aparato de apoyo esta dimensión es insuficiente, se tomará el valor de 2m para la longitud de asiento, esta longitud es suficiente tanto para la ubicación del aparato apoyo como para el desplazamiento en el apoyo móvil debido al sismo.

4.2 Consideraciones sismorresistentes en el diseño de armaduras metálicas.

Lo que se presenta a continuación ha sido traducido de una publicación de Ph.D., P.E Sanjay Mehta que es un ingeniero proyectista de Lichtenstein Engineering Associates, P.C., Consulting Engineers. en la ciudad de New York en los Estados Unidos.

Análisis sísmico para puentes de armadura

Los puentes de armadura por mucho tiempo han sido una opción de diseño muy empleada, estos han sido construidos en una gran variedad de formas y tamaños, desde un puente de un solo tramo simplemente apoyado con una longitud menor de 33m hasta un puente de armaduras tipo "cantilever" con una longitud de cientos de metros. Sin embargo muchos de estos puentes no fueron diseñados para cargas de sismo como se especifica ahora en las normas AASHTO vigentes.

Como resultado de esto muchos de los departamentos de transporte de los Estados Unidos están reforzando estos puentes, considerando las cargas de sismo.

La extensión de estos cambios es determinada por un exhaustivo análisis sísmico y cálculo de las relaciones demanda/capacidad para varios componentes del puente.

Desafortunadamente, es una dificultad la estandarización de un análisis sísmico así como un procedimiento de evaluación para los puentes de armadura debido a la variedad de tamaños y formas. Hoy en día muchos ingenieros se cuestionan sobre la selección de un método apropiado para un análisis sísmico y evaluación de estos puentes.

Lo siguiente es un resumen, basado en revisión de libros, y experiencia de autores entre las varias opciones disponibles para la evaluación sísmica, modelos computacionales y análisis dinámico.

Evaluación sísmica

Esta puede ser realizada en tres diferentes niveles:

Nivel 1: Es un simple análisis visual usando diagramas de flujo basados en las características del puente previamente conocido y vulnerable a una actividad sísmica. No es necesario realizar modelos computacionales o cálculos en este nivel.

Este procedimiento puede ser utilizado para rápidamente realizar una evaluación en puentes regulares.

Nivel 2: Este nivel requiere una evaluación esquemáticamente asistida. Modelos simples y aproximados son empleados para evaluar la demanda sísmica empleada entre la capacidad del componente. Los resultados son conservadores para estructuras regulares. Sin embargo para estructuras irregulares con geometría no usual, cambios abruptos de rigidez, encuentro de elementos en distintos puntos, condiciones de suelo y fundación variables, este método puede no ser conservador. Muchos ingenieros usan este método como un primer paso en la evaluación sísmica de puentes de armadura.

Nivel 3: En este nivel la evaluación sísmica es a profundidad. Se suele emplear este método para puentes que no pueden ser conservadoramente evaluados en

los niveles previos y para puentes que sirven como enlaces críticos en el sistema de transporte. Para calcular la demanda sísmica se desarrolla un análisis global y local empleando modelos en 3D de elementos finitos considerando la interacción del suelo. Cuando se trata de un puente de gran importancia, se suele desarrollar un espectro de respuesta del sitio.

Modelos computacionales

Los modelos en computadora son necesarios para los niveles 2 y 3 de evaluaciones sísmicas, para puentes de armadura tres tipos diferentes de modelos en computadora han sido empleados en la ingeniería práctica.

1. Modelo de viga equivalente.
2. Modelo de armadura
3. Modelo con elementos finitos

Todos se consideran como modelos 3D y requieren un programa de análisis estructural.

Modelo de viga equivalente

El sistema de armadura consiste en elementos principales, elementos laterales y elementos de arrioste representados como una viga equivalente. En este modelo las propiedades de la viga equivalente son calculadas en base a la geometría y sección de área transversal de los miembros de la armadura. Esta equivalencia es luego localizada en el centroide de la sección transversal de la superestructura.

Este es un modelo aproximado para puentes de armadura basado en la asunción que la superestructura es muy rígida y su modelo exacto no es crítico en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Una ventaja de este método es que es fácil para desarrollar este tipo de modelo y los resultados de este análisis pueden ser interpretados con facilidad. Este método es muy exacto para vigas de tramos cortos debido a que la superestructura de estos puentes es rígida y el primer modo en la dirección transversal y longitudinal puede representar el comportamiento dinámico del puente con exactitud. Sin embargo los resultados no son estrictamente válidos para puentes de armadura de paños largos, los cuales tienden a ser flexibles. Para una mejor comprensión es necesario evaluar la capacidad de los miembros críticos de la armadura como son el sistema de arriostres sobre pilares y juntas de expansión.

Dado que la superestructura es modelada como un elemento lineal, es imposible calcular las fuerzas en los elementos críticos de la armadura. Un esquema efectivo para reducir la demanda es permitir una fluencia limitada de los elementos, dicho esquema no puede ser evaluado a menos que los miembros sean explícitamente modelados.

Modelo de armadura

Muchos puentes de armadura existentes han sido diseñados para trabajar en tracción pura es decir asumiendo que los nudos no son rígidos y considerando que los elementos solo están expuestos a carga axial. Un modelo en computadora con esta asunción puede ser desarrollado para el análisis sísmico.

En diferencia con el modelo de viga equivalente en este modelo los elementos son modelados explícitamente. Para modelar cada miembro se usan elementos de armadura espaciales con solo rigidez axial.

La mayoría de la información requerida para desarrollar los modelos tridimensionales está disponible en los planos de puentes existentes. Esto resulta en un ahorro significativo en tiempo y costo debido a que el cálculo de las propiedades de las secciones y otros relacionados pueden ser evitados.

Sin embargo a pesar que es razonable para el análisis por carga muerta y carga viva, este modelo puede no ser apropiado para un análisis sísmico, las fuerzas sísmicas actúan en la dirección longitudinal, transversal y vertical (dirección actualmente no considerada por la AASHTO). Entonces se vuelve necesario considerar la rigidez a la flexión de estos miembros debido la cantidad significativa de energía sísmica absorbida debido a la ductilidad de los elementos de la armadura. Los resultados finales no justifican aún los esfuerzos reducidos requeridos para construir este tipo de modelo.

Modelo con elementos finitos

Como en el Modelo de armadura, todos los miembros son explícitamente modelados en esta aproximación. Por lo general elementos sometidos a flexión, corte y rigideces axiales son usados para modelar los elementos de la armadura y otros componentes del puente. Este modelo puede ser usado para un análisis multi-modal espectral, análisis no lineal tiempo-historia y un Push-over análisis.

Una ventaja de este método es que permite la exacta representación de la rigidez de la superestructura, lo cual es una importante característica dinámica

de los puentes de tramos largos. Es posible evaluar las fuerzas axiales y momentos flectores en elementos críticos de la armadura con una razonable exactitud. Estudios recientes han encontrado que la demanda de fuerza en apoyos y subestructuras serán significativamente reducidas si los miembros de la armadura y conexiones tienen suficiente ductilidad después de alcanzado el punto de fluencia. Por supuesto si la demanda de fuerza sísmica elástica excede la capacidad de los miembros de la armadura es necesario realizar un análisis no lineal para chequear la ductilidad. El análisis no lineal es requerido cuando se desea calcular los desplazamientos en el estado límite, y rotación de los nudos de la armadura para garantizar la integridad del puente ante un terremoto y reducir sus demandas en la superestructura. Si se quisiera profundizar el análisis, pueden evaluarse efectos de fallas locales, como un pandeo de los elementos del sistema de arriostres, fractura de miembros, por supuesto esta evaluación resulta muy costosa.

