

10  
25



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON

"ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTE ARMADURA  
DE ACERO PARA FERROCARRIL"

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A  
**RUBEN DIAZ GARCIA**



27/11/29

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEX. FEBRERO 1999

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

PAG INACION

DISCONTINUA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 8 de febrero del año en curso, por la que se comunica que el alumno RUBÉN DÍAZ GARCÍA, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "ANÁLISIS Y DISEÑO DE PUENTE ARMADURA DE ACERO PARA FERROCARRIL", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 9 de febrero de 1999  
EL SECRETARIO

Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.  
c c p Interesado.

AIR/vr

## AGRADECIMIENTOS

A la memoria de mi padre.

A mi madre.

A mi hermano Luis.

A mis hermanos, María del Refugio, Fernando y Guadalupe.

Al recuerdo de mi hermano Martín.

A mis amigos.

A quienes confiaron en mí.

# INDICE

Introducción.	3
Capítulo 1. Geometría de armadura.	
1.1 Geometría de armadura de acero estructural.	8
Capítulo 2. Análisis de cargas.	
2.1 Carga muerta.	10
2.2 Carga viva.	10
2.3 Cargas de viento.	11
2.3.1 Viento actuando sobre puente cargado.	12
2.3.2 Viento sobre puente descargado.	12
2.4 Cargas debidas por fuerza longitudinal.	13
Capítulo 3. Análisis de armadura.	
3.1 Análisis de armadura por carga muerta. Carga muerta según Waddell.	15
3.2 Análisis por carga viva.	15
3.3 Análisis por viento.	16
3.3.1 Cargas por efecto del viento para puente cargado.	16
3.3.2 Cargas por efecto del viento para puente descargado.	17
3.4 Análisis por cargas generadas por fuerza longitudinal.	17
3.5 Combinación de cargas.	18
Capítulo 4. Diseño de piso y contraventeo lateral.	
4.1 Sistema de piso del puente.	22
4.2 Diseño de largueros.	22
4.2.1 Contraventeo.	25
4.2.2 Elemento superior de contraventeo.	26
4.2.3 Diagonal superior.	26
4.2.4 Diagonal vertical.	26
4.3 Atiesadores del apoyo.	26
4.3.1 Atiesadores intermedios del larguero.	27
4.4 Revisión de la deflexión máxima del larguero.	27
4.5 Diseño de conexiones del larguero.	28
4.6 Diseño de viga de piso.	29
4.6.1 Diseño de elementos de pieza de puente.	30
4.6.2 Revisión de los esfuerzos máximos, en la pieza de puente.	31
4.6.3 Diseño de atiesadores de apoyo intermedios de pieza de puente.	33
4.7 Diseño de contraventeo lateral	35
4.7.1 Consideraciones.	35
4.7.2 Análisis de contraventeo vertical. Portal Intermedio.	36
4.7.3 Diseño de elementos de contraventeo intermedio.	37
4.7.4 Contraventeo vertical. Portal Exterior.	38
4.7.5 Diseño de elementos de contraventeo lateral. Portal Exterior.	39
4.8 Diseño de contraventeo horizontal.	40
4.8.1 Diseño de elementos de contraventeo horizontal. Plano cuerda superior.	40
4.8.2 Diseño de elementos de contraventeo horizontal. Plano cuerda inferior.	42
Capítulo 5. Proposición y diseño de elementos de armadura.	
5.1.1 Diseño de elementos de la armadura. Cuerda superior.	43
5.1.2 Diseño de elementos de la armadura. Cuerda inferior.	43
5.1.3 Diseño de elementos de armadura. Postes exteriores.	44
5.1.4 Diseño de elementos de armadura. Diagonales principales.	44
5.1.5 Diseño de elementos de armadura. Diagonales intermedias.	45
5.1.6 Diseño de elementos de armadura. Diagonales intermedias.	45

## INDICE

5.1.7	Diseño de elementos de armadura. Postes intermedios.	45
5.1.8	Diseño de elementos de armadura. Postes intermedios.	46
5.1.9	Diseño de elementos de armadura. Montantes e intermedios.	46
5.2	Revisión de esfuerzos combinados. Columnas.	47
5.2.1	Revisión de esfuerzos combinados para la condición de puente descargado.	48
5.2.2	Revisión de esfuerzos combinados. Condición de puente cargado.	49
5.3	Revisión de esfuerzos combinados. Postes exteriores.	50
5.3.1	Revisión de esfuerzos combinados para puente descargado.	52
5.3.2	Revisión de esfuerzos combinados para puente cargado.	52
5.4	Estimación de carga muerta real de armadura.	53
Capítulo 6. Conexiones para armadura.		
6.1	Análisis y diseño de conexión tipo A.	56
6.2	Análisis y diseño de conexión tipo B.	57
6.3	Análisis y diseño de conexión tipo C.	58
6.4	Análisis y diseño de conexión tipo D.	59
6.5	Análisis y diseño de conexión tipo E.	60
Tablas y Anexos.		
Anexo 1: secciones definitivas para armadura de puente.		63
Anexo 2: secciones de sistema de piso y contraventeo.		65
Anexo 3: tabla de carga Cooper E-80.		66
Anexo 4: esfuerzos permisibles para sujetadores.		67
Tabla A': comparación carga viva.		68
Tabla A: resumen análisis de armadura.		69
Tabla B: resumen combinación de cargas.		70
Tabla C: resumen de resultados de carga muerta real.		71
Tabla D: Combinación de cargas.		72
Tabla E: análisis para contraflecha.		73
Plano no. 1: Conjunto de armadura.		
Plano no. 2: Pieza de puente.		
Plano no. 3: Sistema de piso. Largueros.		
Plano no. 4: Portales.		
Plano no. 5: Conexiones de armadura.		
Bibliografía.		74

## INTRODUCCION.

### Breve semblanza.

Por miles de años el hombre ha podido salvar espacios infranqueables - ríos, desfiladeros y barrancos- gracias a los diferentes tipos de puentes. Algunas ciudades no pueden concebirse sin sus puentes : El Cairo, Londres, Moscú, Nueva York, Sydney, México y muchas otras. Los puentes tienen efectivamente una larga historia.

Hace más de dos mil quinientos años, la reina Nitócris de Babilonia mandó construir un puente sobre el río Eufrates. Con maderos, ladrillos cocidos y bloques de piedra como materiales de construcción, hierro y plomo como argamasa, Nitócris levantó un puente sobre uno de los ríos más famosos de la antigüedad.

Los puentes han influido en el curso de la historia. Cuando el rey Darío el Grande de Persis emprendió su campaña militar contra los escitas, quiso tomar la ruta terrestre más rápida posible desde Asia hasta Europa, lo que implicaba conducir a su ejército de 600,000 hombres a través del estrecho de Bósforo. Era peligroso cruzarlo en barca debido a la espesa niebla y las corrientes traicioneras, de modo que Darío construyó un puente flotante de 900 m de longitud enlazando barcas en cadena. Hoy en día ese cruce tarda dos minutos en recorrer por automóvil, usando los puentes que hay en Estambul , hoy Turquía.

En tiempos bíblicos, fue cuando el rey Nabucodonosor de Babilonia sitió la ciudad insular de Tiro. Durante trece años intentó conquistarla. La ciudad sería tomada hasta trescientos años después cuando Alejandro Magno construyó un terraplén desde la costa hasta la isla.

En el siglo I , todos los caminos llevan a Roma, pero los romanos necesitaban puentes así como caminos, para mantener la cohesión del imperio. Valiéndose de rocas de hasta ocho toneladas, los ingenieros romanos edificaron puentes de arco también diseñados que algunos todavía permanecen hoy en día. Los mismos acueductos y viaductos también eran puentes en realidad.

En la Edad Media, los puentes sirvieron a veces de fortalezas. En el año 944, los sajones construyeron en Londres un puente de madera sobre el río Támesis para protegerse de un ataque de los daneses. Casi tres siglos después fue reemplazado por el antiguo puente de Londres, recordando en las páginas de la historia y en cantos infantiles. Cuando la reina Isabel I ascendió al trono de Inglaterra, el puente de Londres se había convertido en uno de los centros de la vida social urbana, ya que se cobraba por el paso de personas y mercancías.

En el continente americano, los Incas los hacían con cuerdas. El puente de San Luis Rey sobre el río peruano Apurímac. Los incas fabricaron cables del grosor de una persona retorciendo juntas las fibras de cierta planta, los apoyaron sobre pilares de piedra y los tendieron por encima del río. Después de asegurarlos por sus extremos, suspendieron



## INTRODUCCION.

una plataforma de tablonos por la que se podía transitar. Había equipos de mantenimiento que reemplazaban los cables cada dos años. También construido y mantenido el puente duró quinientos años.

El caso particular del México antiguo, los nómadas que cruzaron el Estrecho de Bering fortuitamente emplearon puentes naturales, surgiendo el puente de arco; es decir, por un agujero practicado accidentalmente en una cortina de enrocamiento natural, el puente colgante aprovechando las lianas enlazadas en los grandes árboles de bosques y selvas y el puente de vigas formado por un tronco atravesado sobre el obstáculo.

La llegada de los conquistadores españoles los hizo observar verdaderos alardes técnicos en los caminos de terracería que comunicaban las periferias del lago hacia la gran ciudad de Tenochtitlan. En el cruce de los canales con las calzadas y diques había puentes de madera con estacas a manera de pilotes para afianzar los terraplenes de las calzadas y soportar las vigas o troncos de árbol que soportaban el paso de peatones, y el paso del agua por debajo de la estructura. Obras atribuidas al Rey Chimalpopoca, tercer Monarca de los Aztecas.

Aunque no se conocía el arco como sistema estructural que permite la utilización de la piedra trabajando exclusivamente a compresión para salvar los claros. El arco maya conocido como "arco falso" representa la máxima aproximación de los pueblos americanos al arco romano.

Durante la época virreinal destaca el establecimiento de comunicaciones para explotar las minas, la agricultura, abastecimiento y defensa de las nuevas ciudades dispersas en vastísimos territorios. Con la técnica del arco no sólo se construyeron puentes, también acueductos. Uno de los más notables concluido en 1735 es el localizado en la ciudad de Querétaro, obra de Juan Antonio de Urrutia y Aranas. El puente de La Venta obra del arq. Pedro de Arrieta da acceso a la ciudad de San Juan del Río y concluido en febrero de 1710. Uno más es el puente sobre el río La Laja en Celaya concluido en 1809 obra del arq. Tres Guerras.

Las condiciones de "guerra civil" durante el México Independiente limitó de sobre manera la construcción de puentes. Consolidada la República en 1867, es el Presidente Benito Juarez quién asigna fondos federales para la construcción y conservación de carreteras continuando con la tradición de puentes de cantera. Uno de esos puentes es el de Lagos de Moreno concluido en 1857 formado por cuatro arcos de 16m de claro y 5m de flecha y cuya anécdota dice: "Este puente se hizo en Lagos y se pasa por arriba".

Fué hasta 1837 cuando se dió la primera concesión para la construcción de la vía de ferrocarril de México-Veracruz. Durante el régimen de Maximiliano los primeros 140km de vía se consesionaron a una empresa inglesa entre México-Apizaco. La conclusión de la vía se dió hasta el 1 de enero de 1873.

## INTRODUCCION.

Con la invención de la locomotora de vapor se dió ímpetu a la proyección y construcción de puentes. Las rutas más convincentes para el ferrocarril por lo general atravesaban amplios canales y profundos desfiladeros. Los puentes de hierro fundido satisficieron la necesidad por un tiempo. Uno de los puentes más espectaculares del siglo XIX es el puente colgante del estrecho de Menai, en el norte del País de Gales, proyectado por el ingeniero escocés Thomas Telford y terminado en 1826; con una longitud de 176m y todavía en uso. A finales del siglo XIX empezó a fabricarse el acero, material de propiedades idóneas para la construcción de puentes más largos y seguros.

De vuelta en México. Estos puentes "modernos" se diseñaban con los conocimientos de resistencia de materiales y del cálculo estructural : puentes de ingeniería. Se diseñaban por tanteos a escala natural con puentes provisionales de madera que daban a los ingenieros el éxito o cambio del puente. El acero en esta época permitió construir puentes de armadura o tipo viaducto en los que los elementos estructurales trabajan a esfuerzos directos de compresión ó tensión y ocasionalmente sollicitaciones por flexión. Para el siglo XIX el puente ferroviario más famoso es el de la Barranca de Metlac (plasmado en un lienzo por José María Velasco); a fines de ese siglo, uno de los primeros puentes "carreteros" es el puente colgante sobre el río Grijalva cerca de Tuxtla Gutierrez, Chiapas. Otro es el primer puente Tasquillo en el estado de Hidalgo.

Ya en pleno siglo XX y con la recién creada Comisión Nacional de Caminos en 1925, y en especial las carreteras México-Toluca, México-Puebla y México-Cuernavaca. Dieron sitio al esfuerzo estoico para adaptarse, asimilarse y comprender el proceso de diseño de un proyecto carretero realizado por ingenieros mexicanos. Hacia 1930 es el puente Tasquillo en la carretera México-Laredo uno de los más notables.

Con la "independencia" tecnológica del país, los puentes de concreto reforzado se vuelven factibles al tener laboratorios de prueba para concretos de mayor resistencia, y del desarrollo de las siderúrgicas para proporcionar los aceros. En 1954 el Puente Belisario Domínguez viene a sustituir al puente sobre el río Grijalva. De 1953 el puente Zaragoza sobre el río Catarina en la ciudad de Monterrey, obra exclusiva de mexicanos; el puente sobre el río Tuxpan, Veracruz empleando el método de dovelas. El puente del río Coatzacoalcos de vigas prefabricadas presforzadas comprende vía carretera y de ferrocarril y con casi mil metros de longitud. El puente Chinipas de armadura de tres tramos y uniones remachadas y soldadas del ferrocarril Chihuahua- Pacífico. El puente Tuxtepec con presfuerzo exterior, con losas de concreto sobre traveses de acero soldadas y presforzadas. Los puentes Fernando Espinosa y Mariano García Sela con sistema de piso de placa ortrópica.

La realización de estudios geoténicos para puentes inició a mediados de los 40's con la construcción de puentes del Ferrocarril del Sureste. El uso de cilindros hincados por el método del pozo indio donde circundaba el agua se empleó en el puente Martínez de la Torre, Veracruz. De los puentes atriantados Antonio Dovalí Jaime y el Tampico, destacan sus cimentaciones; en el primero se utilizaron pilas de cimentación de gran

## INTRODUCCION.

diámetro y en el segundo se hincó un cilindro elíptico de 13m de  $\varnothing$  mayor a 60m de profundidad dimensiones récords para cimientos en México.

En los 80's y 90's destacan : el puente ferroviario Metlac con sistema de dovelas en doble voladizo con longitud de 430m y altura de pilas de 130m. En la carretera entre Guadalajara y Colima están los puentes Barranca de Beltrán y el viaducto Pialla del sistema Javier Barrios Sierra. De la vía férrea México-Querétaro son el viaducto Tula y el puente Tula, con longitudes de 616m y 839m en ambas partes. El puente La Marquesa en la carretera México-Toluca, estructura de dos cuerpos ya que ésta se localiza en una curva horizontal. Otros puentes atirantados son el Antonio Dovali Jaime de la carretera costera del Golfo con 1170m y claro de 698m compuesto de siete claros y una altura de 99m. El puente Tampico sobre el río Panuco cuyo claro máximo es de 360m y la porción central es un cajón metálico ortrópico de 293.5m longitud construidos con el sistema de doble voladizo. Uno de los más recientes corresponde a la autopista del Sol y es el puente Solidaridad. A la entrada en vigor del Tratado de Libre Comercio, México ingresa a los más rígidos estándares de diseño en ingeniería, demostrando una gran capacidad de conocimiento y acción que lo ponen entre las mejores del mundo y prueba de ella es este breve recorrido de los puentes en particular.

Conociendo los conceptos de superestructura y subestructura. Existen siete tipos diferentes de estructura para puentes, los más conocidos son: puentes de vigas, puentes de vigas en celosía, de arco, atirantados, puentes móviles, puentes en voladizo y los puentes colgantes. A su vez éstos pueden clasificarse de acuerdo a:

- Por la posición de la carga viva:

Paso superior.

Paso a través.

Paso inferior.

- Por su trabajo estructural:

Isostáticos interior y exteriormente.

Libremente apoyados.

Gerber.

Arcos articulados.

Hiperestáticos interior y exteriormente.

Vigas continuas.

Arcos triarticulados.

Arcos atirantados.

Arcos empotrados.

Marcos.

## INTRODUCCION.

-Por los materiales de que están contruidos:

Mampostería.

Concreto armado o preesforzado.

Acero.

Madera.

El puente que se cita para su análisis y diseño, se localiza en la línea ferroviaria Guadalajara-Nogales, a la salida del denominado Túnel 22 y que sustituirá un cuerpo de terraplén, en que las condiciones topográficas del sitio y del terreno natural son inestables; es importante citar que el tema en cuestión es el análisis y diseño del claro proponiendo una armadura de paso inferior tipo Pratt, con lo cual el análisis y diseño de los estribos y otros aspectos relacionados con empuje de tierras y presión del agua debida al caudal de una corriente temporal quedan omitidos en este trabajo. Por ello se propone una solución técnica satisfactoria, dado que la línea férrea comunica una zona importante del Ferrocarril del Pacifico.

## CAPITULO 1. GEOMETRIA DE ARMADURA

El presente análisis de la armadura de acero para una vía de ferrocarril, cuyo claro es de 200 ft. Tipo PRATT de paso inferior, la carga viva para su respectivo análisis es la carga COOPER E-80. De acuerdo a la nueva sollicitación de carga viva según las especificaciones AREA.

Las cargas COOPER fueron propuestas por el Sr. Theodore Cooper en 1894. Las cargas más comunes eran : la E-50, E-60, E-72; actualmente se solicitan las cargas E-80 y E-110 recomendadas por las especificaciones AREA.

Se analizarán las secciones para un riel bajo cargas sin impacto, para posteriormente efectuar las combinaciones de carga.

La armadura estará simplemente apoyada y cumplirá con las condiciones de equilibrio exterior e interiormente, es decir, se trata de una estructura isostática.

### 1.1 Geometría general de armadura de acero estructural.

La definición del **gálibo** o distancia libre que debe permanecer en todos los diseños del puente, es el espacio que ocupa un ferrocarril en una vía en tangente. Véase la figura 1.2. correspondiente.

Separación transversal entre armaduras:

$$S=L/20= 200\text{ft}/20= 10 \text{ ft}$$

Se recomienda la siguiente separación entre armaduras.

$$S= A + 2b + \text{ancho del poste más grueso} \quad , b \text{ ancho de banquetta en ft.}$$

A ancho del gálibo en ft.

$$S = 16\text{ft} + 2(2) = 20\text{ft} \text{ ,que será el dato definitivo para cálculos posteriores.}$$

Cómo se dijo anteriormente el peralte de la armadura para puentes de un solo claro varía por lo común entre 1/5 y 1/8 del claro. La especificación AREA establece como peralte mínimo de la armadura 1/10 del claro. Pero deberá considerarse la altura del contraventeo vertical ubicado en los portales exterior e interior de la armadura, el cual tendrá una altura mínima o mayor a 1.50m en cada nodo intermedio.

Peralte mínimo de la armadura :

$$h= L / 10= 200\text{ft}/10= 20\text{ft}$$

Se empleará.

$$h = \text{alt. contraventeo port.} + \text{alt. gálibo} + \text{alt. pieza de puente.}$$

# CAPITULO I. GEOMETRIA DE ARMADURA

$$h = 8 + 22 + 6 = 36\text{ft}$$

Veáse figuras 1.1 y 1.2 respectivamente.

FIGURA 1.1  
CORTE TRANSVERSAL DE ARMADURA

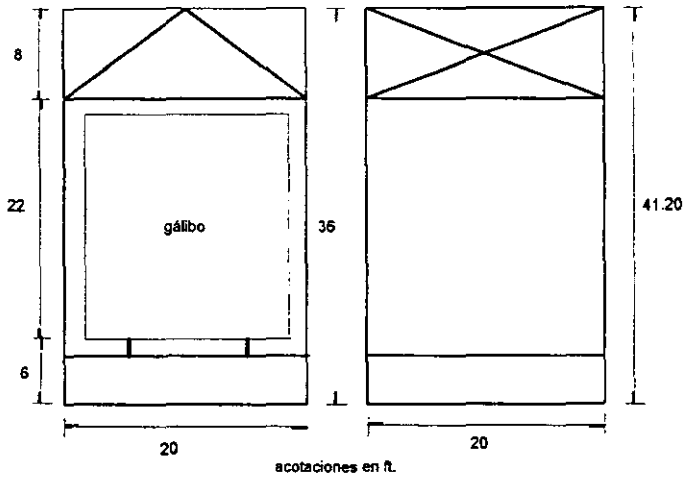
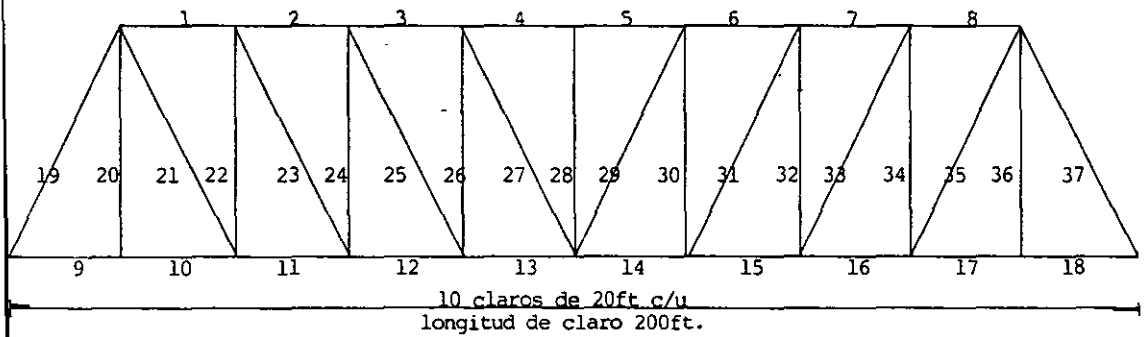


FIGURA 1.2  
GEOMETRIA GENERAL DE ARMADURA



## CAPITULO 2. ANALISIS DE CARGAS.

La función principal de un puente es la de soportar el tránsito de vehículos o de otro tipo sobre un cruce, que puede ser un río, una barranca, o bien otra línea de tránsito. Además de servir su objeto específico en forma segura y económica, un puente debe diseñarse estéticamente de modo que armonice y enriquezca la belleza de sus alrededores.

### 2.1 Carga muerta.

La componen dos partes, la correspondiente al piso y la correspondiente a la estructura principal en sí. El peso del piso se puede obtener haciendo un previo análisis, a la carga en cuestión la componen los durmientes, las vías, los largueros y las vigas de piso, o piezas de puente.

Quizá los datos más completos acerca del peso de estructuras para puentes fueron presentadas por J.A.L. Waddell en su libro " Bridge Engineering - Wiley 1961". En éstas aparecen un conjunto de gráficas, basadas en esfuerzos permisibles de 1120 kg/cm<sup>2</sup>. Para puentes de armaduras, presenta una serie de fórmulas para distintos tipos y proporcionan el peso  $W$  en lb/ft como función de la carga total  $P$  en kips/ft y del claro  $L$  en ft lineales.

Se calcula como:

$$p_m = 0.180 + p(L-50)/1480$$

$$\text{donde: } L = 200\text{ft}$$

$$p = 8.0 \text{ kips/ft}$$

$$p_m = 0.180 + 8.0(200-50)/1480$$

$$p_m = 1.475 \text{ ton/m}$$

Véase figura 3.1 en el Capítulo 3.

### 2.2 Carga viva e impacto.

Parece obvio que los puentes se diseñan para las cargas vivas reales, en la práctica resulta difícil de lograr, ya que hay gran gama de vehículos. Por ello los puentes se diseñan para cargas "standard", que son representativas de los vehículos considerados normalmente como máximos.

Como ya se mencionó anteriormente la carga viva para ferrocarriles están dadas por las desarrolladas por el sr. Theodore Cooper. La carga Cooper E-80 la componen dos locomotoras pesadas enganchadas entre sí, seguidas cada una de ellas por un tónder, y arrastrando juntas un tren de carros de una determinada intensidad de carga uniforme.

## CAPITULO 2. ANALISIS DE CARGAS.

El impacto de un tren en movimiento se expresa generalmente como un porcentaje de la carga viva estática. Las especificaciones AREA establecen:

A las cargas especificadas, se agregarán las fuerzas de impacto, aplicadas en el hongo del riel y distribuidas de ahí a los miembros de soporte comprendiendo: a) el efecto de balanceo. Son las fuerzas verticales debidas al balanceo del tren de lado a lado, que actúan hacia abajo en un riel y hacia arriba en el otro, con un valor del 10% de las cargas de los ejes. b) efecto vertical directo. Son fuerzas hacia abajo, distribuidas igualmente en los dos rieles y que actúan normales al plano de los rieles debidas, en el caso de la locomotora, al martilleo, a las irregularidades de la vía y al efecto de la velocidad e impacto del ferrocarril.

Se calcula como:

$$I = 100 / S + 16 + 600 / (L - 30) \quad \text{donde: } S = 20\text{ft distancia entre portales.}$$

$$I = 100 / 20 + 16 + 600 / (200 - 30) \quad L = 200\text{ft claro libre}$$

$$I = 24.53 \%$$

Las cargas de los ejes tipos para la Cooper E-80 son:

40 kip                      Dichas cargas son las representativas y pueden consultarse en las figuras 3.2.1 y 3.2.2 del capítulo 3.

52 kip

80 kip

8.0 kip/ft

### 2.3. Cargas de viento. (1)

Probablemente es más incierta la acción del viento sobre los puentes que las magnitudes de las cargas verticales. El contraventeo lateral y los arriostramientos contra el desplazamiento lateral de dichos puentes deben poseer una rigidez razonable, y no es probable que sean afectados por los esfuerzos calculados que origina el viento. Para puentes relativamente largos, la carga de viento utilizada no sólo controlará el diseño del contraventeo, sino que con frecuencia afectará a los miembros principales de carga del puente. En los puentes colgantes se vigila no la acción estática del viento pero sí sus efectos dinámicos que llegan a ocasionar fallas y en su diseño se incluye la resistencia dinámica y la rigidez necesaria.

(1) Puede consultarse la figura 2.3.



## CAPITULO 2. ANALISIS DE CARGAS.

Las especificaciones AREA para puentes de acero para ferrocarriles especifican una carga de viento de 300 lb/ft sobre el tren colocado en una vía, además de 30 lb/ft<sup>2</sup> sobre la superficie expuesta del puente (Para el caso particular se determinó la altura en que afecta el viento, la altura de la armadura más 1.50 altura mínima de la armadura).

Para el puente descargado se especifica una carga de viento de 50 lb/ft<sup>2</sup>

Las cargas de viento se calculan como sigue:

La altura es:

$$h = y + 1.50 S = 36 \text{ ft} + 1.50(20\text{ft}) = 66\text{ft} \text{ ,para viento sobre puente actuando a } 18 \text{ ft del nivel inferior de la armadura.}$$

### 2.3.1 Viento actuando sobre puente cargado.

a) Actuando sobre el tren.

$$F_{vwl} = 300 (y_1 + y_2) / S$$

$$F_{vwl} = 300 (6 + 8) / 20 = 210 \text{ lb/ft}$$

$$F_{vwl} = 312.50 \text{ kg/cm}$$

b) Actuando sobre la estructura.

$$F_{vw} = 30 h y_1 / S$$

$$F_{vw} = 30 \times 66 \times 18 / 20 = 1782 \text{ lb/ft}$$

$$F_{vw} = 2651.79 \text{ kg/m}$$

c) Efecto total vertical.

$$F_{vwl} = F_{wl} + F_{vw}$$

$$F_{vwl} = 312.50 + 2651.79 = 2967.09 \text{ kg/m}$$

### 2.3.2 Viento sobre puente descargado.

a) Fuerza vertical.

$$F_{vw} = 50 h y_1 / S$$

$$F_{vw} = 50 \times 66 \times 18 / 20 = 2970 \text{ lb/ft}$$

## CAPITULO 2. ANALISIS DE CARGAS.

$$F_{vw} = 4423.82 \text{ kg/m}$$

b) Fuerza equivalente vertical puente cargado.

$$F_{vwl} + F_{vw} = 318.80 + 2654.29$$

$$F = 2967.09 \text{ kg/m}$$

Véase figuras 3.3.1 y 3.3.2 correspondientes en el Capítulo 3.

### 2.4 Carga debidas por fuerza longitudinal.

La fuerza longitudinal que es paralela al eje del puente se calcula como el 15% de la carga viva, pero sin impacto. Y se calcula como sigue:

$$\text{Fuerza total } F_T = 14.20 C_v$$

$$\begin{aligned} F_T &= 14.20 \times 80,000 = 1,136,000.00 \text{ lb} \\ &= 515,289.60 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Fuerza horizontal } F_h = 0.15 C_v$$

$$F_h = 0.15 \times 515,289.60 = 77,293.40 \text{ kg}, \text{ para 10 claros}$$

$$F_h = 7729.34 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza equivalente superior } F_{\text{us}} = F_h y_i / y$$

$$F_{\text{us}} = 7729.34 \times 6 / 36$$

$$F_{\text{us}} = 1288.22 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza equivalente inferior } F_{\text{is}} = F_h - F_{\text{us}}$$

$$F_{\text{is}} = 7729.34 - 1288.22$$

$$F_{\text{is}} = 6441.12 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza equivalente extrema superior } F_{\text{ES}} = F_{\text{us}} + (0.5 y_i F_h) / y$$

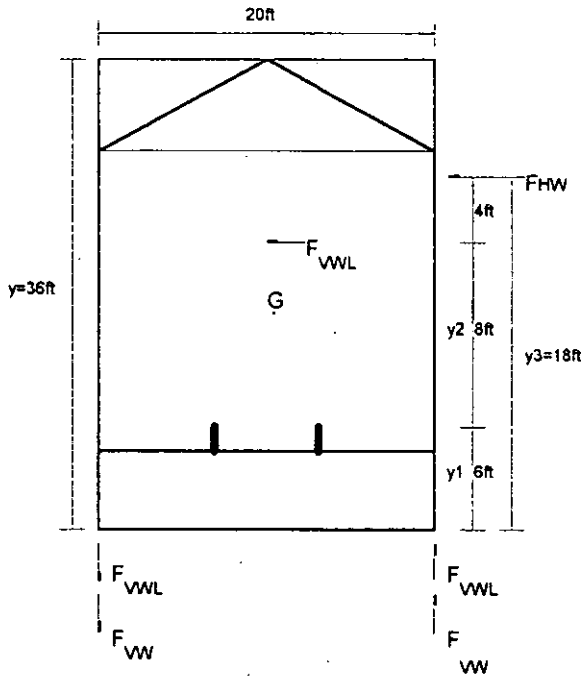
$$F_{\text{ES}} = 1288.22 + (0.5 \times 6 \times 7729.34) / 36$$

$$F_{\text{ES}} = 1933.33 \text{ kg}$$

Véase figura 3.4 en el Capítulo 3.

CAPITULO 2. ANALISIS DE CARGAS.

FIGURA 2.3  
ACCION DEL VIENTO SOBRE ARMADURA



## CAPITULO 3. ANALISIS DE ARMADURA.

Para iniciar con los cálculos para el análisis de la armadura, se considero: a) que las cargas actuantes por tratarse de una estructura para puente de una vía, las cargas serán resistidas por un par de armaduras considerándose que cada una es afectada por el 50% de las cargas actuantes. b) el primer análisis por carga muerta es obtenido de acuerdo a la fórmula de Waddell para claros mayores a 30m. Con lo cual se hará una nueva revisión de la carga muerta real actuante, esta deberá estar en un porcentaje +5.0% de la envolvente de cargas máximas final con el dato de carga muerta real de la armadura.

### 3.1 Análisis de armadura por carga muerta. Carga muerta según Waddell.

Equilibrio de la armadura: La armadura en cuestión se considera isostática interior y exteriormente, veamos:

La condición de isostaticidad es.

$$r + b = 2j \quad \text{Donde: } r \text{ no. de reacciones, } b \text{ no. de barras, } j \text{ no. de nudos}$$
$$3 + 37 = 40$$
$$2 \times 20 = 40 \quad \text{Por lo tanto la estructura es isostática.}$$

Obtención de la carga actuante y reacciones en la armadura.

$$W_{\text{or}} = 1.475 \text{ ton/m} \times 0.50 \times 200\text{ft} \times 0.3048 = 44.958 \text{ ton}$$

$$R = 22.479 \text{ ton}$$

Carga repartida actuante y reacciones para claro de 6.096m. (20 ft)

$$W = 1475 \text{ kg/m} \times 0.50 \times 6.096\text{m} = 4495.80 \text{ kg}$$

$$R = 2247.90 \text{ kg}$$

Para la obtención de las fuerzas actuantes en cada barra se empleó el Método de los Nudos para armaduras. Los resultados pueden consultarse en la tabla A, y la distribución de cargas y reacciones de la armadura en la figura 3.1.

### 3.2 Análisis por carga viva.

Para el análisis de la carga viva Cooper E-80 se analizaron dos condiciones de la distribución de las cargas puntuales equivalentes a la E-80 a lo largo de la armadura.

a,) Las dos locomotoras se localizan del apoyo extremo B hasta el centro del claro del puente y la distancia restante del claro esta colocado una fila de furgones de carga. (1)

(1) Reacción de apoyo y distribución de carga, en las figuras 3.2.1 y 3.2.2. También se completó los conceptos descritos al inicio del Capítulo 1.

## CAPITULO 3. ANALISIS DE ARMADURA.

b<sub>2</sub>) Las dos locomotoras se localizan repartidas desde el centro del claro. Y en el otro tramo restante se localizan los furgones de carga. (1)

Para el primer enciso las reacciones de la armadura son:

$$\Sigma M_A = 0.00$$

$$R_B = 240,827.00 \text{ kg}$$

$$R_A = 198,353.00 \text{ kg}$$

Para la siguiente condición, las reacciones de la estructura son:

$$\Sigma M_A = 0.00$$

$$R_B = 189,147.03 \text{ kg}$$

$$R_A = 141,066.49 \text{ kg}$$

Los resultados del análisis se pueden consultar en la tabla A', y la distribución de las cargas actuantes sobre la armadura pueden verse en la figura 3.2.1 y 3.2.2..

### 3.3 Análisis por viento.

#### 3.3.1 Cargas por efecto del viento para puente cargado.

Actuando sobre el tren.	$F_{v,w} = 312.50 \text{ kg/m}$
Actuando sobre la estructura.	$F_{v,w} = 2654.79 \text{ kg/m}$
Efecto total vertical .	$\Sigma = 2967.29 \text{ kg/m}$

Carga actuante por tramo de 6.096m.

$$W = 2967.29 \times 0.50 = 1483.55 \text{ kg/m}$$

$$R = 4521.85 \text{ kg}$$

Los resultados del análisis se pueden ver en la tabla A y la descripción gráfica de las cargas puntuales actuantes ver la figura 3.3.1..

### CAPITULO 3. ANALISIS DE ARMADURA.

#### 3.3.2 Cargas por efecto del viento para puente descargado.

$$\text{Fuerza vertical } F_{vw} = 4423.82 \text{ kg/m}$$

$$F_{vw} = 4423.82 \times 0.50 = 2211.91 \text{ kg/m}$$

Carga actuante por tramo de 6.096m.(20ft) y reacciones.

$$W = 2211.91 \text{ kg/m}$$

$$R = 6741.90 \text{ kg}$$

Los resultados del análisis se pueden ver en la tabla A y la descripción gráfica de las cargas puntuales actuantes ver la figura 3.3.2..

#### 3.4 Análisis por cargas generadas por fuerza longitudinal.

$$\text{Fuerza total para E-80 } F_T = 515,289.60 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza horizontal } F_h = 7729.34 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza equiv. sup. } F_{se} = 1288.22 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza equiv. inf. } F_{si} = 6441.12 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza equiv. extrm. sup. } F_{es} = 1932.33 \text{ kg}$$

Calculando reacciones de la armadura.

$$\Sigma M_A = (-1288.22 \times 10.973\text{m}) + (60.960\text{m } R_B) = 0.00$$

$$R_B = 2806.95 \text{ kg}$$

$$R_A = -2806.95 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_x = F + (10 \times 1288.22) + (10 \times 6441.12) = 0.00$$

$$F = -77,293.40 \text{ kg.}$$

Los resultados pueden consultarse en la tabla A , y la distribución de las cargas actuantes en la armadura se pueden ver en la figura 3.4..

## CAPITULO 3. ANALISIS DE ARMADURA.

### 3.5 Combinación de cargas.

Los siguientes grupos representan las diversas condiciones de cargas y fuerzas a las que puede estar sujeta una estructura. Cada componente de la estructura o la cimentación sobre la que descansa, se diseñará de acuerdo con el grupo de cargas que produzca la condición de diseño más crítica.

Combinaciones para cargas de servicio.

I	$C_m + C_v + I + F_c + E_t + P_c$	donde, $F_c$ fuerza centrífuga
II	$C_m + E_t + S + P_c + V_e$	D grado de curvatura
III	Grupo I + $0.5V_e + P_c - V_e$	S velocidad de proyecto
IV	Grupo II + OF	$E_t$ empuje de tierras
V	Grupo II + OF	$V_e$ empuje viento sobre la estructura
VI	Grupo III + OG	
VII	$C_m + E_t + S + P_c + TT$	$V_{cv}$ empuje viento sobre la carga viva
VIII	Grupo I + Ph	TT sismo
XI	Grupo II + Ph	$P_c$ presión de la corriente Ph presión del hielo S subpresión

Dado que se trata de una sola vía en tangente, los parámetros de Fuerza Centrífuga, Empuje de Tierras, Sismo y Presión de la Corriente no serán tomados en cuenta para el presente análisis, toda vez, que las condiciones del sitio permiten revisar la combinación de cargas tal como a continuación se describe:

Casos por revisar.

Caso I

$$CM + CV + Imp$$

Caso II

$$CM + CV + Imp + V_{pc} + F_L$$

Caso III

$$CM + V_{pd}$$

Observaciones:

- Sí las resultantes comprimen, la sumatoria debe ser compresión.
- Sí las resultantes tensan, la sumatoria debe ser tensión.
- Para caso II la resultante será la condición de puente cargado.
- Para caso III la resultante será la condición de puente descargado.

### CAPITULO 3. ANALISIS DE ARMADURA.

e) Para la envolvente de fuerzas la condición caso II no se emplea para el diseño de los elementos de la armadura.

f) Consúltese la tabla B.

Ejemplo: Para el elemento no. 1

Caso I

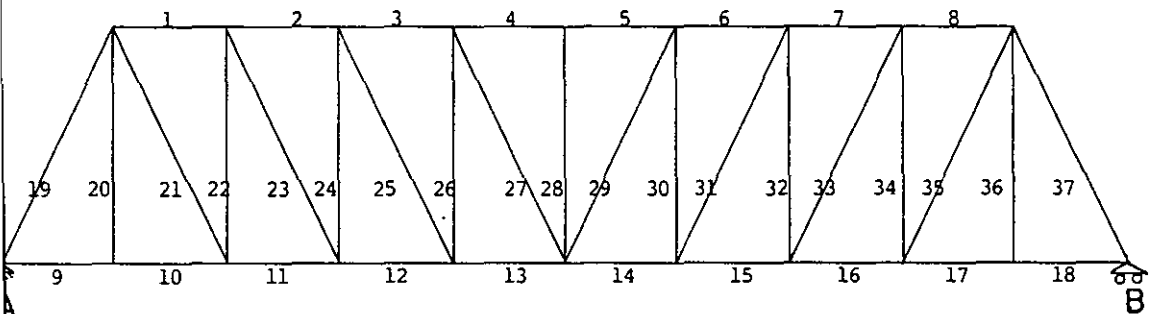
$$CM + CV + Imp = -19985.80 - 180090.0 - 44176.08 = -244251.88\text{kg}$$

Caso II

$$CM + CV + Imp + V_{pc} + FL = -244251.88 - 40194.50 - 1031.13 = -285477.51\text{kg}$$

Caso III

$$CM + V_{pd} = -19985.50 - 59928.40 = -79914.20\text{ kg}$$



Longitud de armadura  $L = 200\text{ft}$

Peralte de armadura  $h = 36\text{ft}$

Separación transversal de armaduras  $S = 20\text{ft}$

Distancia entre portales  $= 20\text{ft}$



CAPITULO 3. ANALISIS DE ARMADURA.

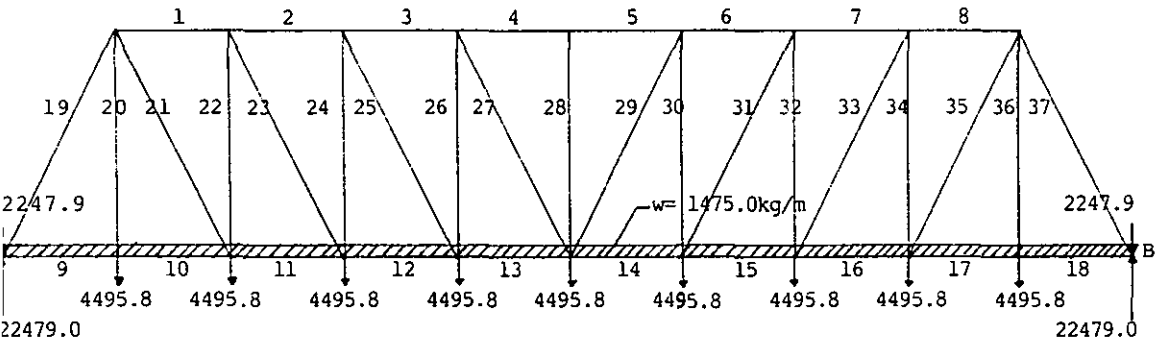


FIGURA 3.1 CARGA MUERTA WADDELL.