Métodos para el análisis sísmico

Análisis de Espectro de Respuesta de un solo modo

Este método se discute en las especificaciones AASHTO y es usado para puentes regulares. De acuerdo a la AASHTO los puentes regulares no tienen cambios abruptos de masa, rigidez y geometría a lo largo de su tramo y no hay grandes diferencias en estos parámetros entre soportes adyacentes. Este método se basa en la asunción que el primer modo en la dirección longitudinal y transversal puede con bastante aproximación representar el comportamiento dinámico del puente. Este método es muy útil para puentes modelados como una viga equivalente.

La ventaja de este sistema es que es fácil de usar. Para tramos simplemente apoyados los cálculos se pueden efectuar manualmente para evitar el uso de un costoso programa de cómputo. Sin embargo este método no debería ser usado para puentes irregulares como uno de tramos largos con sección trasversal variable y juntas de expansión. Este método asume que la respuesta dinámica es reflejada por el primer modo de vibración, lo cual no siempre es el caso para puentes de tramos largos.

Análisis multi-modal Espectral

Este método es la recomendación de la AASHTO para puentes irregulares. Este método debería ser empleado cuando se requieren varios modos de vibración para representar el comportamiento dinámico del puente. La práctica de la ingeniería usa este método para el análisis sísmico de puentes de armadura.

El análisis Push-over y el análisis no lineal tiempo-historia también se usan para el análisis sísmico de puentes importantes.

Este método toma en cuenta el hecho de que se requieren muchos modos de vibración para representar el comportamiento dinámico de un puente largo e irregular.

Este método sirve como un punto de inicio para un puente muy crítico que requiere un análisis Push-over o un análisis no lineal tiempo-historia.

El método no es válido si los elementos exceden el punto de fluencia o el esfuerzo por pandeo elástico. Esto es una posibilidad distinta para muchos puentes de armadura que no fueron diseñados bajo criterios sísmicos, las fuerzas de los miembros, con modos de vibración diferentes, son combinados para obtener las fuerzas sísmicas.

Este método de combinación de modos puede resultar muy conservador en la estimación de las fuerzas, lo cual no es deseable en zonas donde los terremotos no son frecuentes.

Análisis Push-over

Es un análisis estático no lineal que puede ser usado para estimar las demandas dinámicas impuestas a una estructura según los movimientos de tierra en un sismo. Un modelo de carga predeterminado lateral que aproximadamente representa las fuerzas sísmicas generadas durante un terremoto es aplicado a la estructura. La estructura entonces es "volcada" (aplicando el desplazamiento) al nivel de deformación esperada durante el terremoto manteniendo el modelo de carga aplicado.

Las no linealidades en la forma de elementos en fluencia, pandeo, rotaciones de rótulas plásticas, etc., son presentadas en el análisis, teniendo en cuenta la posibilidad de que la respuesta de los elementos se encuentre más allá del límite elástico durante un terremoto. Usualmente un análisis Push-over se aplica antes que un análisis no lineal tiempo-historia.

El análisis Push-over claramente identifica caminos de carga redundantes en la estructura y la capacidad de carga real lateral del sistema estructural. Es más

realista comparando con el análisis de espectro de respuesta cuando la estructura es sometida más allá de su límite elástico.

Para estructuras con períodos cortos de vibración (estructuras rígidas) cuya respuesta es gobernada por el primer modo, La deflexión utilizada en el análisis Push-over tiene una buena correlación con la deflexión real de la estructura durante un sismo.

Sin embargo para realizar este análisis, se requiere un software de análisis especial con capacidades de cálculo no lineal. También es frecuentemente difícil para determinar la carga lateral apropiada para el análisis Push-over. Particularmente para puentes irregulares cuando el comportamiento no puede ser caracterizado por el primer modo de vibración, pierde su exactitud cuando es aplicado a un puente entero. Por lo general el análisis Push-over es realizado en una componente base y los resultados son relacionados con el modelo global del puente.

Así, se pueden requerir el análisis multi-espectral modal o el análisis tiempo-historia en la adición al análisis Push-over para el caso de puentes clasificados como irregulares.

Análisis no lineal tiempo-historia

El análisis no lineal tiempo-historia es el método más comprensivo para el análisis sísmico. El registro de un terremoto en forma del tiempo versus la aceleración es introducido en la base de la estructura. La respuesta de la estructura es calculada al segundo (o incluso menos) para la duración entera de un terremoto. Este método se diferencia del análisis de espectro de respuesta porque el efecto "de tiempo" es considerado. Es decir los esfuerzos y la deformación en la estructura en un instante son considerados como una condición inicial para el cálculo de esfuerzos en el siguiente paso.

A diferencia del método de espectro de respuesta, el análisis no lineal tiempo-historia no asume un método específico para la combinación de modo; entonces los resultados son realistas y no conservadores.

Además, este método es equivalente a la participación del 100 % de masas que usa el análisis de espectro de respuesta. La participación completa de las masas es necesaria para generar fuerzas sísmicas correctas.

Por lo general, una participación sólo del 90-95 % se obtiene en el análisis de espectro de respuesta. Todos los tipos de no linealidades pueden ser considerados para en este análisis. Esto podría ser muy importante cuando se requiere disipación de energía y formación de rótulas.

Se ha modelado en el SAP2000 la estructura con un análisis multi-modal-espectral, utilizando el espectro de respuesta que se empleo en el proyecto del Puente Bolognesi-Arco atirantado, el cual fue calculado en base a la NTE-030 diseño sismorresistente a falta de un espectro de respuesta específico para puentes.

T	C _{sm}
0.05	0.4000
0.06	0.4000
0.07	0.4000
0.08	0.4000
0.09	0.4000
0.1	0.4000
0.2	0.4000
0.3	0.4000
0.4	0.4000
0.5	0.4000
0.6	0.4000
0.7	0.4000
0.8	0.4000
0.9	0.3862

T	C _{sm}
1	0.3600
1.5	0.2747
2	0.2268
2.5	0.1954
3	0.1731
3.5	0.1562
4	0.1429
4.5	0.1321
5	0.1231
5.5	0.1155
6	0.1090
6.5	0.1034
7	0.0984
7.5	0.0940

En las gráficas que se presentan a continuación podemos ver la estructura deformada debido a las solicitaciones sísmicas, los parámetros empleados para el cálculo del espectro de respuesta son los siguientes:

A=0.4 Mapa de isoaceleraciones, para Piura le corresponde este valor.

U=1.5 Factor de uso e importancia

S=1.4 Parámetro de suelo.

T_p=0.9 Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

La aceleración máxima esperada es 0.4g

Estructura deformada

Combinación incluye sismo predominante en la dirección longitudinal

Response Combination Data

Response Combination Name: COMB6

Notes: Modify/Show Notes...