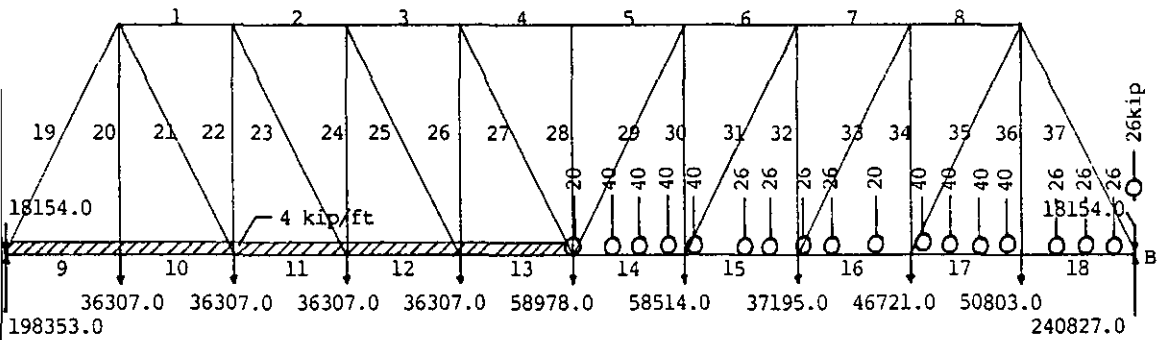


FIGURA 3.2.1 CARGA VIVA CASO I

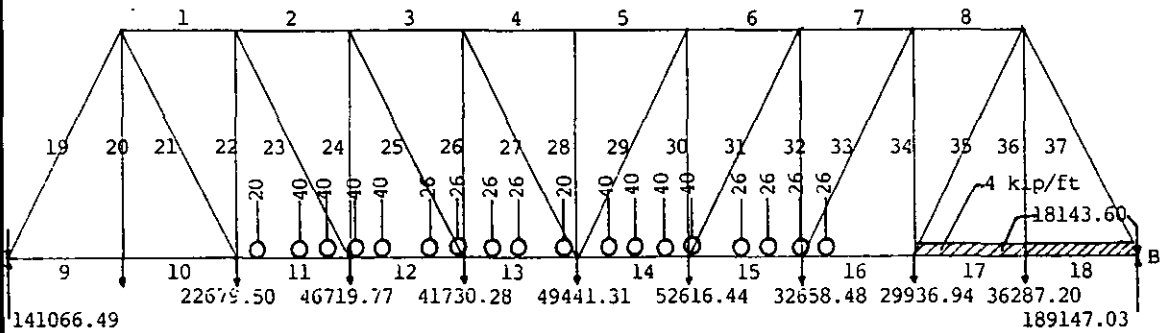


FIGURA 3.2.2 CARGA VIVA CASO II  
VEASE TABLAS A Y A'.

CAPITULO 3. ANALISIS DE ARMADURA.

VEASE TABLA A.

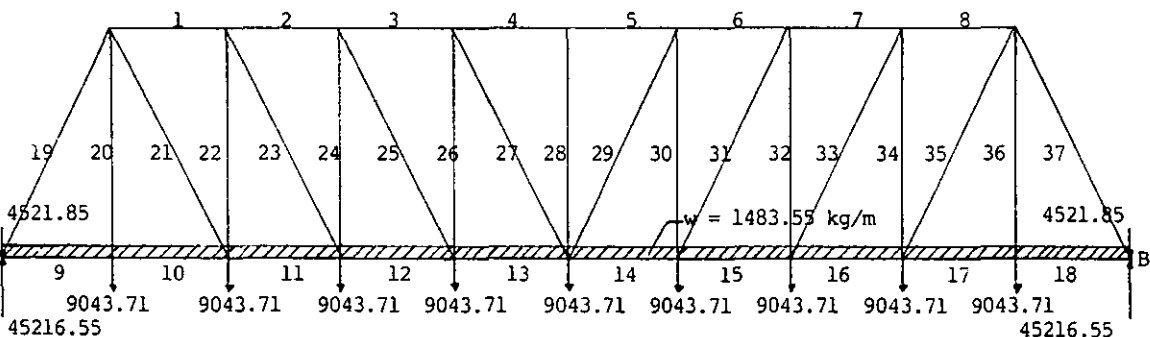


FIGURA 3.3.1 VIENTO PUENTE CARGADO.

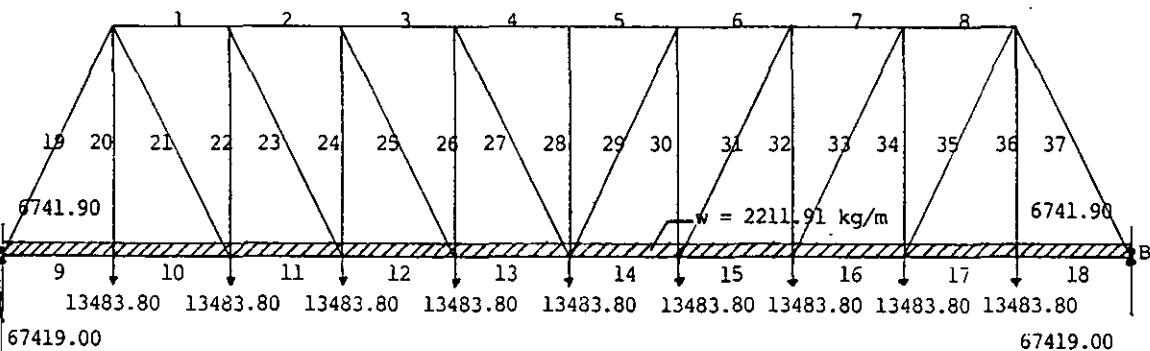


FIGURA 3.3.2 VIENTO PUENTE DESCARGADO.

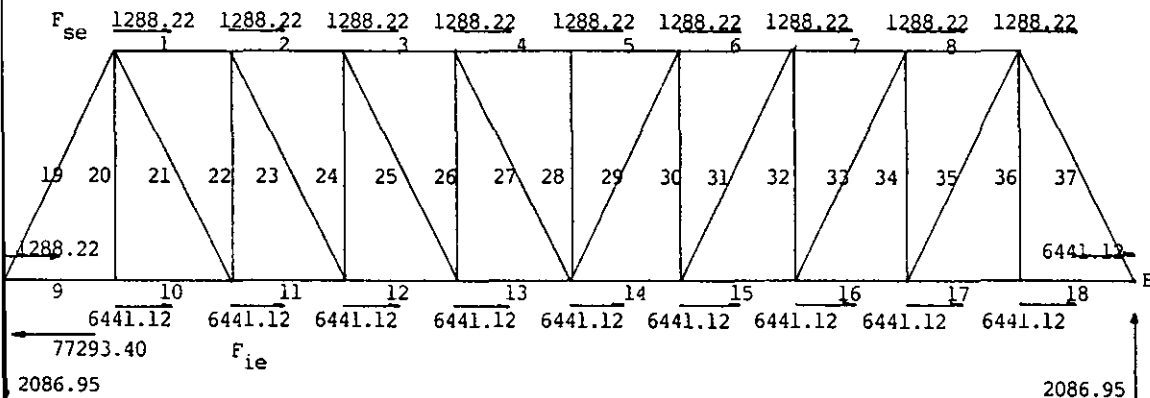


FIGURA 3.4 FUERZA LONGITUDINAL

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTEEO LATERAL.

### 4.1 Sistema de piso del puente.

El sistema de piso de un puente de acero está formado por la calzada en sí y por los miembros que la soportan, los cuales transmiten las cargas a la estructura principal.

Para entender la forma de aplicación de cargas a la trabe o la armadura soportante, es necesario que la disposición de los miembros del sistema de piso sea estudiada cuidadosamente. El tipo más común de piso de puente está soportado por una serie de vigas paralelas al tránsito, igual a la longitud del tablero.

Estas vigas llamadas **largueros**, se conectan y apoyan en vigas transversales, llamadas **piezas de puente**, así mismo estas últimas se conectan estructuralmente por sus extremos de los nudos de las armaduras laterales principales.

El tipo más común de sistema de piso para los puentes consta de durmientes de madera que se apoyan en los largueros, a su vez soportados por piezas de puente, dado que es un sistema de piso abierto, puede constituirse sólo de estructura metálica.

Conservadoramente los largueros se consideran en general como simplemente apoyados, aunque tienen cierta continuidad con la estructura. Usualmente están conectados en forma rígida a los elementos verticales de la armadura, añadiendo de este modo apreciable rigidez lateral al puente. Insistimos, pese a tener grado de continuidad, los largueros se analizan como simplemente apoyados.

De igual forma las piezas de puente se conectan rigidamente a los miembros verticales de la armadura o las trabes principales, se le da rigidez lateral a todo el puente, las piezas de puente no están libremente apoyadas, sino desarrollan una cierta capacidad de momento en sus extremos. No obstante lo anterior, y con el fin de simplificar el análisis, las piezas de puente también se diseñan considerándolas como vigas simples.

### 4.2 Diseño de largueros.

Momento máximo y cortante para carga Cooper E-80 y longitud de larguero de 20 ft (6.096m).

$$M_{\max} = (80.0 / 80.00) \times 412.50^{(a)} = 412.50 \text{ kip-ft} \times 138.2542$$

$$M_{\max} = 57,029.87 \text{ kg-m}$$

$$R_{\max} = 100^{(b)} \times 453.59 = 45,359.00 \text{ kg}$$

(a) y (b) son valores tomados de Anexo 3, carga Cooper E-80.

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

Impacto para claro  $L=20\text{ft}$  y separación entre largueros  $S=6.5\text{ ft}$ .

$$I = 100/S + 40 - (3L^2/1600)$$

$$I = 100/6.5 + 40 - ((3 \times 20^2)/1600)$$

$$I = 56.13\% \quad \text{Asi mismo:}$$

$$M_{\text{imp}} = M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{max}} = 0.5613 \times 57,029.87 = 32,010.87 \text{ kg-m}$$

$$R_{\text{max imp}} = I R_{\text{max}}$$

$$R_{\text{imp}} = 0.5613 \times 45,359.00 = 25,460.00 \text{ kg}$$

Momento máximo y cortante para carga muerta. Cargas actuantes:

$$\text{Durmientes } 0.20\text{m} \times 0.20\text{m} \times 2.60\text{m} \times 960 \text{ kg/m}^3 = 103.06 \text{ kg}$$

$$\text{Viga} = 200.00 \text{ kg}$$

Carga repartida.  $w_m = 103.06/(2 \times 0.50) = 306.06 \text{ kg/m}$  de durmientes.

$$w_m = 310.00 \text{ kg/m (incluido peso del riel)}$$

$$M_{\text{max}} = wl^2/8 = (310 \times 6.10^2) / 8 = 1441.89 \text{ kg-m}$$

$$R_{\text{max}} = wl/2 = 310 \times 6.10 = 945.50 \text{ kg}$$

Esfuerzos máximos totales :

$$M_T = M_{\text{max}} + M_{\text{imp}} + M_{\text{cm}}$$

$$M_T = 57,029.87 + 32,010.87 + 1441.89 = 90,482.63 \text{ kg-m}$$

$$R_T = R_{\text{max}} + R_{\text{imp}} + R_{\text{cm}}$$

$$R_T = 45,359.00 + 25,359.00 + 945.50 = 71,663.50 \text{ kg}$$

Proponiendo sección:

Si peralte de la viga  $d = 60\text{cm}$ , y el esfuerzo de flexión permisible  $F_b = 0.55F_c$ .

$$F_b = 0.55 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 1391.50 \text{ kg/cm}^2$$

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

El área de acero del patín es:

$$A_p = M_r / d F_b$$

$$A_p = 90,482.63 / (0.60 \times 1392.50) = 108.37 \text{ cm}^2, \text{ donde.}$$

$$b / 2t_f < 10 ; \text{ pero } 60 / F_y^{(1)} = 10 ; \text{ y } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Suponiendo espesor de patín  $t_f = 2.54 \text{ cm}$

$$b / (2 \times 1) < 10, \text{ despejando } b.$$

$b = 20 \text{ in} \times 2.54 = 50.80 \text{ cm}$  Pero debe cumplirse la desigualdad, entonces haciendo  $b = 15 \text{ in}$ , tenemos:

$$15 / (2 \times 1) = 7.5 < 10.0 \text{ Se acepta, el ancho del patín } b = 15 \times 2.54 = 38.10 \text{ cm.}$$

Acero del alma. Se debe cumplir la desigualdad:

$$h / t_w < 360 / f_y^{(1)} = 60, \text{ usando } t_w = 1.27 \text{ cm (1/2 in)}. \text{ Sustituyendo valores en la desigualdad.}$$

$$(60 - (2.54 \times 2)) / 1.27 = 45.24 < 60, \text{ se cumple la desigualdad. Las características de esta sección serán }^{(1)}: 2\text{PL } 15'' \times 1'' + 1\text{PL } \frac{1}{2}'' \times 21 \frac{5}{8}''.$$

$$A = 263.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la sección.}$$

$$I_x = 177,392.37 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia con respecto al eje X-X.}$$

$$I_y = 23,422.29 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia con respecto al eje Y-Y.}$$

$$r_x = 25.96 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en sobre eje X.}$$

$$r_y = 9.43 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro sobre eje Y.}$$

$$r = 10.39 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro que gobierna el diseño.}$$

Las características de la sección se pueden consultar en el Anexo 2.

(1) Las características geométricas de las secciones se calcularon previamente y/o se consultaron en manuales de construcción en acero.

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTEEO LATERAL.

Esfuerzos máximos. Esfuerzo de compresión axial permisible sin momento por flexión.

$$F_a = 0.50hM_r / I_x$$

$$F_a = 0.50 \times 60\text{cm} \times 8,080,954 \text{ kg-cm} / 177,392.37 \text{ cm}^4$$

$$F_a = 1366.62 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de flexión permisible en ausencia de fuerzas axiales es:

$$F_b = 0.55f_c = 0.55 \times 2530.0 \text{ kg/cm}^2, \text{ debiéndose cumplir la desigualdad:}$$

$$F_a < F_b$$

$$1366.92 \text{ kg/cm}^2 < 1391.50 \text{ kg/cm}^2, \text{ cumple.}$$

### 4.2.1 Contraventeo. Longitud máxima sin contraventear patín a compresión.

El esfuerzo permisible se calcula como sigue.

$$F_a = 20,000 - 0.4 (L/r)^2 (F_y / 36,000), \text{ igualando } F_a = f_a \text{ esfuerzo axial calculado.}$$

Sustituyendo los datos conocidos y despejando L.

$$1366.92 = 20,000 - 0.4(L/ 10.39)^2 ( F_y / 36,000)$$

$L = 386.74\text{cm}$ . Que viene a ser la separación máxima de contraventeo para el larguero, se contraventeará @ tercio del claro.

$$F_{lateral} = \frac{1}{4} C_v, \text{ de las especificaciones AREA.}$$

$$F_{lateral} = \frac{1}{4} \times 80,000 \times 0.4536 = 9072.00 \text{ kg}$$

$$F_r = \frac{1}{4} 0.025f_c L$$

$$F_r = \frac{1}{4} 0.025 \times 1366.62 \times 386.74 = 3303.29\text{kg}$$

La fuerza horizontal total que actúa sobre el contraventeo es:

$$F_{HT} = F_{lateral} + F_r = 9072.00 + 3303.29 = 12,375.29 \text{ kg}$$

## CAPÍTULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

### 4.2.2 Elemento superior de contraventeo.

Empleando ángulo de lados iguales (LI) de 4" x 3/8", y con longitud de claro de 198.10cm. La relación L/r queda.

$$L/r = 198.10 / 2.89 = 68.55, \text{ calculando el esfuerzo de compresión permisible.}$$

$$F_c = (20,000 - 0.4(68.55)^2) (2530.0/36,000.0) = 1273.47 \text{ kg/cm}^2$$

La carga admisible calculada es:

$$P_{adm} = f_c A$$

$$P_{adm} = 1273.47 \text{ kg/cm}^2 \times 18.45 \text{ cm}^2 = 23,495.54 \text{ kg}$$

$$P_{adm} > P_{aci}, 23,495.54 \text{ kg} > 12,375.29 \text{ kg}; \text{ por lo tanto cumple.}$$

### 4.2.3 Diagonal superior. Elemento cuya longitud es de L = 283.80cm.

Utilizando ángulo LI 4" x 3/8".

Su radio de giro está dado por :

$$r = L / k_m = 283.80 \text{ cm} / 120.00 = 2.36 \text{ cm} < 2.89 \text{ cm de la sección, se acepta.}$$

### 4.2.4 Diagonal vertical. Elemento cuya longitud es 207.00/2 = 103.50cm, revisando su radio de giro:

$$r = 103.50 \text{ cm} / 120.00 = 0.86 \text{ cm}, \text{ que corresponde aproximadamente al ángulo LI } 1\frac{1}{4} \text{''} \times 3/8 \text{''}; \text{ se dejará el ángulo LI } 3 \text{''} \times 3/8 \text{''}, \text{ como definitivo.}$$

### 4.3 Atiesadores del apoyo. El ancho de este elemento se calcula como sigue.

$$b = (b_f - t_f) / 2 = (38.10 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm}) / 2 = 18.42 \text{ cm}$$

$$\text{Debiéndose cumplir: } b / t_c < 69 / f_y = 11.50$$

$$b / t_c = 11.50, \text{ por lo tanto } t_c = 18.42 \text{ cm} / 11.50 = 1.601 \text{ cm}$$

$$12 t_w = 12 \times 1.59 \text{ cm} = 19.05 \text{ cm}$$

$$I = b^3 h / 12 = 38.10^3 \times 1.59 / 12 = 7316.57 \text{ cm}^4$$

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

Su radio de giro es:

$$r = (I/A)^{0.5} = (7136.57 / 86.77)^{0.5} = 9.18 \text{ cm}$$

$$kl/r = 0.75 \times 54.92 \text{ cm} / 9.18 \text{ cm} = 4.47$$

$$F_c = (20,000 - 0.4(4.47)^2 (2530 / 36,000)) = 1405.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 1405.0 \times 86.77 = 121,911.85 \text{ kg} > R_T$$

$121,911.85 \text{ kg} > 71,663.50 \text{ kg}$  , se acepta.

### 4.3.1 Atiesadores intermedios del larguero.

El esfuerzo cortante para la sección a proponer es.

$$f_v = R_T / t_w d_w$$

$$f_v = 71,163.50 \text{ kg} / (1.58 \text{ cm} \times 54.92 \text{ cm}) = 1027.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{v,perm} = 0.35 f_y = 885.50 \text{ kg/cm}^2 < 1027.46 \text{ kg/cm}^2$$
 , por lo tanto se cambia espesor del alma a 5/8".

Revisando el esfuerzo cortante para nuevo espesor.

$$f_v = 71,663.50 \text{ kg} / (1.58 \text{ cm} \times 54.92 \text{ cm}) = 825.87 \text{ kg/cm}^2 < 885.50 \text{ kg/cm}^2$$
 , se acepta.

Separación de los atiesadores intermedios.

$$d = 2756 t_w / f_v^{0.5}$$

$$d = 2756 \times 1.58 / (825.87)^{0.5} = 151.52 \text{ cm}$$
 , por conveniencia geométrica del larguero se colocarán tres atiesadores intermedios.

### 4.4 Revisión de la deflexión máxima del larguero:

$$\text{carga equivalente } w_{eq} = 8M_T / L^2 \quad \text{donde } (M = w L^2 / 8)$$

$$w_{eq} = 8 \times 90,482.63 / 6.10^2 = 19,453.40 \text{ kg/m}$$

La deflexión permisible es:

$$\Delta_{perm} = L / 640 = 610 \text{ cm} / 640 = 0.95 \text{ cm}$$



## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

La deflexión del larguero es:

$$\Delta = 5 w_{eq} L^4 / 384 IE$$

$$\Delta = 5 \times 194.53 \times 610^4 / (384 \times 181,775.20 \times 2,039,000) = 0.94 \text{ cm} < 0.95 \text{ cm}, \text{ se acepta.}$$

4.5 Diseño de conexiones del larguero. El reglamento AREA sólo estipula conexiones del tipo fricción. Conocemos:

Esfuerzo de tensión axial permisible  $F_T = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo cortante permisible  $F_v = 0.56 F_T$

$$F_v = 0.56 \times 2530 = 1405.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_T = 71,663.50 \text{ kg}$$

Utilizando tornillos A-325 1¼" diámetro. La carga que resiste el tornillo es:

$$P_{\text{tor}} = \frac{1}{4} \pi D^2 F_v$$

$$P_{\text{tor}} = \frac{1}{4} 3.175^2 \times 1405 \times \pi = 11,123.82 \text{ kg}$$

Puesto que el tornillo A-325 trabaja doble cortante, el número de piezas se calcula de la siguiente forma.

$$N_c = R_T / 2P_{\text{tor}}$$

$$N_c = 71,663.50 / 2 \times 11,123.82 = 3.22 \text{ pzas.}, \text{ por lo tanto usar 4, A-325 1¼"Ø.}$$

Tornillos para el aplastamiento del alma.

$$N_{\text{apl}} = R_T / \phi F_T t_w \quad \phi \text{ y } D \text{ diámetro del tornillo en cm.}$$

$$N_{\text{apl}} = 71,163.50 \text{ kg} / (3.18 \text{ cm} \times 2530 \text{ kg/cm}^2 \times 1.59 \text{ cm}) = 5.60 \text{ pzas.}$$

emplear 6 tornillos A-325 1¼".