Combination Type: Linear Add

Define Combination of Case Results

Case Name	Case Type	Scale Factor
SISMDX	Response Spectrum	1.
SISMDX	Response Spectrum	1.
SISMDY	Response Spectrum	0.3
DEAD	Linear Static	1.25
DW	Linear Static	1.5

Add
Modify
Delete

Pr Obj 22
Pr Elm 22
U1 = 13173
U2 = 0
U3 = 0
R1 = 0
R2 = 0
R3 = 0

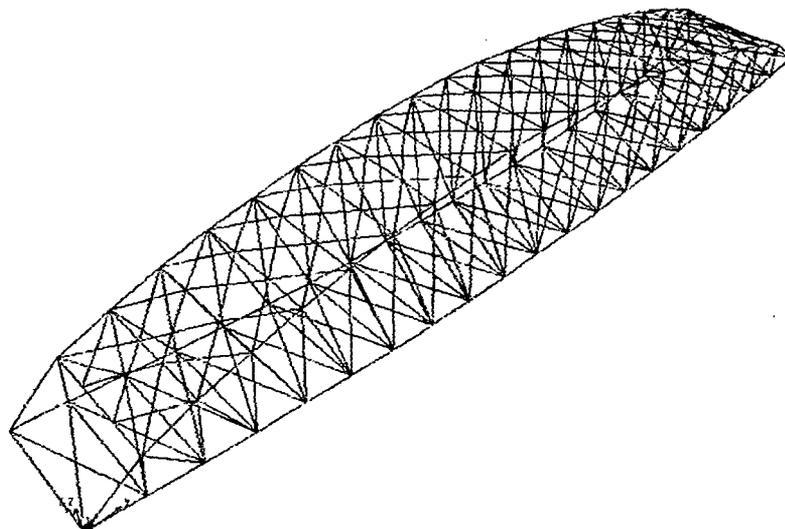


Fig. 4.1: Desplazamiento máximo por sismo en la dirección longitudinal

Desplazamiento máximo=13.2 mm

Combinación incluye sismo predominante en la dirección transversal.

Response Combination Data

Response Combination Name:

Notes:

Combination Type:

Define Combination of Case Results

Case Name	Case Type	Scale Factor
SISMOX	Response Spectrum	0.3
SISMOX	Response Spectrum	0.3
SISMOY	Response Spectrum	1.
DEAD	Linear Static	1.25
DW	Linear Static	1.5

P1 Obj: 22
 P1 Elm: 22
 U1 = 13.1132
 U2 = 0
 U3 = 0
 R1 = 0
 R2 = 0
 R3 = 0

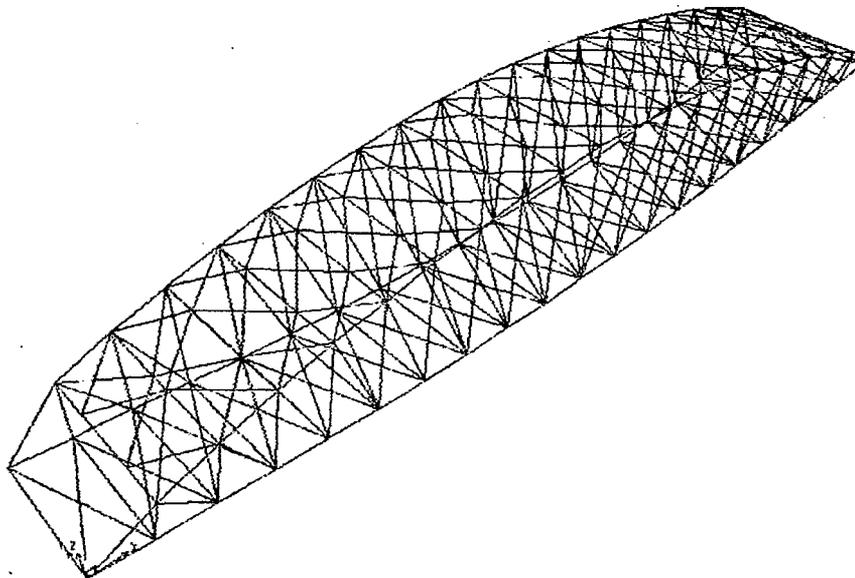


Fig. 4.2: Desplazamiento máximo por sismo en la dirección transversal

Desplazamiento máximo=13.1 mm

4.3 Normas sismorresistentes AASHTO

Las consideraciones sismorresistentes AASHTO se encuentran en el manual de diseño de puentes del MTC. Esta información está disponible en la página WEB del ministerio de transportes y comunicaciones, también es posible encontrar la versión en inglés de las normas AASHTO-LRFD más recientes que se pueden descargar en Internet correspondiente al 2007.

CAPITULO V : Costos y presupuesto, comparación de proyectos.

5.1 Metrados.

SUPERESTRUCTURA

LOSA

CONCRETO

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

Espesor de losa=0.205m

Área de losa= $150*20=3000\text{m}^2$

Concreto en losa = $3000*0.205=615\text{m}^3$

ACERO DE REFUERZO

Acero ($F_y=4200\text{ kg/cm}^2$) = 33.6kg/m^2

Acero total= $33.6*3000=100800\text{kg}$

ENCOFRADO

$(150+150+20+20)*0.21+ 150*20= 3072\text{ m}^2$

VEREDAS

CONCRETO

Concreto de vereda $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Espesor de vereda=0.15m

Área de veredas= $2.30*2*150=690\text{m}^2$

Concreto en veredas= $690*0.15=103.5\text{m}^3$

ENCOFRADO

$(150+150+2.30+2.30)*0.16+59*(2.30+2.30)*0.16= 93\text{ m}^2$

PARAPETO

CONCRETO

Concreto de vereda $f'c=210\text{kg/cm}^2$

$((0.3+0.2)/2)*1*(150+150)=75\text{m}^3$

ACERO

#3 @ 25cm horizontal y vertical

$(150/0.25+1)*1+(1/0.25+1)*150=601+750=1351\text{m}$ #3 (Densidad=0.56 kg/ml)

Peso= $1351*0.56=756.6\text{ kg}$

ENCOFRADO

$2*(150+150)*1=600\text{m}^2$

ESTRUCTURA METÁLICA

Tablero

Elemento	Cantidad	Fy (ksi)	Longitud (m)	AREA (m ²)	Peso (t)
Arriostres (1-20)	120	50	10.03	0.0138240	130.657
Largueros tramo(1-20)	180	50	7.50	0.0109250	115.763
Viga de Piso tramo(1-20)	21	50	20.00	0.0767961	253.164

Techo

Elemento	Cantidad	Fy (ksi)	Longitud (m)	AREA (m ²)	Peso (t)
Primer travesaño	2	50	20.00	0.0599040	18.807
Travesaño	19	50	20.00	0.0125440	37.414
Arriostres 1° Paño	6	50	10.76	0.0116160	5.885
Arriostres 2° Paño	6	50	10.57	0.0116160	5.783
Arriostres 3° Paño	6	50	10.42	0.0116160	5.701
Arriostres 4° Paño	6	50	10.30	0.0116160	5.636
Arriostres 5° Paño	6	50	10.21	0.0116160	5.585
Arriostres 6° Paño	6	50	10.14	0.0116160	5.546
Arriostres 7° Paño	6	50	10.09	0.0116160	5.518
Arriostres 8° Paño	6	50	10.05	0.0116160	5.500
Arriostres 9° Paño	6	50	10.04	0.0116160	5.491