Tornillos para la unión de alma de larguero y alma de pieza de puente:

$$N_{\text{apl}} = R_T / P_{\text{tor}}$$

$$N_{\text{apl}} = 71,663.50 \text{ kg} / 11,123.82 \text{ kg} = 6.44 \text{ pzas.}$$

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

$$N_{\text{cortante}} = R_r / \phi F_r t_n$$

$$N_{\text{cortante}} = 71,663.50\text{kg} / (3.54\text{cm} \times 2530 \text{ kg/cm}^2 \times 1.59 \text{ cm}) = 7.01 \text{ pzas.}$$

Longitud total de placas de unión.

$$L = (n-1) 3D + 1.75 (2D) \text{ , n no. de tornillos y D diámetro de tornillo en cm.}$$

$$L = 8-1 (3 \times 3.81\text{cm}) + 2(1.75 \times 3.81\text{cm}) = 93.34\text{cm}$$

Longitud c/a =  $93.34\text{cm} / 2 = 46.67\text{cm}$  , empleando dos ángulos LI de 18½" cuyo largo es de 46.99cm. Espesor del ángulo (t).

$$t = R_r / 2\phi F_v N_{\text{ap}}$$

$$t = 71,663.50\text{kg} / (2 \times 3.81\text{cm} \times 1405\text{kg/cm}^2 \times 6) = 1.12\text{cm} \text{ , utilícese esp. } \frac{1}{2}"$$

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

Obteniendo el centro de tornillos de placa de conexión de largueros, empleando dos ángulos LI de 6"x ½".

$$d_c = (Lt/8)^{1/2} = (609.6 \times 1.27 / 8)^{1/2} = 9.84\text{cm}$$

$$d_{c \text{ min}} = 1.50t = 1.50 \times 3.18\text{cm} = 4.77\text{cm}$$

$$d_c = 15.24\text{cm} - 9.84\text{cm} = 5.40\text{cm}$$

$$d_c = 5.40\text{cm} > 4.77\text{cm} \text{ , por lo que se acepta. Véase detalles en Plano no. 2 y Plano no. 3.}$$

### 4.6 Diseño de viga de piso. También llamada pieza de puente.

Resúmen de carga muerta por tramo de 20ft (6.096m).

- vigas 2pzas. x 6.10m x 220.10 kg/m = 2680.80 kg
- contraventeos LI 3"x3/8" y LI 4"x3/8" = 370.00 kg
- durmientes 13pzas. x 0.20m x 0.20m x 2.59m x 960 kg/m<sup>3</sup> = 1293.40 kg
- rieles 2 pzas. x 6.10m x 86.88 kg/m = 1060.00 kg
- conexiones 15% = 856.50 kg
- suma  $\Sigma = 6600.00 \text{ kg}$

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

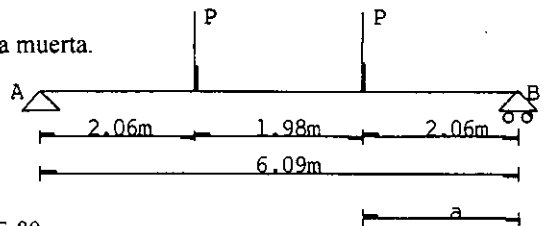
### 4.6.1 Diseño de elementos de pieza de puente.

Longitud del claro (20ft) = 609.6cm

Reacciones transmitidas por el larguero, carga muerta.

$$P = C_m/2 = 6600 \text{ kg}/2 = 3300 \text{ kg}$$

$$M = P a = 3300 \text{ kg} \times 2.06\text{m} = 6798 \text{ kg-m}$$



Reacciones máximas por carga viva Cooper E-80.

$$P = 131.10^{(1)} \times 10^3 \times 0.4536 = 59,466.96 \text{ kg} \quad \text{.Se obtiene de tabla de carga Cooper E-80 Anexo 3.}$$

$$M = 59,466.96\text{kg} \times 2.06\text{m} = 122,460.74 \text{ kg-m}$$

Impacto. Cuando  $L = 20 \text{ ft}$  y  $S = 20\text{ft}$ .

$$I = 100/S + 40 + 3L^2/1600$$

$$I = 100/20 + 40 + 3(20)^2/1600 = 44.25\% \text{ , entonces.}$$

$$P = 59,466.96 \times 0.4425 = 26314.13 \text{ kg}$$

$$M = 122,460.74 \times 0.4425 = 54188.88 \text{ kg-m}$$

Efectos generados por peso propio de pieza de puente (400kg/m) supuesto.

$$P = wl/2 = 400 \times 6.10 / 2 = 1218.0 \text{ kg}$$

$$M = w l^2 / 8 = 400 \times 6.10^2 / 8 = 1854.41 \text{ kg-m}$$

efectos totales.	cortante	momento
• $C_m$	3300 + 1218	6798 + 1854.41
• $C_v$	59,466.96	122,460.74
• $I_{imp}$	26,314.13	54,188.88
• $\Sigma$	90,299.09 kg	185,302.03 kg-m

Acero del patín, suponiendo peralte  $h = 40''$  (101.60cm)

$$A_p = 185,302.03 \text{ kg-m} / (1.016\text{m} \times 1391.50\text{kg/cm}^2) = 130.56 \text{ cm}^2$$

Además se conoce  $F_p = 0.55 \times 2530 = 1391.50 \text{ kg/cm}^2$

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

Debiéndose cumplir con la desigualdad:

$b/2t_f < 10$  , haciendo  $b/2t_f = 6$  y suponiendo que  $t_f = 1/4"$ , despejando b:

$b = 6 \times 2 \times 1.25 = 15$  , entonces  $b = 15"$  (38.10cm).

$6.0 < 10.0$  , por lo que se acepta.

Acero en el alma de la pieza de puente. Debiéndose satisfacer la desigualdad:

$h/t_w < 60$  , entonces  $h = 101.60\text{cm} - 2(3.18\text{cm}) = 95.24 \text{ cm}$

$(95.24/2.54)/t_w < 60$  , despejando  $t_w = 1.58\text{cm}$  (5/8"). La sección tentativa es:  
 2PL 15" x 1/4" + 1PL 37 1/2" x 5/8". Si la sección es definitiva, puede consultarse en el Anexo 2.

$d = 101.60\text{cm}$	$r_x = 42.21 \text{ cm}$
$t_f = 3.18 \text{ cm}$	$r_y = 8.63 \text{ cm}$
$t_w = 1.59 \text{ cm}$	$r = 10.10 \text{ cm}$
$b_f = 38.10 \text{ cm}$	$A = 395.75 \text{ cm}^2$
$I_x = 701,467.18 \text{ cm}^4$	
$I_y = 29,344.26 \text{ cm}^4$	
$S_x = 13,808.42 \text{ cm}^3$	
$S_y = 1540.38 \text{ cm}^3$	

### 4.6.2 Revisión de los esfuerzos máximos, en la pieza de puente.

$1/r = 610 / 10.01 = 60.93$  ,sustituyendo este valor en.

$F_a = (20,000 - 0.4(60.93)^2)2530 / 36,000 = 1301.19 \text{ kg/cm}^2$

$f_t = 185,302.03 \times 0.5 \times 101.60 / 701,467.18 = 1341.95 \text{ kg/cm}^2$

$f_t < F_a$

$1341.95 \text{ kg/cm}^2 > 1301.19 \text{ kg/cm}^2$  (+ 3.05%) , se aceptará el valor del esfuerzo.

Momentos generados por la fuerza de tracción y carga muerta de largueros.

Fuerza longitudinal.  $M_y = 6963.0 \text{ kg} \times 0.5 \times 1.02\text{m} = 3351.13 \text{ kg-m}$

Largueros.  $M_y = 0.5 F_L a = 0.5 \times 6963\text{kg} \times 2.06\text{m} = 7158.29 \text{ kg-m}$

$\Sigma = 10,709.42 \text{ kg-m}$

Revisando esfuerzos combinados, esfuerzo permisible de flexión.

$F_b = 0.55F_y [ 1 - ((L/r)^2 F_y / 1,800,000)]$

#### CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

Sabiendo que  $L/r = 60.90$  y sustituyendo su valor .

$$F_b = 0.55 \times 2530 [ 1 - ( 0.609)^2 \times 2530 / 1.800.000 ] = 1390.77 \text{ kg/cm}^2$$

Debiéndose cumplir la desigualdad:

$$f_{mx} / F_b + f_{my} / F_b < 1.0$$

$$f_{my} = M_y / I_y = 1,070,942\text{kg-cm} / 29,344.26\text{cm}^4 = 695.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{mx} = M_x / I_x = 18,530,203\text{kg-cm} / 701,467\text{cm}^4 = 1341.95 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la desigualdad los esfuerzos de flexión calculados respecto a los ejes x -y.

$$[1341.95/ 1390.77] + [695.24/ 1390.77] = 1.56 > 1.00 , \text{ la sección no cumple.}$$

Se propone una nueva sección, que tiene las siguientes características:  
2PL 18 1/2" x 1 1/2" + 1PL 37" x 5/8".

$$I_x = 943,298.37\text{cm}^4$$

$$I_y = 60,718.02\text{cm}^4$$

$$S_x = 18,568.86\text{cm}^3$$

$$S_y = 2656.08\text{cm}^3$$

$$r_x = 43.53\text{cm}$$

$$r_y = 11.04\text{cm}$$

$$r = 12.35\text{cm}$$

$$A = 497.81\text{cm}^2 \quad \text{véase Anexo 2 de secciones definitivas.}$$

Sustituyendo éstos valores para revisar esfuerzos máximos.

$$L/r = 610/12.35 = 49.39$$

$$F_b = 0.55 \times 2530 [ 1 - (0.4939)^2 \times 2530 / 1,800,000 ] = 1391.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{mx} = 18,530,203\text{kg-cm} \times 50.8\text{cm} / 943,298.37\text{cm}^4 = 997.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{my} = 1,070,942\text{kg-cm} \times 22.86\text{cm} / 60,718.02\text{cm}^4 = 403.20\text{kg/cm}^2$$

$$(997.90 + 403.20) / 1391.02 = 1.007 > 1.00 \quad \text{se acepta la condición.}$$

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

### 4.6.3 Diseño de atiesadores de apoyo en intermedios de pieza de puente.

Atiesadores de apoyo:

$$b = (b - t_w) / 2 = (45.72\text{cm} - 1.59\text{cm}) / 2 = 22.07\text{cm}$$

$$b / t_f < 11.50, \text{ entonces } t_f = 22.07\text{cm} / 11.50 = 1.92 = 1.91\text{cm} (3/4'')$$

$$\text{Su momento de inercia es. } I = h^3 b / 12 = 45.72^3 \times 1.91 / 12 = 15,211.46\text{cm}^4$$

$$\text{Radio de giro } r = (I / A)^{1/2} = (15,211.46 / (93.98 \times 1.91))^{1/2} = 9.20\text{cm}$$

$$kL / r = 0.75 \times 93.98 / 9.20 = 7.66$$

Esfuerzo de compresión axial permisible es:

$$F_c = 20,000 - [0.4 (7.66)^2 2530 / 36,000] = 1403.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga admisible } P_{adm} = 1403.90\text{kg/cm}^2 \times 179.50\text{cm}^2 = 252,200.00\text{kg}$$

$$P_{adm} > P_{act}$$

252,200.00 kg > 90,299.09 kg, por lo que se acepta.

Revisión de esfuerzo cortante permisible y actuante.

$$f_v = P_T / d_w t_w = 90,299.09\text{kg} / (93.98\text{cm} \times 1.59\text{cm}) = 604.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.35 F_y = 0.55 \times 2530 = 885.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v > f_v$$

885.50 kg/cm<sup>2</sup> > 604.30 kg/cm<sup>2</sup>, cumple con la condición.

$$d = 2756 t_w / (f_v)^{1/2} = 2756 \times 1.59 / (604.30)^{1/2} = 178.26\text{cm}$$

Los atiesadores intermedios se colocan a una distancia máxima d en cm.

Utilizando tornillos A-325 1/4"Ø. La carga que resiste el tornillo por cortante y aplastamiento es:

$$P_{tor} = 1/4 \pi D^2 F_v = 1/4 \pi 3.18^2 \times 1405 = 11,158.90 \text{ kg} \text{ . el número de tornillos para cada caso son:}$$

$$N_c = P_T / 2P_{tor} = 90,299.09 / 2 \times 11,158.90 = 4.04 \text{ pzas.}$$

#### CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

$$N_{\text{req}} = P_r / \phi F_t t_w = 90,299.09 / 3.18 \times 2530 \times 1.59 = 7.08, \text{ usar } 8\text{tor. A-325, } 1\frac{1}{4}'' \phi.$$

Revisando longitud de centros de tornillos en la placa de conexión.

$$d_c = (t_w/8)^{1/2} = (609.6 \times 1.59 / 8)^{1/2} = 11.01\text{cm}$$

Utilizar ángulo L1 6'' x 1/2''. Longitud necesaria de la placa,

$$L = [(8-1)3 \times 3.18] + [2 \times 1.75 \times 3.18] = 77.91\text{cm}$$

Para rigidizar la pieza de puente en los apoyos, se empleará colchón de soldadura para los atiesadores de apoyo, con el uso de electrodo E-70 cuyo esfuerzo cortante permisible es  $f_v = 870 \text{ kg/cm}^2$ . Elementos mecánicos producidos por el atiesador.

$$M = P_r e = 90,299.09\text{kg} \times 0.1101\text{m} = 9941.30 \text{ kg-cm}$$

$$V = 90,299.09 \text{ kg}$$

Se emplearán dos cordones de soldadura de 1.11cm de grosor en la altura de la placa que es 81.28cm > 77.91cm.

Ancho efectivo.

$A_x = 2 t_c \cos\theta = 2 \times 0.95\text{cm} \times 0.707\text{cm} = 1.35\text{cm}$ , entonces el esfuerzo de corte de la soldadura es:

$$\tau_v = [P / t_w l] \pm [1/2 M / S_x r]$$

$$\tau_v = (90,299.09 / 1.27 \times 111.76) \pm (1/2 \times 81.28 \times 994,130 / 18,568.86 \times 12.35)$$

$$\tau_v = 514.63 \pm 176.18$$

$\tau_v = 690.81 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 885.50 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto la sección de atiesador cumple. Las características de los atiesadores de pieza de puente son:

placas de  $16\frac{3}{4}'' \times 37'' \times \frac{3}{4}''$ .

Revisión del esfuerzo cortante sobre los largueros:

$$P_{\text{max}} = 90,299.09\text{kg} - 1218.00\text{kg} = 89,081.09\text{kg}$$

(1) Es el valor del peso propio de la pieza de puente.

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE O LATERAL.

El esfuerzo cortante calculado es .

$$F_v = P_{max} / t_w d_w = 89,081.09 / 1.58 \times 93.98 = 596.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 596.15 \text{ kg/cm}^2 < 0.55 F_T = 885.50 \text{ kg/cm}^2 , \text{ cumple la condición.}$$

Véase detalles de pieza de puente en el Plano no. 3.

### 4.7 Diseño de contraventeo lateral.

#### 4.7.1 Consideraciones.

Un puente en realidad es una estructura espacial que no solamente trasmite las cargas verticales de gravedad a las pilas o estribos, sino que también resiste fuerzas laterales y longitudinales como las producidas por el viento, la tracción, etc..

El contraventeo horizontal y transversal se suministra con objeto de darle al puente rigidez lateral y torsional. Sin embargo el análisis y el diseño de un puente se simplifican suponiendo las armaduras principales, las piezas de puente, los largueros y los marcos de contraventeo como componentes planas y lineales simples.

Hay cuatro tipos de contraventeo para puentes de paso inferior:

- a) un sistema de contraventeo lateral en el plano de la cuerda superior.
- b) un sistema de contraventeo lateral en el plano de la cuerda inferior.
- c) contraventeo de portal en cada extremo del puente.
- d) un sistema intermedio de contraventeo con portales.

En el caso de los puentes de paso inferior se emplea un sistema de elementos laterales en la cuerda superior aún cuando la carga viva se aplica en el plano de la inferior. Dicho contraventeo proporciona rigidez a la estructura, estabiliza el patín de compresión y trasmite la parte principal de la carga de viento a los portales del puente, formado con puntales y diagonales, y se diseñan como marcos rígidos de portal, para transmitir la carga del sistema lateral superior a los apoyos del puente.

Con objeto de garantizar la rigidez torsional en los puentes de armadura, se proporciona usualmente en todos los tableros un sistema de arriostramiento que evite el desplazamiento lateral de las armaduras. La proporción de la carga de viento que obra en la cuerda superior que se trasmite a través del contraventeo no puede determinarse fácilmente , por lo que se diseña en forma más o menos arbitraria, con la intención real de aumentar la rigidez , más que la resistencia, de la estructura.



## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

### 4.7.2 Análisis de contraventeo vertical: PORTAL INTERMEDIO.

Las características del portal intermedio, se analiza con puntos de inflexión localizados a 5.79m a partir de la parte superior de la armadura, debido a que hipotéticamente ahí se presenta momento flexionante de los postes intermedios.

Dichos puntos de inflexión denominamos A y B localizados en la altura media del poste intermedio, cuya longitud es de 7.32m a partir de la parte superior de la armadura, tal como puede verse en la figura 4.7.2 En dichos puntos se consideran hipotéticamente empotrados para su análisis.

Los elementos mecánicos generados se obtienen de las nuevas características geométricas de dicho marco y se analiza como estáticamente determinada, es decir, equilibrada exterior e interiormente. Los datos proporcionados por la carga por viento son :

a) Fuerza de viento, condición de puente cargado:

$$F_h = 2949.25\text{kg/m}$$

$$F_w = 2949.21\text{kg/m} \times 6.10\text{m} / 2 = 8989.20\text{kg}$$

$$F_v = 8989.20\text{kg} \times (36\text{ft}/20\text{ft}) = 16,180.56\text{kg}$$

$$M = 16,180.56\text{kg} \times 2.03\text{m} / 2 = 16,439.45\text{kg-m}$$

Estos valores corresponden a las características del marco articulado, los valores son menores a los calculados para la condición de fuerza por viento para puente descargado, por lo cual se desechan. Este tiene una altura de 9.45m, mayor a la altura de 5.79m.

b) Fuerza de viento, condición de puente descargado:

$$F_h = 4915.35 \text{ kg-m}$$

$$F_w = 14,982.00 \text{ kg} , \text{ reacciones por suma de momentos.}$$

$$\Sigma M_A = 0 , \text{ entonces: } R_{AV} = -14,232.90\text{kg} \quad \text{y} \quad R_{BV} = +14,932.90\text{kg}$$
$$R_{AX} = 7491.0\text{kg} \quad \text{y} \quad R_{BX} = 7491.0\text{kg}$$

Resolviendo por el método de los nodos el marco articulado se obtienen los siguientes resultados para su diseño, excluyendo los elementos 5 y 8 que son postes intermedios y cuyo análisis veremos en el Capítulo 5.

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

### 4.7.3 Diseño de elementos de contraventeo intermedio.

Se diseñarán los elementos por el método de esfuerzos permisibles. puesto que en la condición de elementos con carga axial por compresión, la revisión de esfuerzo permisible es más estricta.

Elementos 6 y 9:

$$P = -24,814.20 \text{ kg}$$

$$P_U = -24,814.20 / 1.25 = 19,851.36 \text{ kg}$$

$$L = 3.72 \text{ m}$$

Utilizando un perfil I rectangular IR de 12"x 4" (32.8kg/m), cuyas características geométricas son:

$$A = 41.74 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 6481 \text{ cm}^4 \quad I_y = 189.30 \text{ cm}^4 \quad S_x = 414 \text{ cm}^3 \quad S_y = 189.30 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 12.47 \text{ cm} \quad r_y = 2.13 \text{ cm}$$

$$kL/r = 0.75 \times 372 \text{ cm} / 2.13 \text{ cm} = 130.98 \quad , \text{ revisando esfuerzos permisibles :}$$

$$F_x = [21,000 - 100 (kL/r)] 2530 / 36,000$$

$$F_x = [21,500 - 100(130.98)] 2530 / 36,000 = 590.47 \text{ kg/cm}^2$$

Calculado.

$$f_x = P / A = 19851.36 \text{ kg} / 41.74 \text{ cm}^2 = 475.60 \text{ kg/cm}^2 < 590.47 \text{ kg/cm}^2, \text{ se acepta.}$$

La carga admisible es:

$$P_{adm} = F_x \cdot A = 590.47 \times 41.74 = 24,646.21 \text{ kg} > 19,851.36 \text{ kg} . \text{ cumple la sección.}$$

Elementos 1, 2 y 3.

$$P = -27,817.68 \quad P_U = P / 1.25 = 22,254.14 \text{ kg} \quad L = 610 \text{ cm}$$

Empleando una sección IR 12"x 6½" (40.30kg/m), cuyas características geométricas son: (véase Anexo 2)

$$A = 51.42 \text{ cm}^2 \quad I_x = 8495 \text{ cm}^4 \quad I_y = 660.90 \text{ cm}^4 \quad S_x = 558 \text{ cm}^3 \quad S_y = 84 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 12.85 \text{ cm} \quad r_y = 3.65 \text{ cm}$$

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

Revisando esfuerzos:

$$kL/r = 0.75 \times 610\text{cm} / 3.65\text{cm} = 125.34$$

$$F_c = [21,500 - 100(125.34)]2530 / 36,000 = 630.11\text{kg/cm}^2$$

$$f_c = 22,254.14\text{kg} / 51.42\text{cm} = 432.79\text{kg/cm}^2 < 590.77\text{kg/cm}^2, \text{ cumple.}$$

$$P_{adm} = 630.11 \times 51.42 = 32,426.26\text{kg} > 22,254.14\text{kg}, \text{ la sección se acepta.}$$

Véase figuras 4.7.2, para las dos condiciones de carga de los incisos a) y b). Y el Plano no. 4.

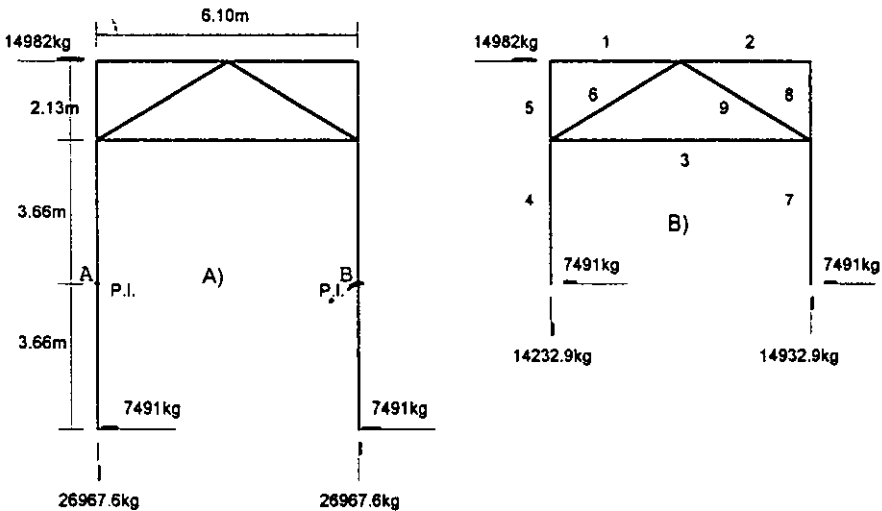


FIGURA 4.7.2

### 4.7.4 Contraventeo vertical. PORTAL EXTERIOR.

Las características de la proyección vertical del portal exterior, cambian en el hecho que el marco articulado tiene una longitud de 12.56m, en los cuales se subdividen en 2.44m contraventeo superior, 8.53m de poste extremo claro libre con puntos de inflexión arbitrarios localizados a la mitad de dicho claro y 1.75m de la pieza de puente. Se considera empotrado en los puntos A y B a partir del paño superior de la pieza de puente.

Las cargas generadas por viento son:

a) Carga por viento, condición de puente descargado.

$$F_v = 4915.35\text{kg/m}$$

#### CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

$$F_w = 4915.35 \text{ kg/m} \times 6.10 \text{ m} \times 4 / 2 = 59,927.95 \text{ kg}$$

$$F_h = \frac{1}{2} F_w = \frac{1}{2} 59,927.95 = 29963.97 \text{ kg}$$

$$F_v = 59,927.95 \text{ kg} (41.20 \text{ ft}/20 \text{ ft}) = 123,451.57 \text{ kg}$$

$$M = 59,927.95 \text{ kg} \times 14 \text{ ft} \times 0.3048 \text{ m/ft} \times \frac{1}{2} = 127,862.27 \text{ kg-m}$$

b) Carga por viento, condición de puente cargado.

$$F_h = 2949.21 \text{ kg/m}$$

$$F_w = 2949.21 \text{ kg/m} \times 6.10 \text{ m} \times 4/2 = 35,956.77 \text{ kg}$$

$$F_h = 35,956.77 \text{ kg} / 2 = 17,978.38 \text{ kg}$$

$$F_v = 35,956.77 \text{ kg} \times 14 \text{ ft} \times 0.3048 \text{ m/ft} \times \frac{1}{2} = 76,717.36 \text{ kg-m}, \text{ Véase figuras 4.7.4a y 4.7.4b}$$

#### 4.7.5 Diseño de elementos de contraventeo lateral, PORTAL EXTERIOR.

Elementos 2, 3, 4 y 5

Longitud  $L = 3.22 \text{ m}$

$$\text{Carga actuante máxima } P_{\text{max}} = -120,9487.70 \text{ (1) kg} / 1.25 = -90,308.44 \text{ kg}$$

Usando sección tipo IR 12" x 8" (56.60 kg/m)

$$kL/r = 0.75 \times 322 / 4.92 = 49.09$$

$$F_c = 21,500 - (100 \times 49.09) 2530 / 36,000 = 1166.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{adm}} = 1166.01 \times 75.94 = 88,546.89 \text{ kg} < -90,308.44 \text{ kg}, \text{ se acepta la sección.}$$

Elementos 1 y 6

Longitud de elemento  $L = 6.096 \text{ m}$

$$\text{Carga máxima actuante } P_{\text{max}} = -44,884.67 \text{ (2) kg} / 1.25 = -35,907.74 \text{ kg}$$

Empleando sección IR 12" x 6½" (40.30 kg/m)

$$kL/r = 0.75 \times 609.6 / 3.90 = 117.23$$

$$F_c = [21,500 - (100 \times 117.23)] 2530 / 36,000 = 687.11 \text{ kg/cm}^2$$

(1) y (2) Son los valores obtenidos de las fuerzas actuantes en el caso particular del análisis del portal exterior, véase figura 4.7.4b

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTEADO LATERAL.

$P_{adm} = 687.11 \times 56.70 = 38,959.14 \text{ kg} > 35,909.34 \text{ kg}$ , la sección se acepta y es definitiva. Detalles véase Plano no. 4.

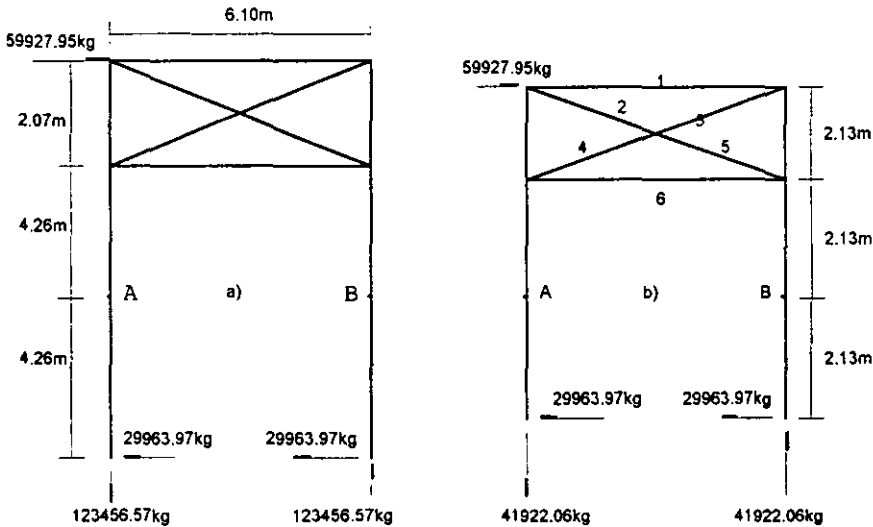


FIGURA 4.7.4

### 4.8 Diseño de Contraventeo Horizontal .

#### 4.8.1 Diseño de elementos de contraventeo horizontal. Plano cuerda Superior.

Cargas actuantes :

Máxima carga de compresión  $P = -403,444.81 \text{ kg}$  (tabla B)  
Fuerza que actúa directamente en el contraventeo horizontal.

$\frac{1}{2} FL = 0.025 \times 403,444.81 \text{ kg} = 10,086.12 \text{ kg}$ , depejando FL,

$FL = 2 \times 10,086.12 = 20,172.24 \text{ kg}$

Fuerza total lateral (cabeceo) actuando sobre hongo riel.

$FL = 0.25 (E-80) = 0.25 \times 80 \text{ kip} \times 0.4536 = 9072.00 \text{ kg}$

$FL_1 = \frac{FL \cdot h}{6} = \frac{9072 \cdot (36/6)}{36} = 1512.00 \text{ kg}$

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTE LATERAL.

Fuerza del viento .

$$F_v = F_w = 50 \times 66 = 3300 \text{ lb/ft} \times 1.4895 = 4915.35 \text{ kg/m}$$

$$FL_v = 0.50 \times 4915.35 = 2457.68 \text{ kg}$$

Fuerza longitudinal total actuante:

$$FL_t = 20,172.24 + 1512.0 + 2457.68 = 24,141.92 \text{ kg}$$

La fuerza que actúa en el elemento es:

$$F = 24,141.92 / 2 \cos \theta = 17,043.49 \text{ kg}$$

$$\text{El área requerida es: } A = 17,043.49 / 0.55 \times 2530 = 12.25 \text{ cm}^2$$

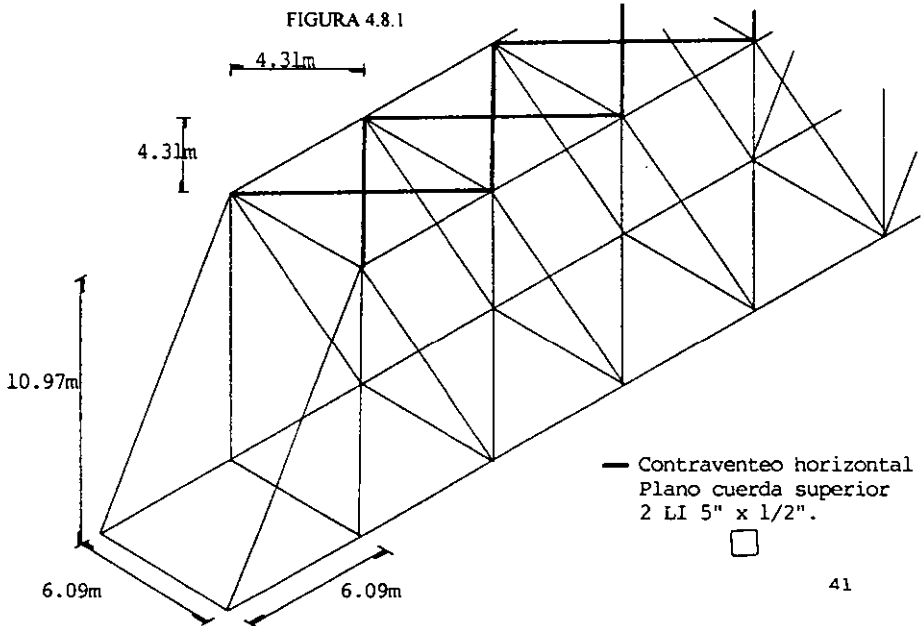
Se propone utilizar dos LI 5" x 1/2". Revisando esfuerzos permisibles.

$$kL/r = 0.75 \times 431 \text{ cm} / 2.52 \text{ cm} = 128.27$$

$$F_c = [21,500 - (100 \times 128.27)] \frac{2530}{36,000} = 609.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 609.52 \times 58.06 = 35,388.73 \text{ kg} > 17,073.49 \text{ kg} \\ > 24,141.92 \text{ kg. la sección se acepta.}$$

véase Plano no. 1 y Anexo 2.



## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISO Y CONTRAVENTEADO LATERAL.

### 4.8.2 Diseño de elementos de contraventeo horizontal. Plano cuerda Inferior.

Longitud de elemento  $L = 4.31\text{m}$

Máxima fuerza por tensión  $F = +393,216.03\text{kg}$  (tabla B)

Fuerzas actuantes.

$$FL = 2 \times 0.025 \times 393,216.03 = 19,660.80\text{kg}$$

Fuerza lateral cabeceo.

$$FL = FL - FL, = 9072.00 - 1512.00 = 7560.00\text{kg}$$

Fuerza del viento.

$$FL = 2457.68\text{kg}$$

Fuerza longitudinal total actuando en el elemento.

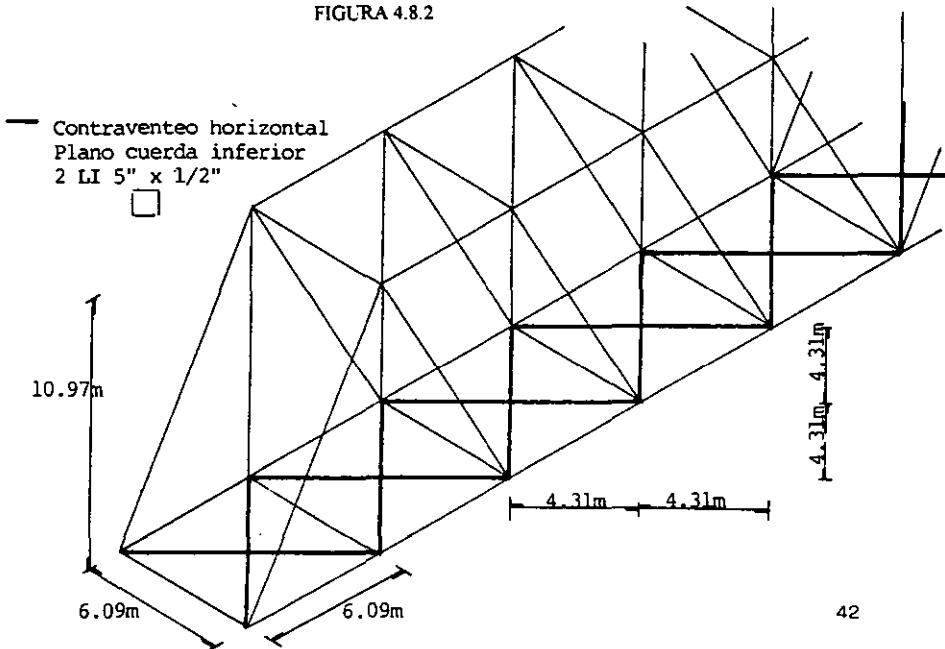
$$FL = 19,960.80 + 7560 + 2457.68 = 29,978.48\text{kg}$$

Empleando la sección 2LI 5" x 1/2". La sección cumple y es definitiva, ya que :

$$P_{adm} = 598.63 \times 30.65 \times 2 = 36,696.02\text{kg} > 29,978.48\text{kg}, \text{ se acepta la sección.}$$

véase Plano no. 1 y Anexo 2.

FIGURA 4.8.2



## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

### 5.1.1 Diseño de elementos de la armadura. Cuerda superior.

Elementos : 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, y 8.

Diseño de elementos por el Método de esfuerzos permisibles.

Fuerza máxima de compresión  $P = -403,444.81\text{kg}$

Longitud de viga  $L = 609.6\text{cm}$

Realizando revisión de secciones por tanteos, se concluye que la sección compuesta 4 ángulos de lados iguales LI 4" x 3/4" + 4 placas PL 11" x 11/16". Cuyas características geométricas pueden consultarse en el anexo 1. Se procede a revisar los esfuerzos del elemento por compresión, de la siguiente forma :

Revisión del esfuerzo de compresión axial permisible:

$$f_c = 0.55 F_y = 0.55 \times 2530 = 1391.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$kL/r = 0.75 \times 609.6\text{cm} / 12.60\text{cm} = 36.29$$

$$F_c = [21,500 - 100(kL/r)F_y] / 36,000$$

$$F_c = [21,500 - 100(36.29)2530] / 36,000 = 1255.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = A f_c$$

$$P_c = 1255.93\text{kg/cm}^2 \times 325.98\text{cm}^2 = 421,967.36 \text{ kg} > 403,444.81\text{kg}, \text{ se acepta la sección.}$$

$$A_{req} = P / f_c = 403,444.81\text{kg} / 1391.50\text{kg/cm}^2 = 289.93\text{cm}^2 < 325.98\text{cm}^2, \text{ se acepta.}$$

### 5.1.2 Diseño de elementos de la armadura. Cuerda inferior.

Elementos : 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17 y 18.

Fuerza máxima a la tensión  $P = +393,216.03 \text{ kg}$

Longitud de elemento  $L = 609.6\text{cm}$

Se propone la sección compuesta 4LI 4" x 3/4" + 4PL 5/8" x 11"

$$f_c = 0.55 F_y = 0.55 \times 2530 = 1391.50\text{kg/cm}^2$$

$$kL/r = 0.75 \times 609.6 / 12.56 = 36.40$$

$$F_c = 21,500 - (100 \times 36.40)2530 / 36,000 = 1255.16\text{kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 1391.50 \times 318.10 = 442,636.15\text{kg} > 393,216.03\text{kg}, \text{ se acepta la sección.}$$



## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

### 5.1.3 Diseño de elementos de armadura. Postes exteriores

Elementos : 19 y 37.

Fuerza máxima de compresión  $P = -279,864.64\text{kg}$

Longitud de elemento  $L = 1255.3\text{cm}$

Se propone la sección compuesta de 4LI 4"x ¾" + 4PL 11/16"x 11"

Revisando esfuerzos permisibles y actuantes.

$$kL/r = 0.75 \times 1255.3 / 12.60 = 74.72$$

$$F_c = [21,500 - (100 \times 74.72)]2530 / 36,000 = 985.87\text{kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 985.87 \times 325.98 = 321,373.90\text{kg} > 279,864.64\text{kg}, \text{ la sección se acepta.}$$

$$A_{req} = 279,864.64 / 1391.50 = 201.12\text{cm}^2 < 325.98\text{cm}^2$$

### 5.1.4 Diseño de elementos de armadura. Diagonales principales.

Elementos 21 y 35

Longitud  $L = 1255.3\text{cm}$

Fuerza tensión máxima  $P = + 313,269.23\text{ kg}$

$$A_{req} = 313,269.23 / 0.55 \times 2530 = 225.13\text{cm}^2$$

Se propone la sección compuesta 4LI 4"x ½" + 4PL 5/8" x 11". Revisando.

$$kL/r = 0.75 \times 1255.3 / 12.67 = 74.31$$

$$F_c = [21,500 - 100(74.31) 2530] / 36,000 = 988.74\text{kg/cm}^2 < 1391.50\text{kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 0.55 \times 2530 \times 274.18 = 381,521.47\text{ kg} > 313,269.23\text{ kg.}$$

Sin embargo se utilizó la sección compuesta 4LI 4"x ¾" + 4PL 5/8" x 11", con lo cual la revisión de esfuerzos queda :

$$kL/r = 0.75 \times 1255.3 / 12.56 = 74.90$$

$$F_c = 21,500 - 100(74.90)2530 / 36000 = 984.17\text{kg/cm}^2$$

$P_{adm} = 0.55 \times 2530 \times 318.10 = 442,636.15\text{kg} > 313,269.23\text{kg}$ . En ambos casos se acepta la sección, siendo la segunda definitiva.

## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

### 5.1.5 Diseño de elementos de armadura. Diagonales intermedias.

Elementos 23 y 33.

Longitud 1255.3cm

Fuerza máxima tensión  $P = -187,593.38\text{kg}$

Se propone sección compuesta dos perfiles C estándar más dos placas de  $\frac{1}{2}$ ".  
2 CE 12" + 2 PL  $\frac{1}{2}$ " x 11".

Revisando esfuerzos:

$$kL/r = 0.75 \times 1255.3 / 11.80 = 79.79$$

$$F_c = [21,500 - 100(79.79) 2530] / 36,000 = 950.26\text{kg/cm}^2 < 1391\text{kg/cm}^2, \text{ bien.}$$

Carga admisible por tensión:

$$P_{adm} = 0.55 \times 2530 \times 169 = 235,163.50\text{kg} > 187,593.38\text{kg}, \text{ la sección se acepta.}$$

### 5.1.6 Diseño de elementos de armadura. Diagonales intermedias.

Elementos 25, 27, 29 y 31

Longitud  $L = 1255.3\text{cm}$

Fuerza máxima por tensión  $P = -125,277.45\text{kg}$

La sección requerida será:

$$A_{req} = 125,277.45 / 0.55 \times 2530 = 90.03\text{cm}^2$$

Se propone la sección compuesta 2CE 12" + 2PL  $\frac{3}{8}$ " x 11". Revisando esfuerzos permisibles para tensión.

$$kL/r = 0.75 \times 1255.3 / 11.90 = 79.12$$

$$F_c = [21,500 - (100 \times 79.12) 2530] / 36,000 = 954.53\text{kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 0.55 \times 2530 \times 134.20 = 186,739.30\text{kg} > 125,277.45\text{kg}, \text{ se acepta la sección.}$$

### 5.1.7 Diseño de elementos de armadura. Postes intermedios.

Elementos 24 y 32.

Longitud  $L = 1097.3\text{cm}$

Carga máxima por compresión  $P = -128,894.71\text{kg}$

La sección propuesta es 2CE 12" + 2PL  $\frac{3}{8}$ " x 9". Revisando esfuerzos.

$$kL/r = 0.75 \times 1097.3 / 10.55 = 78.01$$

## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

$$F_c = [21,500 - (100 \times 78.01)2530] / 36,000 = 962.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 962.76 \times 122.13 = 117,581.34 \text{ kg} < 128,894.89 \text{ kg}$$

Si se tratara de fuerza de tensión, la carga admisible de diseño se calcula como:

$$P_{adm} = 0.55 \times 2530 \times 122.13 = 169,943.89 \text{ kg} > 128,894.89 \text{ kg}, \text{ cumple.}$$

Por lo tanto la sección se aceptará, ya que la primera condición de carga permisible es menor a la actuante en un 8.78%, el cual puede aceptarse.