Armadura principal

Elemento	Cantidad	Fy (ksi)	Longitud (m)	AREA (m ²)	Peso (t)
1	4	50	7.50	0.0919040	21.64
2	4	50	10.61	0.1948000	64.87
3	4	50	7.50	0.0234240	5.52
4	4	50	7.50	0.0919040	21.64
5	4	50	10.61	0.0234240	7.80
6	4	50	8.44	0.0919040	24.36
7	4	50	11.38	0.0234240	8.37
8	4	50	7.50	0.0919040	21.64
9	4	50	13.63	0.0234240	10.02
10	4	50	8.20	0.0919040	23.67
11	4	50	14.70	0.0234240	10.81
12	4	50	7.50	0.0919040	21.64
13	4	50	16.50	0.0234240	12.14
14	4	50	8.01	0.0919040	23.11
15	4	50	17.51	0.0196160	10.78
16	4	50	7.50	0.0919040	21.64
17	4	50	19.05	0.0234240	14.01
18	4	50	7.85	0.0919040	22.66
19	4	50	19.84	0.0196160	12.22
20	4	50	7.50	0.0919040	21.64
21	4	50	21.21	0.0234240	15.60
22	4	50	7.73	0.0919040	22.31
23	4	50	21.72	0.0196160	13.38
24	4	50	7.50	0.0919040	21.64
25	4	50	22.98	0.0196160	14.15
26	4	50	7.64	0.0919040	22.04
27	4	50	23.17	0.0196160	14.27
28	4	50	7.50	0.0919040	21.64
29	4	50	24.35	0.0196160	15.00
30	4	50	7.57	0.0919040	21.84
31	4	50	24.19	0.0196160	14.90
32	4	50	7.50	0.0919040	21.64
33	4	50	25.32	0.0196160	15.60
34	4	50	7.52	0.0919040	21.71
35	4	50	24.80	0.0234240	18.24
36	4	50	7.50	0.0919040	21.64
37	4	50	25.91	0.0196160	15.96
38	4	50	7.50	0.0919040	21.65
39	2	50	25.00	0.0234240	9.19

Peso total de la estructura metálica = 1330 toneladas de acero A709 Gr. 50W

SUBESTRUCTURA

ESTRIBO

CONCRETO

Volumen por metro lineal

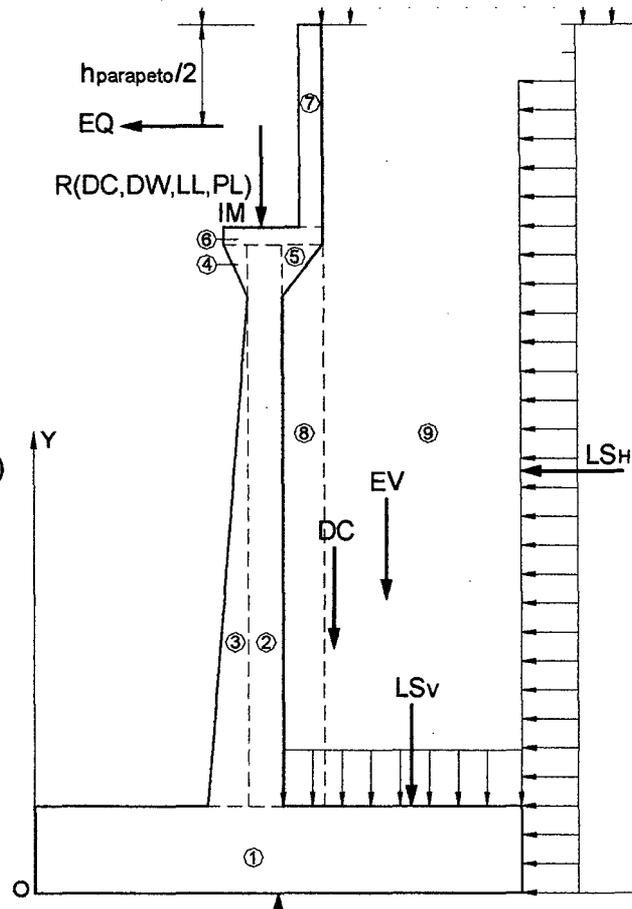
Nº	VOL. (m3)
1	7.00
2	2.72
3	2.47
Nº	VOL. (m3)
4	0.10
5	0.85
6	1.15
7	0.51

Total= 14.8 m³/ml

Volumen total=

14.8*(20+0.5+0.5+0.75+0.75)

V.T=333 m³ por estribo



CONCRETO EN ESTRIBOS

V.T.= 666m³ concreto f'c=210 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO

PANTALLA

Asvint= #8 @ 10cm L=4.5m

(22.5/0.1+1)*4.5=1017m #8 (Densidad lineal=3.97kg/ml)

Peso =3.97*1017=4037.5 kg

Asvint/2=# 8 @ 20cm L=3 m

(22.5/0.2+1)*3=341m #8 (Densidad lineal=3.97kg/ml)

Peso =3.97*341=1353.8 kg

Asvext= #6 @ 16cm L=9m

$(22.5/0.16+1)*7.5=1062.2\text{m}$ #6 (Densidad lineal=2.23 kg/ml)

Peso= 2.23*1062.2=2368.7 kg

Ash int: #5, 1@5cm, 14@25cm, 17@24cm

$(1+14+17)*22.5=720\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

Peso=720*1.552=1117.5 kg

Ash ext #5, 1@5cm, 29@12cm, 22 @19cm

$(1+29+22)*22.5=1170\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

Peso=1170*1.552=1815.8 kg

PARAPETO

Asvpar-ext= #5@24cm L=1.8m

$(22.5/0.24+1)*1.8=167.2\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

Peso=167.2*1.552=259.5 kg

Ashpar=#5@24cm L=1.8m

$(1.8/0.24+1)*22.5=191.3\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

Peso=191.3*1.552=296.9 kg

TALÓN DE LA ZAPATA

Aslsup=#5 @14cm L=4m

$(22.5/0.14+1)*4=646.9\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

Peso=646.9*1.552=1003.9 kg

Aslinf= #6@13cm L=4m

$(22.5/0.13+1)*4=696.3\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

Peso=696.3*1.552=1080.7 kg

PUNTA DE LA ZAPATA

Aslsup=#5 @14cm L=3m

$(22.5/0.14+1)*3=485.1\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

Peso=481.5*1.552=747.3 kg

Aslinf= #6@14cm L=4m

$(22.5/0.14+1)*4=646.9\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

Peso=646.9*1.552=1004 kg

Ast= #5 @14cm L=14m

$(14/0.14+1)*22.5=2272.5\text{m}$ #5 (Densidad lineal=1.552 kg/ml)

$$2272.5 \times 1.552 = 3526.9 \text{ kg}$$

Acero por estribo 17612.3 kg

Acero total = 35225 kg

ENCOFRADO

$$(9 + 1 + 7 + 1 + 9) \times 22.5 + 14.8 + 14.8 = 637.1 \text{ m}^2$$

PILOTES

36 pilotes de 0.60x0.60 por cada estribo

Longitud de pilotes=12m.

5.2 Análisis de precios unitarios.

CONCRETO $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$

Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Rendimiento m3/DIA MO. 18.0000 EQ. 18.0000 Costo unitario directo por : m3 385.97					
Mano de Obra					
TRABAJADOR 4	hh	1	0.4444	8.73	3.88
TRABAJADOR 3	hh	3	1.3333	7.46	9.95
TRABAJADOR 2	hh	3	1.3333	6.18	8.24
TRABAJADOR 1	hh	6	2.6667	4.9	13.07
					35.14
Materiales					
ACEITE PARA MOTOR SAE-30	gl		0.008	47.87	0.38
ADITIVO ACELERANTE DE FRAGUA	gl		5.66	10.63	60.17
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		10.5	23.05	242.03
GASOLINA 84 OCTANOS	gl		0.4	11.75	4.7
					307.28
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3	35.14	1.05
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	2	0.8889	2.37	2.11
MEZC. TAMBOR 18 HP 11 p3	hm	1	0.4444	7.15	3.18
					6.34
Subpartidas					
AGUA	m3		0.15	7.16	1.07
ARENA GRUESA	m3		0.5	20.71	10.36
PIEDRA CHANCADA	m3		0.8	32.23	25.78
					37.21

CONCRETO $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ Costo unitario directo por : m3 310.77
RENDIMIENTO m3/DIA MO. 20.000 EQ. 20.000