### 5.1.8 Diseño de elementos de armadura. Postes intermedios.

Elementos 22 y 34

Longitud  $L = 1097.3 \text{ cm}$

Fuerza máxima actuante a compresión  $P = -211,245.15 \text{ kg}$

Sección requerida :

$$A_{req} = 211,245.15 / 1391.50 = 151.81 \text{ cm}^2$$

La sección propuesta es 2CE 12" + 2PL 11/16" x 11", revisando esfuerzos.

$$kL/r = 0.75 \times 1097.3 / 12.34 = 66.69$$

$$F_c = [21,500 - (100 \times 66.69)2530] / 36,000 = 1042.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 1042.29 \times 211.59 = 220,538.14 \text{ kg} > 211,245.15 \text{ kg}, \text{ la sección se acepta.}$$

### 5.1.9 Diseño de elementos de armadura. Montantes e intermedios.

Elementos 20, 26, 28, 30 y 36

Longitud  $L = 1097.3 \text{ cm}$

Fuerza máxima actuante por tensión  $P = +76,804.49 \text{ kg}$

$$A_{req} = 76,804.49 / 1391.50 = 55.20 \text{ cm}^2$$

La sección compuesta que se propone es 2CE 12" + 2PL 8" x 3/8"

Revisando esfuerzos;

$$kL/r = 0.75 \times 1097.3 / 9.71 = 84.76$$

$$F_t = [21,500 - (100 \times 84.76)2530] / 36,000 = 915.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{adm} = 0.55 \times 2530 \times 117.49 = 163,478.33 \text{ kg} > 76,804.49 \text{ kg}, \text{ la sección se acepta.}$$

## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

### 5.2 Revisión de esfuerzos combinados. Columnas.

Elementos 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 34 y 36

Momento generado por viento actuando en el portal interior.

a) Puente descargado:

$$F_H = 4915.35 \text{ kg/m}$$

$$F_w = F_H b / 2 = 14,982.00 \text{ kg}$$

$$F_v = F_w h / b = 26,967.60 \text{ kg}$$

$$M = F_w h_2 / 2 = 27,399.08 \text{ kg-m}$$

$$M = 1.00392 \times 27,399.08 = 27,506.40 \text{ kg-cm}$$

$$P = -49,949.40 \text{ kg} / 1.25 = -35,959.25 \text{ kg}, \text{ carga tomada de Caso III/ 1.25.}$$

b) Puente cargado:

$$F_H = 2949.25 \text{ kg}$$

$$F_w = 8989.20 \text{ kg}$$

$$F_v = 16,180.56 \text{ kg}$$

$$M = 16,439.45 \text{ kg-m}$$

$$M = 1.00392 \times 16,439.45 = 16,503.80 \text{ kg-m}$$

$$P = -158,666.82 / 1.25 = -126,933.46 \text{ kg}, \text{ carga tomada de Caso I / 1.25.}$$

Véase figura 5.2.

Secciones propuestas.

Elementos 24 y 32 : 2CE 12"+ 2PL 3/8" x 9" A=122.13cm<sup>2</sup>

Elementos 22 y 24 : 2CE 12"+ 2PL 1/2" x 11" A= 169.00cm<sup>2</sup>

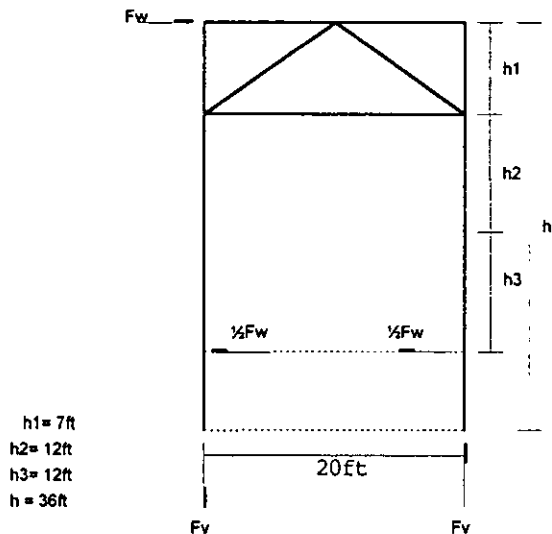
Elementos 20, 22, 28, 30 y 36 : 2CE 12"+ 2PL3/8" x 8" A= 117.49cm<sup>2</sup>

Se desarrollará todo el análisis y revisión de las secciones para que cumplan con las condiciones de esfuerzos combinados, una vez que la primera revisión cumpla y posteriormente para la segunda condición de carga y momento cumpla ; se dirá que la sección propuesta cumple satisfactoriamente las condiciones de esfuerzos combinados.

## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

De lo contrario, se buscará una sección que cumpla con las condiciones de flexotensión ó flexocompresión.

FIGURA 5.2 PORTAL INTERIOR.



### 5.2.1 Revisión de esfuerzos combinados para la condición de puente descargado.

De la sección 2CE 12" + 2PL 3/8" x 9" :

$$M = 27,506.\text{kg}\cdot\text{m} / 1.25 = 22,005.12 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$P = -44,949.40\text{kg} / 1.25 = -35,959.25\text{kg}$$

$$kL / r_y = 0.75 \times 1097.3\text{cm} / 13.27\text{cm} = 62.02$$

$$kL / r_x = 0.75 \times 732.0\text{cm} / 10.55\text{cm} = 52.04$$

Revisión de los esfuerzos:

Esfuerzo axial calculado:

$$f_c = P/A = 35,959.25\text{kg} / 122.13\text{cm}^2 = 294.43\text{kg}/\text{cm}^2$$

Esfuerzo de compresión axial permisible:

$$F_c = [21,500 - 100(kL/r)2530] / 36,000 \text{ , sustituyendo valores:}$$

## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

$$F_s = [21,500 - 100(62.02)2530] / 36,000 = 1075.11 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de flexión permisible:

$$F_b = 0.55 f_y \left[ 1 - \frac{(kL/r)^2 2530}{1,800,000} \right] = 0.55 \times 2530 \left[ 1 - \frac{(0.6202)^2 2530}{1,800,000} \right] = 1390.75 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de flexión calculado:

$$f_b = \frac{M \cdot \frac{1}{h}}{I} = \frac{2,200,512 \text{ kg-cm} \times \frac{1}{32.38 \text{ cm}}}{21,498.54 \text{ cm}^4} = 1657.15 \text{ kg/cm}^2$$

Debiéndose cumplir la desigualdad :  $f_b / F_b + f_s / F_s < 1.00$  ,sustituyendo valores:

$$(294.43 / 1075.11) + (1657.15 / 1390.75) = 1.46 > 1.00 \text{ , la sección no cumple.}$$

Utilizando la sección 2CE 12" + 2PL 1/2" x 11" , y sustituyendo directamente:

$$f_s = 35,959.23 / 169.00 = 212.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = [21,500 - 100(0.75 \times 1097.3 / 13.40)] \frac{2530}{36,000} = 1002.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.55 \times 2530 \left[ 1 - \frac{0.6142^2 \times 2530}{1,800,000} \right] = 1390.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = (0.50 \times 33.02 \times 2,200,512) / 30,685 = 1183.89 \text{ kg/cm}^2 \text{ , sustituyendo :}$$

$$(212.78 / 1002.56) + (1183.98 / 1390.76) = 1.06 = 1.00$$

Se acepta la desigualdad, pero esta sección deberá cumplir para la condición de puente cargado.

### 5.2.2 Revisión de esfuerzos combinados, condición de puente cargado.

La sección compuesta por 2CE 12" + 2PL 1/2" x 11" , se revisará para las condiciones siguientes :

$$M = 13,203.04 \text{ kg-m}$$

$$P = -126,933.46 \text{ kg}$$

$$f_s = 126,933.46 / 169 = 751.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = (0.5 \times 33.02 \times 1,320,304) / 30,685.00 = 710.39 \text{ kg/cm}^2$$

## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

$$f_s / F_s = 751.08 / 1002.56 = 0.75$$

Debiéndose cumplir con la desigualdad :

$$f_s / F_s + F_b [ 1 - (kL/r)^2 f_s ] < 1.00$$

$$1,406,000$$

$$1390.76 [ 1 - \frac{0.6142^2 \times 751.08}{1,406,000} ] = 1390.48 \text{ kg/cm}^2, \text{ sustituyendo valores.}$$

$0.75 + 710.39 / 1390.48 = 1.26 > 1.00$ , por lo que el área de sección debe aumentarse. Se propone entonces la sección 2CE 12" + 2PL 11/16" X 11". Revisando esfuerzos :

$$f_s = 126,933.46 / 211.59 = 599.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 1,320,000 \times 33.98 \times 0.50 / 34,943.09 = 641.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 21,500 - [ 100 \frac{(0.75 \times 1097.3)}{12.77} ] \frac{2530}{36,000} = 1058.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.55 \times 2530 [ 1 - \frac{(0.6444)^2 \times 2530}{1,800,000} ] = 1390.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$1390.69 [ 1 - \frac{(0.6444)^2 \times 599.9}{1,406,000} ] = 1390.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$(599.90 / 1058.06) + (641.96 / 1390.49) = 1.03 = 1.00 \text{ LA SECCION ES ACEPTADA Y ES DEFINITIVA.}$$

### 5.3 Revisión de esfuerzos combinados. Postes exteriores

Momentos generados por viento sobre el portal exterior.

Elementos 19 y 37.

a) Puente descargado:

$$F_H = 50 \text{ lb/ft}^2 \times 66 \text{ ft} = 3300 \text{ lb/ft} = 4915.35 \text{ kg/m}$$

$$F_w = 4915.35 \text{ kg/m} \times 6.096 \text{ m} \times 4 / 2 = 59,997.95 \text{ kg}$$

$$F_b = 59,927.95 \text{ kg} / 2 = 29,963.97 \text{ kg}$$

$$F_v = 59,927.95 \text{ kg} \times \frac{41.20 \text{ ft} \times 0.3048}{20 \text{ ft} \times 0.3048} = 123,451.57 \text{ kg}$$

CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

$$M = 59,927.95\text{kg} \times 14\text{ft} \times 0.3048 / 2 = 127,862.27 \text{ kg-m}$$

$$M = 1.102 \times 127,862.27 \text{ kg-m} = 129,271.00 \text{ kg-m}$$

b) Puente descargado:

$$F_H = 30\text{lb/ft}^2 \times 66\text{ft} = 1980 \text{ lb/ft} = 2949.21\text{kg/m}$$

$$F_w = 2949.21\text{kg/m} \times 6.096\text{m} \times 4 / 2 = 35,956.77\text{kg}$$

$$F_b = 35,956.77\text{kg} \times 0.50 = 17,978.38\text{kg}$$

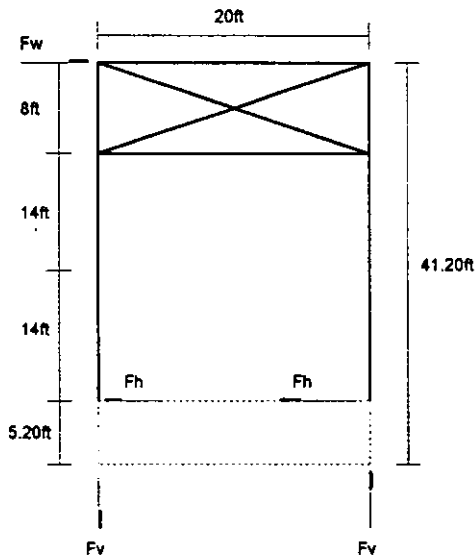
$$F_v = 35,956.77\text{kg} \times \frac{41.20\text{ft} \times 0.3048}{20\text{ft} \times 0.3048} = 74,070.94\text{kg}$$

$$M = 35,956.77\text{kg} \times 14\text{ft} \times 0.3048 / 2 = 76,717.36 \text{ kg-m}$$

$$M = 1.102 \times 76,717.36 \text{ kg-m} = 77,562.70 \text{ kg-m}$$

Véase figura 5.3 .

FIGURA 5.3 PORTAL EXTERIOR.



$$L_1 = 28.0 \text{ ft} \quad L_2 = 41.2 \text{ ft}$$

Las características geométricas de las secciones propuestas en el diseño pueden consultarse en el ANEXO I.  
Los valores de carga de diseño P, pueden consultarse en la Tabla B. Véase el plano no. 1.



## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

### 5.3.1 Revisión de esfuerzos combinados puente descargado.

Características de las cargas actuantes:

$$P = -95,557.30\text{kg} / 1.25 = -76,445.84\text{kg} \text{ del CASO III}$$

$$M = 129,271.0 \text{ kg-m} / 1.25 = 103,416.8 \text{ kg-m del inciso a).}$$

Se propone la sección compuesta 2CE 12" + 2PL 1½" x 23½"

Revisando esfuerzos:

$$kL_1 / r = 0.75 \times 853 / 12.60 = 50.77$$

$$kL_2 / r = 0.75 \times 1255 / 12.60 = 74.70$$

$$f_s = 76,445.84 / 568.64 = 134.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = [21,500 - 100(46.83)]2350 / 36,000 = 1181.86\text{kg/cm}^2$$

$$f_b = 10,341,680 \times 60.96 \times 0.5 / 229,666.59 = 1372.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.55 \times 2530 \left[ 1 - \frac{0.4683 \times 2530}{1,406,000} \right] = 1391.07 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en la desigualdad:

$$(134.44 / 1181.86) + (1372.49 / 1391.07) = 1.10 = 1.00$$

Se aceptará, pero esta sección debera cumplir para la condición del inciso b).

### 5.3.2 Revisión de esfuerzos combinados puente cargado.

Características de cargas actuantes:

$$P = -279,864.64\text{kg} / 1.25 = -223,891.71\text{kg} \text{ CASO I}$$

$$M = 77,562.70 \text{ kg-m} / 1.25 = 62,050.16 \text{ kg-m}$$

Revisando esfuerzos para la sección citada anteriormente:

$$f_s = 223,891.71 / 568.64 = 393.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = [21,500 - 100(46.83)] 2530 / 36,000 = 1181.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = (6,205,016 \times 60.69 \times 0.5) / 229,666.59 = 823.49 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

$$F_s = 1391.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$1391.07 \left[ 1 - \frac{0.4683 \cdot 2530}{1,406,000} \right] = 1391.0 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en la desigualdad:

$$(393.73 / 1181.86) + (823.49 / 1391.0) = 0.92 < 1.00, \text{ SE ACEPTA LA SECCION.}$$

TABLA 5.3.2  
RESUMEN DE SECCIONES DEFINITIVAS DE ARMADURA

ELEMENTO	SECCION	AREA cm2	PESO kg/m
1,2,3,4, 5,6,7,8	4LI 4" x 3/4" + 4PL 11/16" x 11"	325.98	263.13
9,10,11,12,13,14, 15,16,17,18,21,35	4LI 4" x 3/4" + 4PL 5/8" x 11"	318.1	249.12
20,22,24,26,28 30,32,34,36	2CE 12" + 2PL 11/16" x 11"	211.59	165.79
19, 37	2CE 12" + 2PL 1½" x 23½"	568.64	445.81
23, 33	2CE 12" + 2PL ½" x 11"	169	133
25, 27, 29, 31	2CE 12" - 2PL 3/8" x 11"	134.2	105.2

5.4 Estimación de carga muerta real de armadura.

Una vez conocidos los elementos diseñados para la armadura, se procede a la estimación del peso real de la armadura. Con este dato se puede analizar nuevamente la armadura y compaginarla con la combinación de cargas, como veremos más adelante.

Por lo pronto tabularemos el peso de todos los elementos de la armadura.

PESO REAL DE UNA ARMADURA

sección	long. m	kg/m sección	no. pzas.	subtotal kg.
4LI 4"x 3/4" + 4PL 11/16" x 11"	6.096	263.13	8	12832.32
4LI 4"x 3/4" + 4PL 5/8" x 11"	6.096	249.12	10	15186.35
2CE 12" + 2PL 11/16" x 11"	10.63	165.79	9	15861.13
2CE 12" + 2PL 11/16" x 11"	11.45	249.12	2	5784.85
2CE 12" + 2PL 1½" x 23½"	11.7	445.81	2	10431.95
2CE 12" + 2PL ½" x 11"	11.15	133	2	2965.9
2CE 12" + 2PL 3/8" x 11"	11.15	105.2	4	4691.92
accesorios 3%				2030.23
Σ				69704.65

Las características geométricas de las secciones propuestas en el diseño pueden consultarse en el ANEXO I.  
Los valores de carga de diseño P, pueden consultarse en la Tabla B. Véase el plano no. 1.

## CAPITULO 5. PROPOSICION Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARMADURA

Peso de sistema de piso y contraventos horizontal y verticales, veámos la siguiente tabla :

elemento	sección	peso kg/m	long. m	no. pzas.	subtotal kg
armadura				2	139409.3
sistema de piso	(largueros)			10	66000
contrav. hor.	2L1 5"x 1/2"	24.11	8.15	2 x 18	14147.75
pieza de puente	2PL 18"x1 1/2" + 1PL 37"x5/8"	390.29	6.096	11	26196
contrav. vert.					7670
$\Sigma$					253423.05

El peso total real de todo el conjunto del puente, servirá para revisar la carga muerta real de una armadura, ya incluyendo sistema de piso y contraventes horizontal y vertical. Hacer la revisión de combinación de cargas y revisar la contraflecha, como veremos mas adelante.

Carga uniformemente repartida para carga muerta real de ambas armaduras:

$$W_m = 253,423.05\text{kg} / 2 \times 60.96\text{m} = 2078.60 \text{ kg/m}$$

Actuando en una armadura :

$$w = 2078.60\text{kg/m} \times 0.5 = 1039.30 \text{ kg/m} , \text{ las reacciones en ambos apoyos son:}$$

$R_A = R_B = \frac{1}{2} [1039.60\text{kg/m} \times 60.96\text{m}] = 63,355.78 \text{ kg}$  los resultados del análisis de la armadura para carga muerta real se pueden consultar en la tabla C.

Para revisar la contraflecha, el reglamento AREA especifica que al puente debe darse una contraflecha para las deformaciones verticales ocasionadas por la carga muerta, más una carga viva uniforme de 3 kip/ft. Esta se calcula como sigue:

$$w_{real} = 2078.60 \text{ kg/m}$$

$$w_{AREA} = 3 \text{ kip/ft} = 4464.00 \text{ kg/m} , \text{ por via}$$

$$w_i = w_{real} + 3 \text{ kip/ft}$$

$$w_i = 2(2078.60) + 4464 = 8621.20 \text{ kg/m}$$

$$w_i = 8621.20 \times \frac{1}{2} = 4130.60 \text{ kg/m} , \text{ por armadura para la contraflecha.}$$

Las reacciones de los apoyos de la armadura son: (veáse tabla E)

$$R_A = R_B = 4130.60 \times 60.96 \times \frac{1}{2} = 131,387.08 \text{ kg}$$

## CAPITULO 6. CONEXIONES PARA ARMADURA.

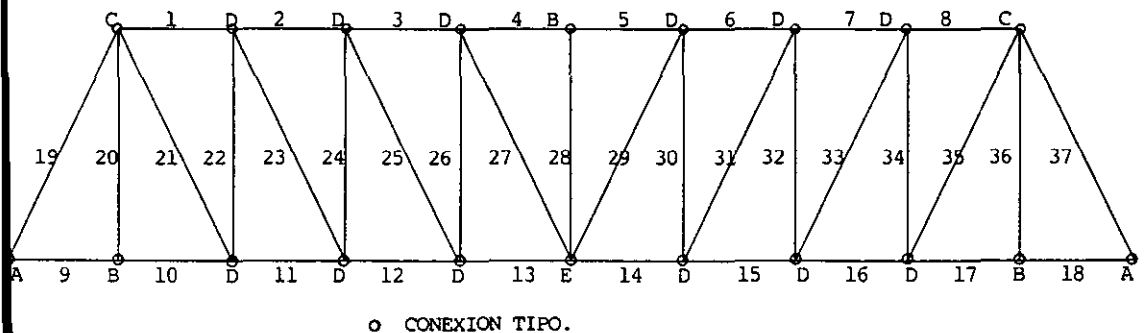
Un método común para unir entre sí los miembros de una armadura consiste en colocar placas de conexión en los nudos donde convergen estos miembros. Los miembros se conectan a las placas de conexión mediante remaches, tornillos o soldaduras.

El espesor de estas placas se determina por varios factores, se necesita un espesor mínimo determinado para desarrollar la resistencia total de los tornillos o remaches. Si estos trabajan en la placa de conexión al corte simple se requiere un menor espesor de contacto para desarrollar su resistencia total, mientras que si trabajan a corte doble, se requiere un mayor espesor.

Existen claramente dos tipos distintos de transmisión de esfuerzos a través de la placa de conexión en un nudo de armadura. a) el primer esfuerzo ocurre cuando el miembro de la cuerda es continuo a través de la placa, la mayor parte del esfuerzo en la cuerda se trasmite directamente dentro de la misma, y solamente se trasmite a través de la placa de conexión la diferencia de esfuerzos en la cuerda. b) El segundo tipo de transmisión de esfuerzos ocurre cuando los miembros de la cuerda se empalman precisamente en los nudos, las placas de conexión en estos nudos están sometidos a esfuerzos elevados, ya que transmiten los esfuerzos de las cuerdas en toda su magnitud.

Las especificaciones AREA establecen que el empalme o placa de conexión debe diseñarse para transmitir por lo menos la mitad del esfuerzo. Los miembros de compresión que se empalman frecuentemente en sus cuatro lados con objeto de mantener alineados las partes en contacto, las placas de empalme ayudan a transmitir una parte de la carga y las placas de conexión pueden ser suficientes para resistir el resto. Por otro lado las placas de conexión en los empalmes a tensión no pueden diseñarse sin exceso de material adicional, estos empalmes se limitan en general a los claros pequeños. Para claros grandes en voladizo, donde la cuerda superior es curva sobre los apoyos intermedios o pilas, se pueden usar las conexiones articuladas.

FIGURA 6.1



(1) Este criterio fue tomado del libro STRUCTURAL STEEL DESIGN HANDBOOK, MERRIT / Mc GRAW-HILL. Las longitudes de placas y detalles se pueden consultar en la figura correspondiente y Plano no. 5.