Descripción recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ	hh	1	0.4	13.13	5.25
OPERARIO	hh	1	0.4	10.94	4.38
OFICIAL	hh	2	0.8	9.82	7.86
PEON	hh	12	4.8	8.86	42.53

Materiales

					0.02
ARENA	m3		0.5	23	11.5
GRAVA	m3		0.8	48.5	38.8
AGUA	m3		0.18	7.65	1.38
ADITIVO PLASTIFICANTE	kg		2.17	5.06	10.98
CEM. PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		8.5	19.61	166.69
COMBUSTIBLES, LUBRICANTES Y FILTROS	%EQ		35	14.52	5.08

Equipos

					234.43
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3	60.02	1.8	
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	1	0.4	6.01	2.4
MEZCLADORA DE TAMBOR 18 HP 11 p3	hm	1	0.4	22.79	9.12
WINCHE DE 2 BALDES DE 350 kg Y MOTOR	hm	1	0.4	7.5	3
					16.32

ACERO DE REFUERZO $f_y=4200 \text{ KG/CM}^2$ Costo unitario directo por : kg 3.93
Rendimiento kg/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000

Descripción Unidad Cuadrilla Cantidad Precio S/. Parcial S/.

Mano de Obra

TRABAJADOR 4		0.2	0.0064	8.73	0.06
TRABAJADOR 3		1	0.032	7.46	0.24
TRABAJADOR 2		1	0.032	6.18	0.2
TRABAJADOR 1		1	0.032	4.9	0.16
					0.66

Materiales

ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.05	3.82	0.19
ACERO CORRUGADO $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg		1.05	2.85	2.99
					3.18

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3	0.66	0.02
BANCO DE TRABAJO	%MO		10	0.66	0.07
					0.09

ENCOFRADO

RENDIMIENTO M2/DIA	MO.	12.0000	EQ.	12.0000		
m2/DIA					Costo unitario directo por : m2	52.55
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio		Parcial
CAPATAZ	hh	0.1	0.0667	13.13		0.88
OPERARIO	hh	1	0.6667	10.94		7.29
OFICIAL	hh	1	0.6667	9.82		6.55
PEON	hh	1	0.6667	8.86		5.91
						20.63
Materiales						
ALAMBRE NG. RECOCIDO Nº 16	kg		0.25	3.26		0.82
CLAVOS	kg		0.5	3.26		1.63
PERNOS	kg		0.45	2.48		1.12
LACA DESMOLDEADORA	gl		0.09	53.38		4.8
MADERA TORNILLO (p2)	p2		6	2.97		17.82
TRIPLAY LUPUNA DE 4' X 8' X 19 mm	pln		0.058	73.19		4.25
PETROLEO DIESEL # 2	gl		0.1	8.59		0.86
						31.3
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3	20.63		0.62
						0.62

FABRICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA CON ACERO A709 Gr-50

Rendimiento ton/DIA MO. 3.0000 EQ. 3.0000 Costo unitario directo por : ton 7,396.54

Descripción Unid. Cuadr. Cantidad Precio S/. Parcial S/.

Mano de Obra

TÉCNICO ESPECIALISTA	hh	1	2.6667	12.68	33.81
CORTADOR	hh	2	5.3333	10.14	54.08
OFICIAL	hh	2	5.3333	9.17	48.91
PEON	hh	6	16	8.25	132.00
TÉCNICO CONTROL DE CALIDAD	hh	1	2.6667	10.14	27.04
SOLDADOR ESPECIALISTA	hh	2	5.3333	10.14	54.08
					349.92

Materiales

CONECTORES DE CORTE	und		14	10.2	142.8
CONSUMO ELÉCTRICO	glb		1	10.69	10.69
PERNOS TUERCAS Y ARANDELAS A-490	und		113	6.45	728.85
SOLDADURA	kg		80	9.5	760
OXIGENO	m3		10	13.2	132
ACETILENO	m3		3.5	40.96	143.36
DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza		2	10.31	20.62
MADERA TORNILLO (p2)	p2		15	2.51	37.65
ACERO ESTRUCTURAL GRADO 50	kg		1,050.00	4.31	4525.5
PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD	glb		1	119.25	119.25
					6,620.72

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3	349.92	10.50
MOTOSOLDADORA DE 250 AMP.	hm	2	5.3333	33.15	176.80
EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO (OXI-ACET)	hm	2	5.3333	12.4	66.13
GATAS DE 50 ton	hm	2	5.3333	9.95	53.07
TECLE DE 5 ton	hm	2	5.3333	7.1	37.87
MONTACARGA 80 HP 5TON	hm	0.5	1.3333	61.15	81.53
					425.89

ALTERNATIVA ESTRUCTURAL AL PUENTE BOLOGNESI DE PIURA UTILIZANDO UNA ARMADURA PARKER DE PERALTE VARIABLE

PINTURA ANTICORROSIVA PARA ESTRUCTURAS

Rendimiento ton/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000		Costo unitario directo por : ton 571.1			
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra					
CAPATAZ	hh	0.5	0.4	12.68	5.07
PEON	hh	2	1.6	8.25	13.2
OPERARIO ESPECIALISTA	hh	2	1.6	9.17	14.67
					32.94
Materiales					
DISOLVENTE PARA PINTURA ZINC RICH	gl		0.29	33.5	9.72
PINTURA ZINC RICH EPOXI INORGÁNICO (CPPQ)	gl		2.27	185	419.95
					429.67
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5	32.94	1.65
EQUIPO DE PINTURA ESPECIAL (AIRLESS)	hm	2	1.6	40.44	64.7
COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 175 PCM	hm	1	0.8	40.8	32.64
GRUPO ELECTROGENO 116 HP 75 KW	hm	1	0.8	11.87	9.5
					108.49

TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METÁLICA

Rendimiento ton/DIA		Costo unitario directo por : ton 309.64			
MO. 75.0000 EQ. 75.0000					
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ	hh	1	0.1067	13.13	1.4
PEON	hh	1	0.1067	8.86	0.95
					2.35
Materiales					
FLETE	ton	1	289.97	289.97	
					289.97
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	4	2.35		0.09
SEGURO DE TRANSPORTE	ton	0.005	300		1.5
CARGADOR SOBRE LLANTAS 125-155 HP 3 yd3	hm	1	0.1067	147.38	15.73
					17.32

CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE e = 2"

	Costo unitario directo por : m2				21.01
	EQ. 2,500.0000				
	MO. 2,500.0000				
RENDIMIENTO m2/DIA					
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ	hh	1	0.0032	13.13	0.04
OFICIAL	hh	3	0.0096	9.82	0.09
PEON	hh	10	0.032	8.86	0.28
					0.41

Materiales

MEZCLA ASFALTA EN CALIENTE	m3		0.0625	240	15
TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA D= 310 KM	m3		0.0625	79	4.94
					19.94

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3	0.41	0.01
RODILLO NEUMATICO AUTOPROPULSADO 81-100HP 5.5-20 ton	hm	1	0.0032	68.6	0.22
RODILLOTANDEM ESTATC.AUT 58-70 HP 8-10 ton	hm	1	0.0032	44.53	0.14
PAVIMENTADORA SOBRE ORUGAS 69 HP 10 16'	hm	1	0.0032	90.37	0.29
					0.66

FABRICACIÓN DE PILOTES

Costo unitario directo : 2981.16

Descripción Recurso	Unidad				
CONCRETO f'c=280 Kg/cm2	m3	4.32	385.97	1667.39	
ARMADURA G-60 f'y=4200 kG/CM2	kg	200	3.93	786	
PERFORACIÓN DE PILOTES	m	1	527.77	527.77	
					2981.16