## CAPITULO 6. CONEXIONES PARA ARMADURA.

Para estimar la longitud de la placa de conexión y las cargas de diseño, estas se obtienen de la suma algebraica de las fuerzas que ocurren en el nudo, es decir, tensan o comprimen. El procedimiento ejecutado en el cálculo aquí ejecutado es aceptable, ya que se definen cuatro condiciones de carga y se empleará la segunda cantidad mayor y su revisión se realizará de acuerdo a la carga a compresión o tensión. (1)

En el diseño de las secciones puede observarse lo siguiente:

- $P_{adm} = F_c A$  si el elemento está en compresión o tensión.
- $P_{adm}$  corresponde al valor de la envolvente de fuerzas máx. Tabla C.
- 3D separación típica interior, donde D diámetro de tornillo en cm.
- 1.75D separación típica exterior, donde D diámetro del tornillo en cm.

Estos cálculos se apoyan en los valores de la envolvente de fuerzas máximas de la Tabla D. Para los esfuerzos permisibles de los tornillos consúltese el Anexo 4.

### 6.1 Análisis y diseño de conexión tipo A.

Se emplearán conexiones atornilladas.

Tornillos A-325 de 1 1/4" diámetro  $\emptyset$ .

Espesor de placa mínimo 1/2".

Area de tornillo A-325

$$A_b = 7.92\text{cm}^2$$

Esfuerzo cortante permisible (aplastamiento)

$$F_v = 1405.00\text{kg/cm}^2$$

Determinación del número de tornillos.

$$\begin{aligned} N &= \frac{P}{A_b F_v} = 305,364.91\text{kg} / (7.92\text{cm}^2 \times 1405 \text{ kg/cm}^2) = 27.44 \text{ pzas} \\ &= 32 \text{ pzas.} \\ &= 16\text{pzas.p.c.p.} \end{aligned}$$

Longitud requerida de placa conexión.

$$\begin{aligned} L_{req} &= (N-1)3D + 2(1.75D) \\ &= 7(3 \times 3.18\text{cm}) + 2(1.75 \times 3.18\text{cm}) = 77.91\text{cm} \\ &= 80\text{cm} \end{aligned}$$

Corte en la placa :

Se empleará el espesor mínimo de placa que es de 1/2" espesor.

$$F = \cos \theta P = \cos 60.94^\circ \times 305,364.51 \text{ kg} = 148,297.41\text{kg}$$

(1) Este criterio fue tomado del libro STRUCTURAL STEEL DESIGN HANDBOOK MERRIT / Mc GRAW-HILL. Las longitudes de placas y detalles se pueden consultar en la figura correspondiente y Plano no. 5.

## CAPITULO 6. CONEXIONES PARA ARMADURA.

Revisión del cortante actuante :

$$F_{v,act} = \frac{E}{2 l_{min} t}, \text{ sabiendo que el esf. cortante permisible } F_v = 0.35 F_y = 885.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{v,act} = 148,297.41 / (2 \times 70 \text{ cm} \times 1.27) = 834.07 \text{ kg/cm}^2 < 885.50 \text{ kg/cm}^2, \text{ bien.}$$

El número de tornillos A-325 son:

$$N = 331,977.11 \text{ kg} / (7.02 \text{ cm}^2 \times 1405 \text{ kg/cm}^2) = 29.83 \text{ pzas} = 32 \text{ pzas.} \\ = 16 \text{ pzas. p.c.p.}$$

$$\text{Longitud requerida de placa. } L = (7 \times 3 \times 3.18 \text{ cm}) + (2 \times 1.75 \times 3.18 \text{ cm}) \\ L = 77.91 \text{ cm}$$

Revisión del aplastamiento de la placa unión:

$$P_{apl} = N t \phi 2 F_v = 32 \text{ pzas} \times 1.27 \text{ cm} \times 3.18 \text{ cm} \times 2 \times 1405 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{apl} = 363,150.91 \text{ kg} > 305,364.91 \text{ kg} \\ > 331,977.11 \text{ kg, por lo que la conexión cumple.}$$

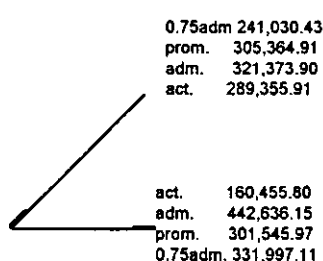


FIGURA 6.1 CONEXION TIPO A

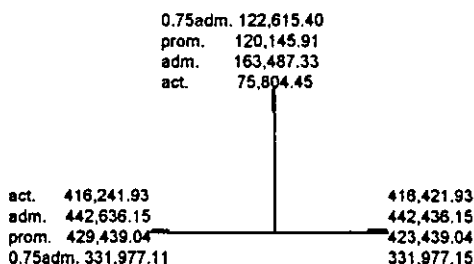


FIGURA 6.2 CONEXION TIPO B

### 6.2 Análisis y diseño de conexión tipo B.

Véase figura 6.2, para conocer las características de cargas en el nodo.

Estimación de número de tornillos para la placa de acero con espesor  $t = 1.27 \text{ cm}$

$$N = 429,439.04 / (7.62 \times 1405) = 40.11 \text{ pzas.} = 40 \text{ pzas} \text{ ó } 20 \text{ pzas p.c.p.}$$

$$L = 3.18(9 \times 3 + 2 \times 1.75) = 96.99 = 100 \text{ cm}$$

$$P_{apl} = 40 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 453,398.64 > 419,104.65 \text{ kg, se acepta.}$$

(1) Este criterio fue tomado del libro STRUCTURAL STEEL DESIGN HANDBOOK/ MERRITT / Mc GRAW-HILL  
Las longitudes de placas y detalles se pueden consultar en la figura correspondiente y Plano no. 5.

## CAPITULO 6. CONEXIONES PARA ARMADURA.

$N = 122,615.50 / (7.62 \times 1405) = 11.45$  pzas se emplearán 16pzas u 8pzas p.c.p.

$L = 3.18(7 \times 3 + 2 \times 1.75) = 77.91\text{cm} = 80\text{cm}$

$P_{apl} = 16 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 181,575.45\text{kg} > 122,615.50\text{kg}$ , cumple.

Revisión de tensión en la placa :

$$L_{min} = P_{tension} / (0.55F_y 2t)$$

$L_{min} = 429,439.04 / (0.55 \times 2530 \times 2 \times 1.27) = 121.5\text{cm} = 120\text{cm}$ , se acepta.

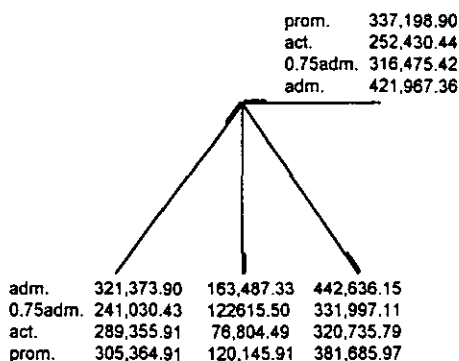


FIGURA 6.3 CONEXION TIPO C

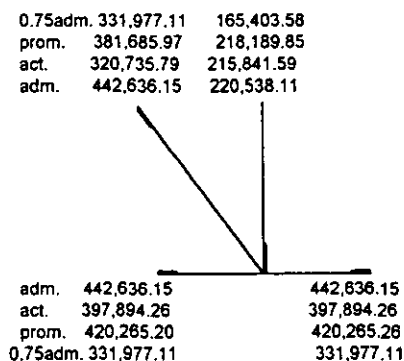


FIGURA 6.4 CONEXION TIPO D

### 6.3 Análisis y diseño de conexión tipo C.

Estimación de número de tornillos A-325 1¼" Ø.

$N = 337,198.90 / (7.62 \times 1405) = 31.49 = 32$  pzas ó 16 pzas. p.c.p.

$N = 305,364.91 / (7.62 \times 1405) = 28.52$  pzas. = 32 pzas. ó 16 pzas. p.c.p.

$$L_{min\ req} = \frac{\cos\theta F}{0.35 F_y 2t}$$

$L_{min\ req} = (\cos 60.94^\circ \times 337,198.90) / (885 \times 2 \times 1.27) = 72.62\text{cm}$

$P_{apl} = 32 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 363,150.95\text{kg} > 337,198.90\text{kg}$ , bien.  
 $> 305,364.91\text{kg}$ , bien.

$N = 122,615.50 / (7.62 \times 1405) = 11.45$  pzas. = 16 pzas. ó 8 pzas. p.c.p.

(1) Este criterio fue tomado del libro STRUCTURAL STEEL DESIGN HANDBOOK MERRIT · Mc GRAW-HILL  
 Las longitudes de placas y detalles se pueden consultar en la figura correspondiente y Plano no. 5.

## CAPITULO 6. CONEXIONES PARA ARMADURA.

$$L_{\min \text{ req}} = 26.48\text{cm} \text{ (se calculó con } \cos\theta \text{ P)}$$

$$P_{\text{apl}} = 16 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 181,575.46\text{kg} > 122,615.50\text{kg}, \text{ bien.}$$

$$N = 381,685.97 / (7.62 \times 1405) = 35.65\text{pz.} = 36\text{pz.} \text{ ó } 18\text{pz. p.c.p.}$$

$$L_{\min \text{ req}} = 82.46\text{cm} \text{ (se calculó con } \cos\theta \text{ P)}$$

$$P_{\text{apl}} = 36 \times 1.27 \times 3.81 \times 2 \times 1405 = 489,482.89\text{kg} > 381,685.97\text{kg}, \text{ bien.}$$

Revisión de corte en placa : a) Corte horizontal.

$F = 337,198.90 \text{ kg}$  actúa en sentido horizontal de la geometría de la armadura.

$$L_{\min \text{ req}} = 337,198.90 / (0.35 \times 2530 \times 2 \times 1.27) = 149.32\text{cm} = 150\text{cm}$$

Revisión de corte en placa. b) Corte vertical.

$$F = \sin \theta F = 381,685.97 \sin 90.64^\circ = 333,636.11\text{kg}$$

$$L_{\min \text{ req}} = 148.34\text{cm} = 150\text{cm}$$

### 6.4 Análisis y diseño de conexión tipo D.

$$N = 218,189.85 / (7.62 \times 1405) = 20.37\text{pz.} = 24\text{pz.} \text{ ó } 12\text{pz. p.c.p.}$$

Si la placa tiene espesor mínimo de  $\frac{1}{2}$ ".

$$L_{\min \text{ req}} = \frac{\cos \theta F}{2 F_v t} = \frac{218,189.85 \cos 60.94^\circ}{2 \times 0.35 \times 2530 \times 1.27} = 47.11\text{cm}$$

$$P_{\text{apl}} = 24 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 272,363.48\text{kg} > 218,189.83\text{kg}, \text{ bien.}$$

$$N = 381,685.97 / (7.62 \times 1405) = 35.65\text{pz.} = 36\text{pz.} = 18\text{pz. p.c.p.}$$

$$L_{\min \text{ req}} = 82.42\text{cm}$$

$$P_{\text{apl}} = 36 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 408,544.78\text{kg} > 381,685.97\text{kg}, \text{ bien.}$$

$$N = 420,265.20 / (7.62 \times 1405) = 39.25\text{pz.} = 40\text{pz.} \text{ ó } 20\text{pz. p.c.p.}$$

$$L_{\min \text{ req}} = 90.75\text{cm}$$

$$P_{\text{apl}} = 40 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 453,938.64\text{kg} > 420,265.20\text{kg}, \text{ bien.}$$

(1) Este criterio fue tomado del libro STRUCTURAL STEEL DESIGN HANDBOOK. MERRIT / Mc GRAW-HILL.  
Las longitudes de placas y detalles se pueden consultar en la figura correspondiente y Plano no. 5.



## CAPITULO 6. CONEXIONES PARA ARMADURA.

Revisando la placa : a) Tensión en la placa.

$T = 420,265.20\text{kg}$  Fuerza que produce tensión.

$$L_{\text{mín req}} = \frac{T}{0.55 F_y 2 t} = 420,265.20 / (2 \times 1.27 \times 0.55 \times 2530) = 118.90\text{cm}$$

Revisando la placa : b) Corte en la placa.

$P = 218,189.85\text{kg}$

$$L_{\text{mín req}} = P / 0.35 F_y 2 t = 218,189.85 / (0.35 \times 2530 \times 2 \times 1.27) = 97.01\text{cm}$$

### 6.5 Análisis y diseño de conexión tipo E.

Empleando tornillos A-325 de  $1\frac{1}{4}'' \text{Ø}$ .

$$N = 140.054.47 / (7.62 \times 1405) = 13.08\text{pz.} = 16\text{pz. u } 8\text{pz. p.c.p.}$$

$$L_{\text{mín req}} = 30.24\text{cm}$$

$$P_{\text{apl}} = 16 \times 3.18 \times 1.27 \times 2 \times 1405 = 181,575.46\text{kg} > 140,054.47\text{kg}, \text{ bien.}$$

$$N = 122,615.50 / (7.62 \times 1405) = 11.45\text{pz.} = 16\text{pz. u } 8\text{pz. p.c.p.}$$

$$L_{\text{mín req}} = 77.91\text{cm}$$

$$P_{\text{apl}} = 24 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 272,363.18\text{kg} > 122,615.50\text{kg}, \text{ bien.}$$

$$N = 420,265.70 / (7.62 \times 1405) = 39.25\text{pz.} = 40\text{pz. ó } 20\text{pz. p.c.p.}$$

$$L_{\text{mín req}} = 90.75\text{cm}$$

$$P_{\text{apl}} = 40 \times 1.27 \times 3.18 \times 2 \times 1405 = 453,938.64\text{kg} > 420,265.70\text{kg}, \text{ bien.}$$

Revisión de la tensión en la placa:

$$L_{\text{mín req}} = F / (2 F_{\text{perm}} t) \text{ donde: } F_{\text{perm}} = F_t = 0.55F_y, \text{ sustituyendo.}$$

$$L_{\text{mín req}} = 420,265.70 / (2 \times 0.55 \times 2530 \times 1.27) = 118.90\text{cm} = 120\text{cm.}$$

(1) Este criterio fue tomado del libro STRUCTURAL STEEL DESIGN HANDBOOK MERRIT / Mc GRAW-HILL.  
Las longitudes de placas y detalles se pueden consultar en la figura correspondiente y Plano no. 5.

## CAPITULO 6. CONEXIONES PARA ARMADURA.

adm.	186,739.30	163,487.33	186,739.30
0.75adm.	140,054.47	122,615.50	140,054.47
adm.	120,092.02	120,145.91	120,092.02
act.	53,444.74	76,804.49	53,444.74

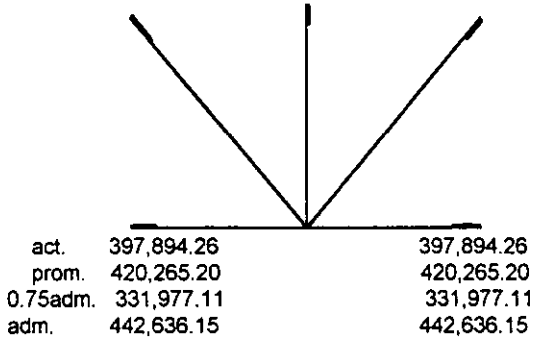


FIGURA 6.5 CONEXION TIPO E

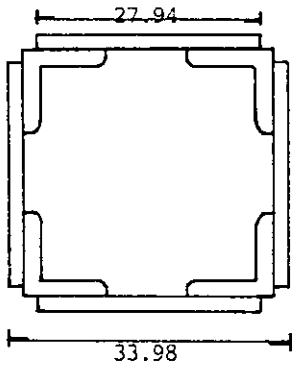
(1) Este criterio fue tomado del libro STRUCTURAL STEEL DESIGN HANDBOOK/ MERRIT No GRAW-HILL.  
Las longitudes de placas y detalles se pueden consultar en la figura correspondiente y Plano no. 3.

## TABLAS Y ANEXOS.

Conversiones:			
libra/pie	por	1.488	para obtener kg/m
libra/pie <sup>2</sup>		4.882	kg/m <sup>2</sup>
pie		30.48	cm
kip		453.59	kg
pulgada		2.54	cm

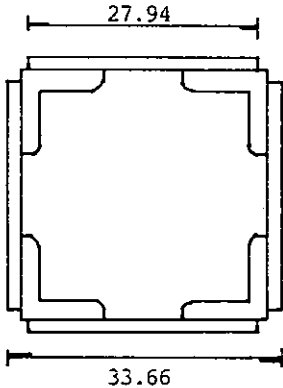
# ANEXO 1

## SECCIONES DEFINITIVAS PARA ARMADURA DE PUENTE.



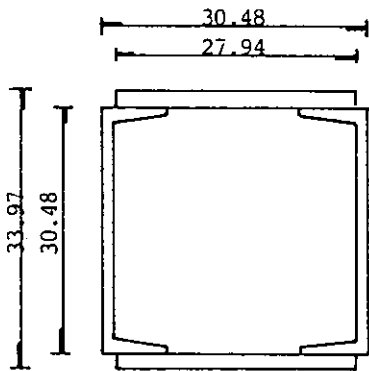
SECCION 4LI 4"x 3/4" + 4PL 11/16"x 11"

A	325.98 cm <sup>2</sup>
W	263.13 kg/m
I <sub>x</sub>	53343.58 cm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	53343.58 cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub>	3139.70 cm <sup>3</sup>
S <sub>y</sub>	3139.70 cm <sup>3</sup>
r <sub>x</sub>	12.60 cm
r <sub>y</sub>	12.60 cm



4LI 4"x 3/4" + 4PL 5/8" x 11"

A	318.10 cm <sup>2</sup>
W	249.12 kg/m
I <sub>x</sub>	50207.04 cm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	50207.04 cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub>	2983.18 cm <sup>3</sup>
S <sub>y</sub>	2983.18 cm <sup>3</sup>
r <sub>x</sub>	12.56 cm
r <sub>y</sub>	12.56 cm

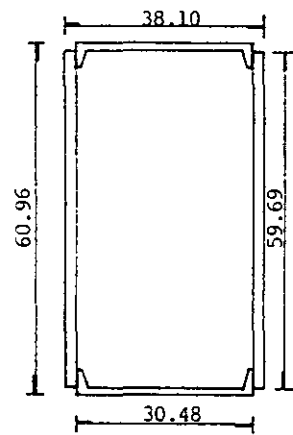
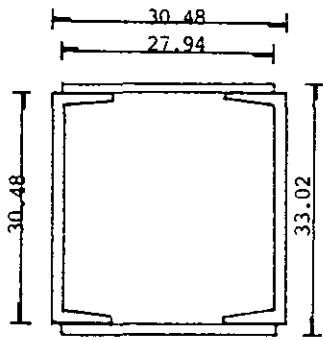
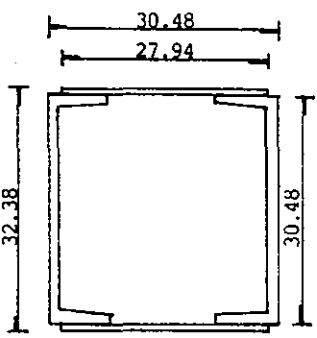


2CE 12" + 2PL 11/16" x 11"

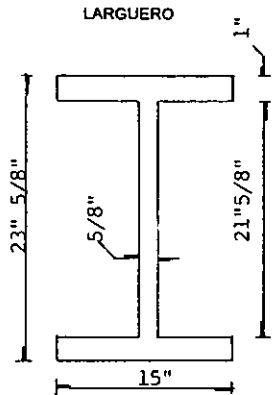
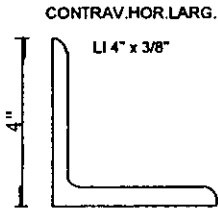
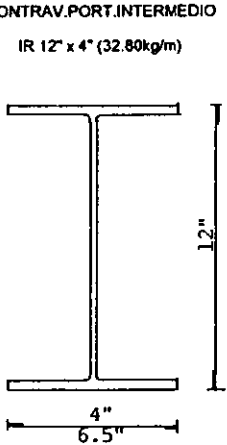
A	211.59 cm <sup>2</sup>
W	165.79 kg/m
I <sub>x</sub>	34943.09 cm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	32200.64 cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub>	2056.68 cm <sup>3</sup>
S <sub>y</sub>	2112.90 cm <sup>3</sup>
r <sub>x</sub>	12.77 cm
r <sub>y</sub>	12.34 cm