MONTAJE ESTRUCTURAS METÁLICAS (INC. EMPALME EN OBRA)

Costo unitario directo por : ton 640.44

EMPALME DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	0.1	402.09	40.21	
MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	1	600.23	600.23	

5.3 Presupuesto.

PRESUPUESTO ALTERNATIVA ESTRUCTURAL AL PUENTE BOLOGNESI

	Unidad	Metrado	P.U.	Parcial
SUPERESTRUCTURA				
LOSA				
CONCRETO 280 kg/cm2	m3	615	385.97	237371.55
ACERO Fy=4200 kg/cm2	kg	100800	3.93	396144
ENCOFRADO	m2	3072	52.55	161433.6
VEREDAS				
CONCRETO 210 kg/cm2	m3	103.5	310.77	32164.695
ENCOFRADO	m2	93	52.55	4887.15
PARAPETO				
CONCRETO 210 kg/cm2	m3	75	310.77	23307.75
ACERO Fy=4200 kg/cm2	kg	756.6	3.93	2973.438
ENCOFRADO	m2	600	52.55	31530
ESTRUCTURA METALICA				
FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA A-709 GR 50	ton	1330	7396.54	9837398.2
PINTURA ANTICORROSIVA	ton	1330	571.1	759563
TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METALICA	ton	1330	309.64	411821.2
MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA	ton	1330	640.44	851785.2
CARPETA ASFALTICA 2"	m2	3000	21.01	63030
SUBESTRUCTURA				
APOYO METALICO	Und.	4	12000	48000
ESTRIBOS				
CONCRETO 210 kg/cm2	m3	666	310.77	206972.82
ACERO Fy=4200 kg/cm2	kg	35225	3.93	138434.25
ENCOFRADO	m2	637.1	52.55	33479.605
PILOTES				
FABRICACION DE PILOTES	Und.	72	2981.16	214643.52
Costo directo			S/. 13454939.98	
Gastos Generales y utilidad (28%)			S/. 3767383.19	
Subtotal			S/. 17222323.17	
IGV (19%)			S/. 3272241.40	
Presupuesto Total			S/. 20494564.57	

Son veinte millones cuatrocientos noventa y cuatro mil quinientos sesenta y cuatro y 57/100 Nuevos Soles

5.4 Comparación entre el proyecto real y el proyecto propuesto

El presupuesto para la construcción del Puente bolognesi fue de aproximadamente 23 Millones de Nuevos Soles al año 2001.

Como podemos apreciar en el presupuesto anterior el presupuesto para esta alternativa de construcción es de aproximadamente 20.5 Millones de Nuevos Soles al año 2007, teniendo en cuenta que este presupuesto se ha realizado con costos actuales. Si bien es cierto se han obviado partidas no representativas en este presupuesto, se asume que hay una compensación debido a la inflación y aumento de precios, referente al año 2001 cuando fue construido.

Por lo tanto podemos decir que este sistema estructural que emplea una armadura Parker, resulta menos costoso que el arco atirantado construido en el orden del 10%.

CAPITULO VI: Aspectos relativos a la construcción

6.1 Materiales. Especificaciones.

Aceros, según ASTM, utilizados para la construcción de puentes.

Aceros al carbono:

ASTM A709 Grado 36. Acero estructural al Carbono (con 25 Kg/mm² mínimo a la Fluencia).- ASTM A36.

Aceros de baja aleación y alta resistencia:

ASTM A709 Grado 50. Acero estructural BAAR. (con 29, 35, 42 y 45 Kg/mm² niveles mínimo de Fluencia).- ASTM A572.

ASTM A709 Grado 50W. Acero estructural BAAR resistente a la corrosión atmosférica. (Con 35 Kg/mm² mínimo a la Fluencia).-ASTM A588.

ASTM A709 Grado 70W. Acero estructural BAAR resistente a la corrosión atmosférica. (con 49 Kg/mm² mínimo a la Fluencia).- ASTM A852.

Aceros aleados:

ASTM A709 Grado. Acero tratado térmicamente de alta resistencia. (Con 70 Kg/mm² mínimo a la Fluencia).- ASTM A514.

El acero a emplear corresponde al ASTM A709 G50W

Tipos de pernos ASTM y propiedades					
Designación ASTM	Rango del diámetro [inch]	Carga de prueba [kpsi]	Esfuerzo de ruptura [kpsi]	Material	Marcado de la cabeza
A307	¼ a 4			Acero de bajo carbono	
A325 tipo 1	½ a 1 1⅛ a 1½	85 74	120 105	Acero al carbono, Templado y Revenido	
A325 tipo 2	½ a 1 1⅛ a 1½	85 74	120 105	Acero de bajo carbono martensítico, Templado y Revenido	
A325 tipo 3	½ a 1 1⅛ a 1½	85 74	120 105	Acero recubierto, Templado y Revenido	
A354 grado BC				Acero aleado, Templado y Revenido	
A354 grado BD	¼ a 4	120	150	Acero aleado, Templado y Revenido	
A449	¼ a 1 1⅛ a 1½ 1¾ a 3	85 74 55	120...	Acero al carbono, Templado y Revenido	
A490 tipo 1	½ a 1½	120	150	Acero aleado, Templado y Revenido	
A490 tipo 3				Acero recubierto, Templado y Revenido	

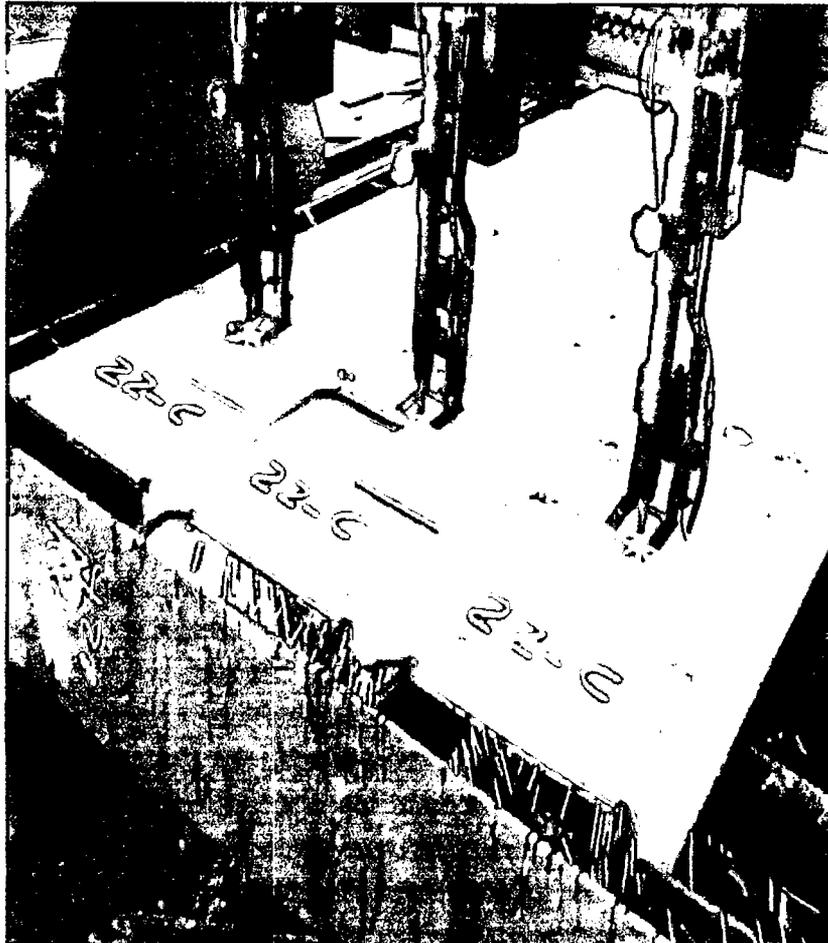
Los pernos a utilizar corresponden al ASTM A-490 tipo 1.

6.2 Fabricación de la estructura metálica

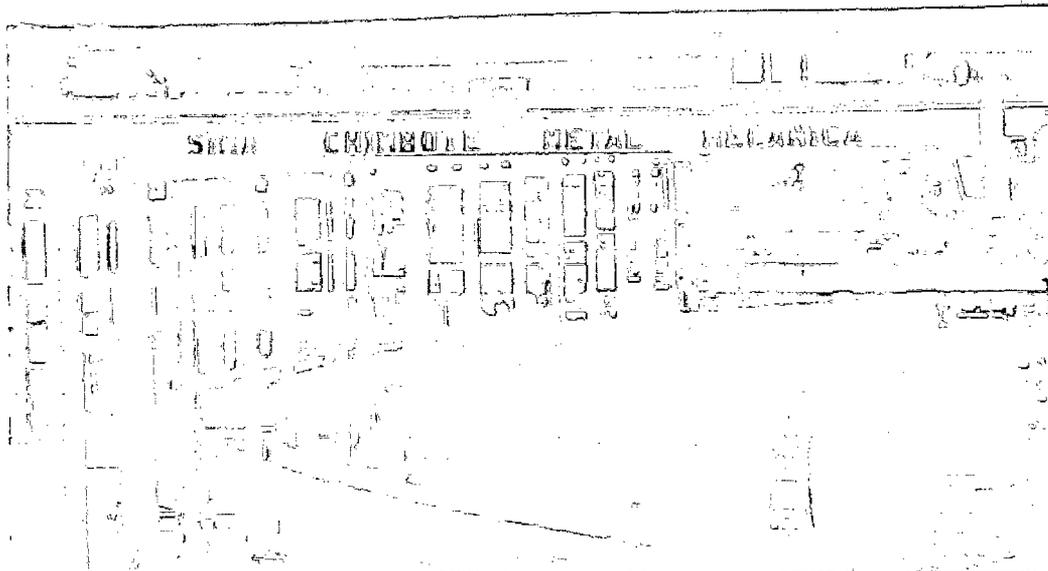
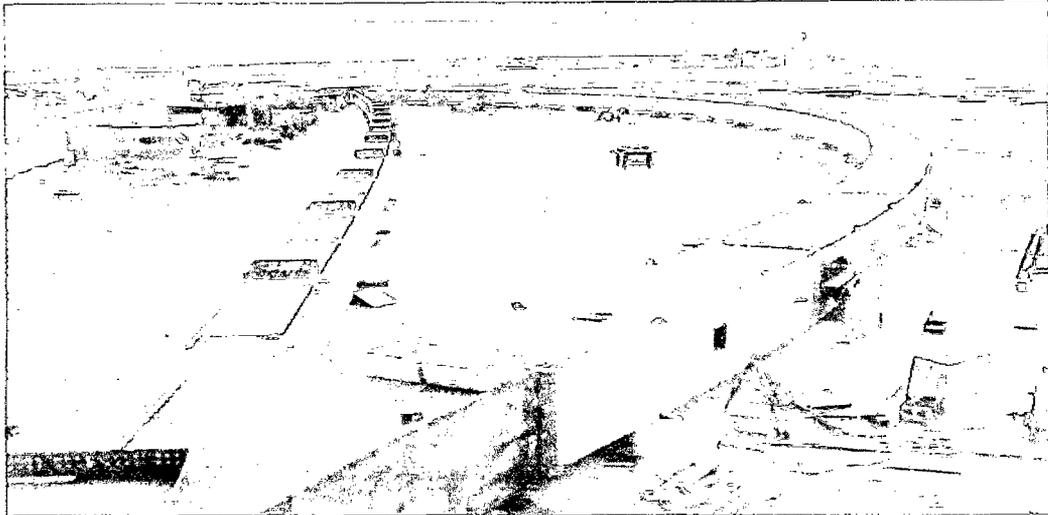
La fabricación de la estructura metálica se realizará en Chimbote en la base del servicio industrial de la marina SIMA-CHIMBOTE, el acero a utilizar será el SIDERPERU ASTM 709 Gr.50. A continuación se muestran fotos de lo que fue la fabricación de la estructura metálica del Puente Bolognesi.

Referencia: Presentación final del puente Bolognesi-C. Lotti & Associati.





ALTERNATIVA ESTRUCTURAL AL PUENTE BOLOGNESI DE PIURA UTILIZANDO UNA ARMADURA PARKER DE PERALTE VARIABLE



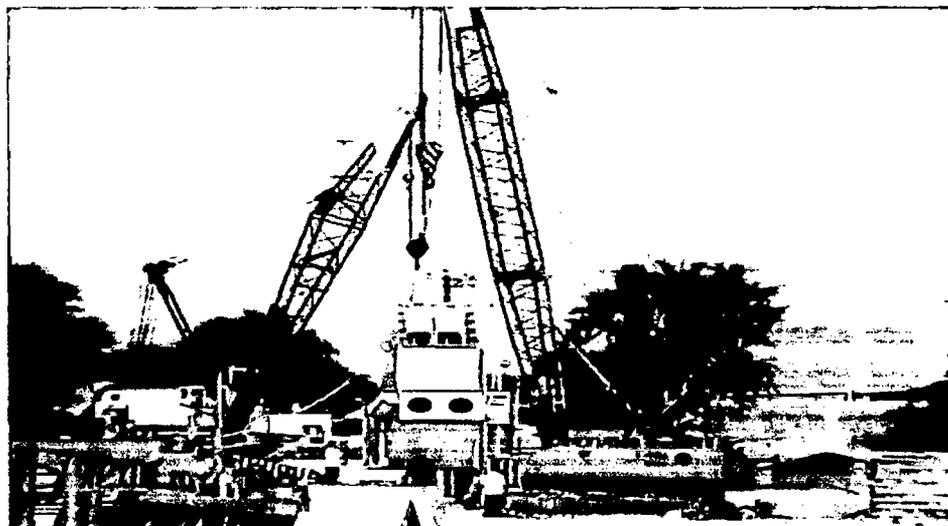
ALTERNATIVA ESTRUCTURAL AL PUENTE BOLOGNESI DE PIURA UTILIZANDO UNA ARMADURA PARKER DE PERALTE VARIABLE

6.2 Montaje de la estructura metálica. Equipos y procedimientos

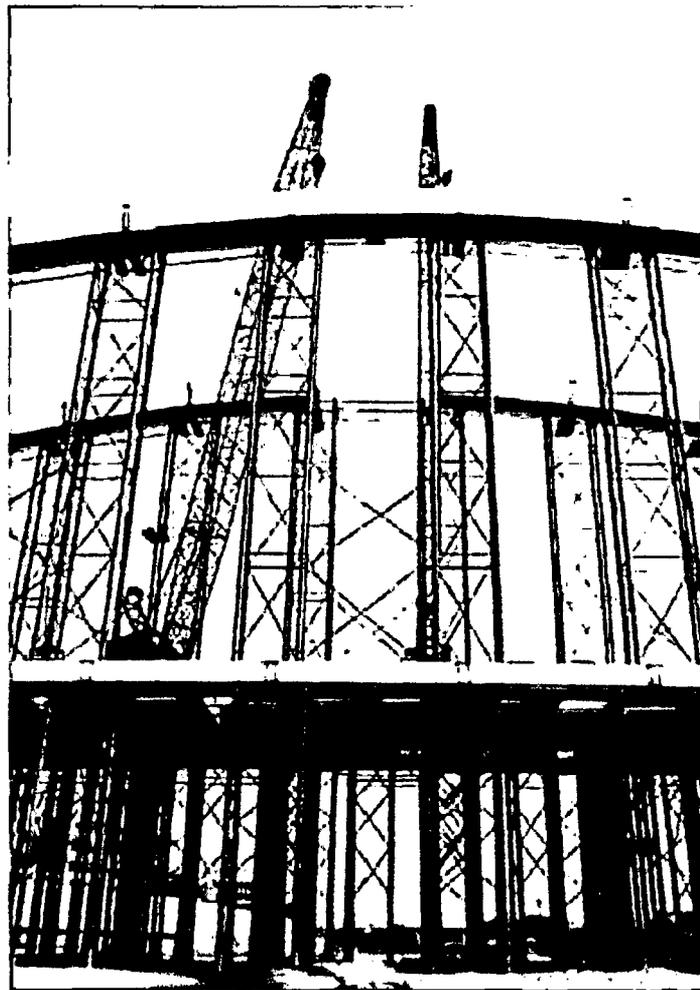
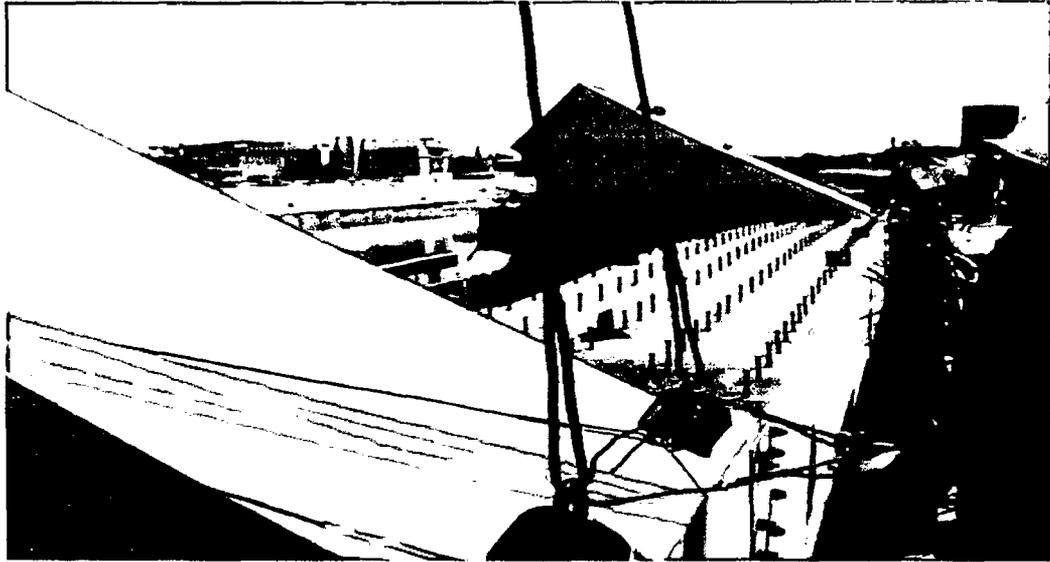
EL montaje de la estructura metálica se realizará utilizando un falso puente y también aprovechando los pilares que aún existen del Puente Bolognesi que colapsó, esto permite un ahorro en la erección del falso puente.



Para el izaje de la estructura se emplean grandes grúas como las que se muestran en la foto siguiente.



La figura siguiente muestra el izaje de una de las estructuras en la erección del Arco atirantado del actual Puente Bolognesi.



ALTERNATIVA ESTRUCTURAL AL PUENTE BOLOGNESI DE PIURA UTILIZANDO UNA ARMADURA PARKER DE PERALTE VARIABLE

CONCLUSIONES

Concluido el diseño del puente reticulado se puede decir que la metodología del LRFD permite una mejor aproximación, ya que se aplica un factor por cada tipo de carga, además toma en cuenta la importancia de la estructura, y los resultados se encuentran en un rango muy aceptable, sin llegar a ser muy conservadores, lo que permite un ahorro significativo en el costo total.

Se ahorra mucho peso cuando las secciones del tablero se trabajan como sección compuesta, este ahorro está en el orden del 70% aproximadamente, lo cual indica que es preferible trabajar las secciones de acero como sección compuesta.

El análisis de puentes de armadura generalmente se hace asumiendo que los nudos no son rígidos y por lo tanto solo trabajan por carga axial, esta asunción puede llevar a resultados no convenientes ya que la estructura en realidad presenta cierta rigidez en los nudos, el análisis tridimensional utilizando el SAP2000 y considerando rigidez en los nudos en el orden del 20% lleva a una mejor aproximación en el cálculo de la estructura.

En estructuras irregulares como este tipo de puente un análisis multi-modal espectral es lo mínimo que se debe aplicar para un diseño sismorresistente, ya que con la presencia de varios modos de vibración se representa mejor el comportamiento dinámico de la estructura.

Como se observo en el presupuesto comparativo este tipo de puente reticulado curvo resulta menos costoso que el arco atirantado existente, pintando de azul la brida superior e inferior y pintando las diagonales de un gris muy claro como el cielo de Lima este tipo de puente tendrá la apariencia de un arco y no de armadura, logrando el efecto deseado.

RECOMENDACIONES

Ya que actualmente existe un Manual de Diseño de Puentes el cual está basado en las normas americanas, se recomienda actualizar dicho manual a las últimas versiones de la AASHTO.

Debido a la geografía y condiciones cambiantes de nuestro territorio, se debería hacer un estudio de zonas críticas para cada departamento, de esta manera tener parámetros confiables para el diseño de estructuras de acero como son los puentes de armadura.

Cada departamento tiene sus propios recursos, se debería construir estructuras de acuerdo a los recursos con los que se cuenta para así disminuir costos en los proyectos que se realice.

Teniendo en cuenta que nuestro país se encuentra en una zona con actividad sísmica alta se debería estandarizar un espectro de respuesta específico para puentes en cada departamento. Con esto se podrían mejorar los análisis dinámicos que se realizan para chequear el comportamiento de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

Autor: Barker, Richard M. y Puckett, Jay A.

Título: "Design of Highway Bridges, Based on AASHTO LRFD Bridge Design Specifications".

Edición N° 1

Editorial: John Wiley y Sons, Inc.

Lugar de la publicación: New York, U.S.A.

Año: 1997

Autor: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Título: "Manual de Diseño de Puentes".

Edición N° 2

Editorial: Fondo Editorial ICG.

Lugar de la publicación: San Isidro Lima, Perú.

Año: 2005

Autor: Xanthakos; Petro P.

Título: "Bridge Substructure and Foundation Design".

Edición N° 1

Editorial: Prince-Hall, Inc.

Lugar de la publicación: New Jersey, U.S.A.

Año: 1995

Autor: Brockenbrough & Merritt

Título: Steel Designer's Handbook.

Edición N° 3

Editorial: McGraw Hill

Lugar de la publicación: Pittsburg, Pensilvania U.S.A.

Año: 1999

Autor: Proyecto PNUD, Universidad Nacional de Piura, Universidad de Piura.

Título: Estudio para el tratamiento integral del río Piura.

Edición N° 1

Editorial: CTAR PIURA

Lugar de la publicación: Piura, Perú.

Año: 2000

Autor: Braja M. Das

Título: Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Edición N° 4

Editorial: Internacional Thomson Editores

Lugar de la publicación: California State University, Sacramento.

Año: 1999

ANEXOS

A1 Planos.