### ANEXO 1

#### SECCIONES DEFINITIVAS PARA ARMADURA DE PUENTE.

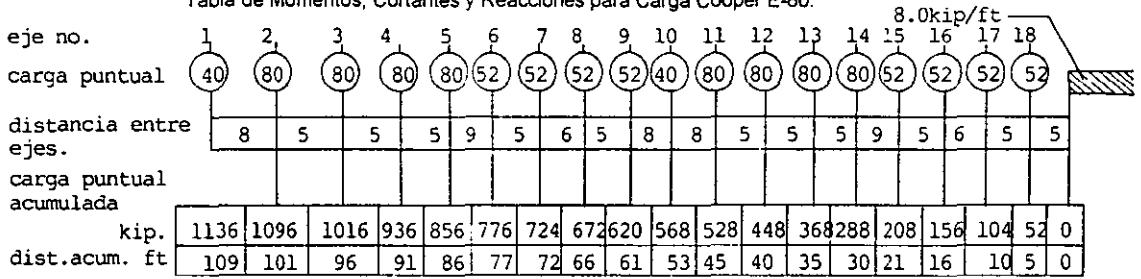
	<p>2CE 12" + 2PL 1.5" x 23.5"</p>	A	568.64 cm <sup>2</sup>
		W	445.81 kg/m
		I <sub>x</sub>	229666.59 cm <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	147736.04 cm <sup>4</sup>
		S <sub>x</sub>	7534.99 cm <sup>3</sup>
		S <sub>y</sub>	7755.17 cm <sup>3</sup>
		r <sub>x</sub>	20.10 cm
		r <sub>y</sub>	16.12 cm
	<p>2CE 12" + 2PL 1/2" x 11"</p>	A	169.00 cm <sup>2</sup>
		W	133.00 kg/m
		I <sub>x</sub>	30685.00 cm <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	23728.00 cm <sup>4</sup>
		S <sub>x</sub>	1860.00 cm <sup>3</sup>
		S <sub>y</sub>	1561.00 cm <sup>3</sup>
		r <sub>x</sub>	13.40 cm
		r <sub>y</sub>	11.80 cm
	<p>2CE 12" + 2PL 3/8" x 11"</p>	A	134.20 cm <sup>2</sup>
		W	105.20 kg/m
		I <sub>x</sub>	24482.00 cm <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	19079.00 cm <sup>4</sup>
		S <sub>x</sub>	1511.00 cm <sup>3</sup>
		S <sub>y</sub>	1255.00 cm <sup>3</sup>
		r <sub>x</sub>	13.50 cm
		r <sub>y</sub>	11.90 cm

### ANEXO 2

<p><b>LARGUERO</b></p>  <p>23" 5/8" 5/8" 21" 5/8" 15" 1"</p> <p>2PL 1" x 15" + 1PL 5/8" x 21 5/8"</p>	A	280.73 cm <sup>2</sup>	<p><b>CONTRAV.HOR.LARG.</b></p>  <p>LI 4" x 3/8" 4" 14" x 3/8"</p>	A	18.45 cm <sup>2</sup>	<p><b>CONTRAV.PORT.INTERMEDIO</b></p>  <p>IR 12" x 4" (32.80kg/m) 12" 4" 6.5"</p>	A	41.74 cm <sup>2</sup>
	W	220.1kg/m		W	14.58kg/m		lx	64.81cm <sup>4</sup>
	lx	181775.2cm <sup>4</sup>		I	181.5cm <sup>4</sup>		ly	189.3cm <sup>4</sup>
	ly	23431.33cm <sup>4</sup>		S	24.9cm <sup>3</sup>		Sx	414cm <sup>3</sup>
	Sx	6059.17cm <sup>3</sup>		r	3.12cm		Sy	37cm <sup>3</sup>
	Sy	1229.99cm <sup>3</sup>		r min	2.01cm		rx	12.47cm
	rx	25.45cm		d1	2.89cm		ry	2.13cm
	ry	9.14cm		A	13.81cm <sup>2</sup>		A	51.42cm <sup>2</sup>
	r	7.98cm		W	10.72kg/m		lx	8495cm <sup>4</sup>
	bf	38.1cm		I	73.3cm <sup>4</sup>		ly	690.9cm <sup>4</sup>
	tf	2.54cm		S	13.6cm <sup>3</sup>		Sx	558cm <sup>3</sup>
	dw	54.93cm		r	2.31cm		Sy	84cm <sup>3</sup>
	tw	1.58cm		r min	1.47cm		rx	12.85cm
d	60cm	d1	2.26cm	ry	3.65cm			
A	497.81cm <sup>2</sup>	A	61.3cm	A	76.1cm <sup>2</sup>			
W	390.29kg/m	W	48.22kg/m	W	59.6kg/m			
lx	943298.37cm <sup>4</sup>	I	938.6cm <sup>4</sup>	lx	12903cm <sup>4</sup>			
ly	60718.02cm <sup>4</sup>	S	51.6cm <sup>3</sup>	ly	1836cm <sup>4</sup>			
Sx	18568.86cm <sup>3</sup>	r	3.91cm	Sx	850cm <sup>3</sup>			
Sy	2656.08cm <sup>3</sup>	r min	2.49cm	Sy	180cm <sup>3</sup>			
rx	45.53cm			rx	13cm			
ry	11.04cm			ry	4.92cm			
r	12.35cm							
bf	45.72cm							
tf	3.81cm							
dw	93.98cm							
tw	1.59cm							
d	101.6cm							

ANEXO 3

Tabla de Momentos, Cortantes y Reacciones para Carga Cooper E-80.



Claro en ft.	Momento Máximo kip-ft	Momento 1/4 claro kip-ft	Cortante en kip.			Reacción en apoyo. kip.
			Extremos	1/4 claro	Centro	
5	50.00	37.50	40.00	30.00	20.00	40.00
6	60.00	45.00	46.90	30.00	20.00	53.30
7	70.00	55.00	51.40	31.40	20.00	62.90
8	80.00	70.00	55.00	35.00	20.00	70.00
9	90.00	85.00	57.60	37.80	20.00	75.60
10	112.50	100.00	60.00	40.00	20.00	80.00
11	131.80	115.00	65.50	41.80	21.80	87.30
12	160.00	130.00	70.00	43.30	23.30	93.30
13	190.00	145.00	73.80	44.60	24.60	98.50
14	220.00	165.00	77.10	47.10	25.70	104.30
15	250.00	188.00	80.00	49.80	26.60	109.20
16	280.00	210.00	85.00	52.50	27.50	113.70
18	340.00	255.00	93.30	56.70	28.90	121.30
20	412.50	300.00	100.00	60.00	28.70	131.10
24	570.40	420.00	110.80	70.00	31.80	147.90
28	731.00	555.00	120.90	77.10	34.30	164.60
30	820.80	623.00	126.00	80.10	35.80	172.40
32	910.90	692.50	131.40	83.10	37.50	181.90
36	1097.30	851.50	141.10	88.90	41.40	199.10
40	1131.30	1010.50	150.80	93.60	44.00	215.90
45	1601.20	1233.60	163.40	100.30	46.90	237.20
50	1901.80	1473.00	174.40	106.90	49.70	257.50
52	2030.40	1602.70	180.00	110.20	51.20	266.80
55	2233.10	1732.30	185.30	113.80	52.70	280.70
60	2597.80	2010.00	196.00	120.20	55.70	306.40
70	3415.00	2608.20	221.00	131.90	61.40	354.10
80	4318.90	3298.00	248.40	143.40	67.40	397.70
90	5339.10	4158.00	274.50	157.50	73.50	437.20
92	5553.20	4338.50	279.60	160.60	74.40	444.80
94	5768.00	4519.00	284.80	163.70	75.60	452.40
96	5989.20	4699.50	289.60	166.60	76.60	460.00
98	6210.90	4880.00	294.80	170.00	77.70	467.20
100	6446.30	5060.50	300.00	173.10	78.70	474.20
120	9225.40	7098.00	347.40	202.20	88.90	544.10
140	12406.00	9400.00	392.60	230.20	101.60	614.90
160	15908.00*	11932.00	436.50	256.50	115.20	687.50
180	19672.00*	14820.00	479.60	282.00	128.10	762.20
200	23712.00*	17990.00	522.00	306.80	140.80	838.00
250	35118.00*	27154.00	626.40	367.30	170.00	1030.40
300	48300.00*	38246.00	729.30	426.40	197.90	1255.30

Todos los valores son para una vía.

\* Al centro del claro, otros valores generalmente están cerca del centro del claro.

Puede obtenerse de la suma de momentos con  $M = wL^2/8$  de la carga viva + carga muerta mostrados en la tabla.

**ANEXO 4**  
**Esfuerzos Permisibles para sujetadores.**

CONDICIONES DE CARGA	A502	Grado 1**	A502	Grado 2**	Tornillos A325		Tornillos A490		Tornillos 307		Pasadores	
	EDIFICIOS	PUENTES	EDIFICIOS	PUENTES	EDIFICIOS	PUENTES	EDIFICIOS	PUENTES	EDIFICIOS	PUENTES	EDIFICIOS	PUENTES
Tensión kg/cm <sup>2</sup>	1405	—	1900	2810	2530	3800*	3375*	985	950	—	—	—
Cortante kg/cm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.40F <sub>y</sub>	0.40F <sub>y</sub>
Tipo Fricción	—	—	—	—	1055	950	1405	1265	—	—	—	—
Tipo Aplastamiento cuerdas excluidas	1055	950	1405	1405	1547	1405	2250	2040	705	775	—	—
Tipo Aplast. cuerdas no excluidas	—	—	—	—	1055	950	1580	1405	—	—	—	—
Aplastamiento kg/cm <sup>2</sup>	1.35F <sub>y</sub>	2810	1.35F <sub>y</sub>	2810	1.35F <sub>y</sub>	1.22F <sub>y</sub>	1.35F <sub>y</sub>	1.22F <sub>y</sub>	1.35F <sub>y</sub>	1405	0.90F <sub>y</sub>	0.80F <sub>y</sub>
Flexión kg/cm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.90F <sub>y</sub>	0.80F <sub>y</sub>
Cortante y tensión combinados a	1970	—	2670	—	3515	—	—	—	1405	—	—	—
en kg/cm <sup>2</sup> b	1405	—	1900	—	2810	—	—	—	985	—	—	—

\* Sólo cargas estáticas.

\*\* Sólo para puentes de carreteras.

a,b Tensión permisible  $F_t = a - 1.6fv < b$

Para tornillos A325, en juntas de tipo fricción deben de reducirse de modo que

$F_r = 1050(1 - R/T)$ , donde R es la carga nominal de tensión en el sujetador y T es la carga de prueba en tensión

F<sub>y</sub>: punto mínimo de fluencia especificado de la parte conectada de menor resistencia.

El esfuerzo de aplastamiento no debe ser mayor que la resistencia mínima de tensión especificada para el material conectado de menor resistencia.



**TABLA A'**

elemento	CASO 1	CASO 2
1	-180090.00	-156775.31
2	-239873.00	-222560.45
3	-239873.00	-262384.68
4	-298912.00	-279020.28
5	-298912.00	-279020.28
6	-285572.00	-268182.39
7	-239717.00	-228106.67
8	-171527.00	169883.32
9	100133.00	78387.66
10	100133.00	78387.66
11	180091.00	156775.32
12	239873.00	222560.45
13	279480.00	262384.69
14	285592.00	268182.40
15	239737.00	278106.68
16	171547.00	169882.95
17	56340.00	95010.28
18	56340.00	95010.28
19	-206151.00	-161382.71
20	36307.00	0.00
21	164615.00	161382.71
22	-107585.00	-118386.99
23	123079.00	135436.94
24	-71288.00	-71667.22
25	81543.00	81989.22
26	-34971.00	-29937.44
27	40007.00	34248.99
28	0.00	0.00
29	27464.00	22312.80
30	-24007.00	-19503.86
31	94405.00	82506.98
32	-85520.00	-72120.30
33	140388.00	119868.89
34	-160606.00	-104778.78
35	237186.00	154117.31
36	80803.00	36287.20
37	-115950.00	-195631.13

Cant. en kg.

**CARGA VIVA COOPER E-80**

La tabla es comparativa de dos condiciones de carga viva solicitada en el inciso 3.2.

**TABLA A**  
**RESUMEN ANALISIS DE ARMADURA**

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	IMPACTO	VTO. PTE. CARG.	VTO. PTE. DESC.	FZA. LONG.
1	-19985.80	-180090.00	-41176.08	-40194.50	-59928.40	-1031.13
2	-26231.30	-239873.00	-58840.85	-52755.30	-78656.30	-902.58
3	-29960.60	-285572.00	-70050.81	-60291.70	-89892.70	-774.03
4	-31209.70	-298912.00	-73323.11	-62803.90	-93638.20	-645.48
5	-31209.70	-298912.00	-73323.11	-62803.90	-93638.20	-645.48
6	-29960.60	-285572.00	-70050.81	-60291.70	-89892.70	-774.03
7	-26231.30	-239873.00	-58840.85	-52755.30	-78656.30	-902.58
8	-19985.80	-180090.00	-44176.08	-40194.50	-59928.40	-1031.13
9	11242.00	100133.07	24562.62	22609.30	33709.70	74845.51
10	11242.00	100133.00	24562.62	22609.30	33709.70	68404.39
11	19985.80	180091.00	44176.32	40194.50	59928.40	60803.60
12	26231.30	239873.00	58840.85	52755.20	78656.00	53202.81
13	29978.60	285592.00	70055.72	60291.70	89892.70	45602.02
14	29978.60	285592.00	70055.72	60291.70	89892.70	36841.55
15	26231.30	239873.00	58840.85	52755.20	78656.00	29240.76
16	19985.80	180091.00	44176.32	40194.50	59928.40	21639.97
17	11242.00	100133.00	24562.00	22609.30	33709.70	14039.18
18	11242.00	100433.00	24562.00	22609.30	33709.70	7598.06
19	-23144.80	-206151.00	-50268.84	-46555.50	-69412.50	-2387.51
20	4495.80	50803.00	12461.98	9043.71	13483.80	0.00
21	18001.50	164615.00	40380.06	36210.00	53987.70	2387.51
22	-11239.50	-118386.99	-29040.33	-22609.50	-33709.90	-2086.95
23	12858.20	135436.94	33222.68	25868.30	38562.60	2387.51
24	-6743.70	-71667.22	-17579.22	-13565.70	-20226.00	2086.95
25	7714.90	81989.22	20111.96	15158.60	23137.70	2387.51
26	-2247.90	-34971.00	-8578.39	-4522.05	-6742.19	-2086.95
27	2571.60	40007.00	9813.72	5172.75	7712.37	2387.51
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	2571.60	27464.00	6736.92	5172.75	7712.37	2387.51
30	-2247.90	-24007.00	-5888.92	-4522.05	-6742.19	-2086.95
31	7714.90	94405.00	23157.55	15518.60	23137.70	2387.51
32	-6743.70	-85520.00	-20978.06	-13565.70	-20226.00	-2086.95
33	12858.20	140388.00	34437.18	25864.30	38562.60	2387.51
34	-11239.50	-160606.00	-39396.65	-22609.50	-33709.90	-2086.95
35	18001.50	237186.00	58181.73	36210.00	53987.70	2387.51
36	4495.80	50803.00	12461.98	9043.71	13483.80	0.00
37	-23144.80	-206151.00	-50568.64	-46555.60	-69412.50	-2387.51

Cant. en kg.  
CARGA MUERTA WADDELL

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

**TABLA B**  
**RESUMEN COMBINACION DE CARGAS**

elemento	CASO I	CASO II	CASO II/1.25	CASO III	CASO III/1.25	FZAS. MAX.	ENVOLVENTE
1	-244251.88	-285477.51	-228382.01	-79941.20	-63941.20	-244251.88	-244251.88
2	-324945.15	-378603.03	-302882.42	-104887.60	-83910.08	-324945.15	-324945.15
3	-385583.41	-446694.14	-357355.31	-119853.30	-35882.64	-385583.41	-385583.41
4	-403444.81	-466894.19	-373515.35	124847.90	-99878.32	-403444.81	-403444.81
5	-403444.81	-466894.19	-372515.35	-124847.90	-99878.32	-403444.81	-403444.81
6	-385583.41	-446694.14	-357355.31	-119853.30	-95682.64	-385583.41	-385583.41
7	-324945.15	-378603.09	-302882.42	-104887.60	-83910.08	-324945.15	-324945.15
8	-244251.88	-285477.51	-228382.01	-79941.20	-63952.96	-244251.88	-244251.88
9	135937.62	233392.43	186713.94	44951.70	35361.36	186713.94	186713.94
10	135937.62	226951.31	181561.05	44951.70	35961.36	181561.05	181561.05
11	244253.12	345251.22	276200.98	79914.20	63931.36	276200.98	276200.98
12	324945.15	430903.16	344722.53	104887.30	83909.84	344722.53	344722.53
13	385626.32	491520.04	393216.03	119871.30	95897.04	393216.03	393216.03
14	385626.32	482759.57	386207.66	119871.30	35897.04	386207.66	386207.66
15	324945.15	406941.11	325552.89	104887.30	83909.84	325552.89	325552.89
16	244253.12	306087.59	244870.07	79914.20	63931.36	244870.07	244870.07
17	135937.62	172586.10	138068.88	44951.70	35961.26	138068.88	138068.88
18	135937.62	166144.98	1329615.98	44951.70	35961.36	135937.62	135937.62
19	-279864.64	-328807.65	-263046.12	-95557.30	-76445.30	-279864.64	-279864.64
20	67760.78	76804.49	61443.59	17979.60	14383.68	67760.78	67760.78
21	222996.56	261594.07	209275.26	71989.20	57591.36	222996.56	222996.56
22	-158666.82	-183363.27	-148690.62	-44949.40	-35959.52	-158666.82	-158666.82
23	181517.82	209769.63	167815.70	51420.80	41136.64	181517.82	181517.82
24	-95990.89	-111643.54	-89314.83	-26969.70	-21575.76	-95990.89	-95990.89
25	109816.08	127722.19	102177.75	30852.60	24682.08	109816.08	109816.08
26	-45797.29	-52406.29	-41925.03	-8990.09	-7192.07	-45797.29	-45797.29
27	52392.32	59925.58	47940.46	10283.97	8227.18	52392.32	52392.32
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	36772.52	44332.78	35466.22	10283.97	8227.18	36772.52	36772.52
30	-32143.82	-38752.82	-31002.36	-8990.09	-7192.07	-32143.82	-32143.82
31	125277.45	143183.56	144546.85	30852.60	24682.08	125277.45	125277.45
32	-113241.76	-128894.41	-103115.53	-26969.70	-21575.76	-113246.76	-113246.76
33	187593.38	215845.19	172676.15	51420.80	41136.64	187593.38	187593.38
34	-211242.15	-235938.60	-188750.88	-44949.40	-35959.52	-211242.15	-211242.15
35	313369.23	351966.78	281573.39	71989.20	57591.36	313369.23	313369.23
36	67760.78	76804.49	61443.59	17979.60	14383.38	67760.78	67760.78
37	-279864.64	-328807.75	-263046.20	-92557.30	-76445.84	-279864.64	-279864.64

CARGA MUERTA WADDELL

Cant. en kg.

## TABLA C

### RESUMEN DE RESULTADOS CARGA REAL

elemento	c. muerta real	carga viva	impacto	viento pte. carg.	viento pte.desc.	fza.long.
1	-28164.36	-180090.00	-44176.08	-40194.50	-59928.40	-515.56
2	-36965.72	-239873.00	-58840.85	-52755.30	-78656.30	-451.29
3	-42246.54	-285572.00	-70050.81	-60291.70	-89892.70	-387.01
4	-44006.82	-298912.00	-73323.11	-62803.90	-93638.20	-322.74
5	-44006.82	-298912.00	-73323.11	-62803.90	-93638.20	-322.74
6	-42246.54	-285572.00	-70050.81	-60291.70	-89892.70	-387.01
7	-36965.72	-239873.00	-58840.85	-52755.30	-78656.30	-451.29
8	-28164.36	-180090.00	-44176.08	-40194.50	-59928.40	-515.56
9	15842.45	100133.00	24562.62	22609.30	33709.70	37422.51
10	15842.45	100133.00	24562.62	22609.30	33709.70	34202.14
11	28164.36	180091.00	44176.32	40194.50	59928.40	30401.80
12	36965.72	239873.00	58840.85	52755.20	78656.00	26601.40
13	42246.54	285592.00	70055.72	60291.70	89892.70	22801.01
14	42246.54	285592.00	70055.72	60291.70	89892.70	18428.77
15	36965.72	239873.00	58840.85	52755.20	78656.00	14620.38
16	28164.36	180091.00	44176.32	40194.50	59928.40	10819.98
17	15842.45	100133.00	24562.00	22609.30	33709.70	7019.59
18	15842.45	100133.00	24562.00	22609.30	33709.70	3799.03
19	-32616.07	-206151.00	-50568.84	-46555.50	-64412.50	1193.05
20	6335.57	50803.00	12461.98	9043.71	13483.80	0.00
21	25368.06	164615.00	40380.06	36210.00	53987.70	1193.75
22	-15838.94	-118386.99	-29040.33	-22609.50	-33709.90	-1043.47
23	18120.04	135436.94	33222.68	25864.30	38562.60	1193.75
24	-9503.37	-71667.22	-17579.97	-17565.70	-20226.00	-1043.47
25	10872.03	81989.22	20111.96	15158.60	23137.70	1193.75
26	-3167.80	-34971.00	-8578.39	-4522.05	-6742.19	-1043.47
27	3624.02	40007.00	9813.72	5172.75	7712.37	1193.75
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	3624.02	27464.00	6736.92	5172.75	7713.37	1193.75
30	-3167.80	-24007.00	-5888.92	-4522.05	-6742.19	-1043.47
31	10872.03	94405.00	23157.35	15158.60	23137.70	1193.75
32	-9503.37	-85520.00	-20978.06	-13565.70	-20226.00	-1043.47
33	18120.04	140388.00	34437.18	25864.30	38562.60	1193.75
34	-15838.94	-160606.00	-39396.65	-22609.50	-33709.90	-1043.47
35	25368.06	237186.00	58181.73	36210.00	53987.70	1193.75
36	6335.57	50803.00	12461.98	9043.71	13483.80	0.00
37	-32616.07	-206151.00	-50568.84	-46555.60	-69412.50	-1193.75

CANTIDADES EN KG.  
CARGA MUERTA REAL DE ARMADURA

**TABLA D**  
**COMBINACION DE CARGAS**

elemento	CASO I	CASO II/1.25	CASO III/1.25	FZAS.MAX.
1	-252430.44	-234512.40	-70474.21	-252430.44
2	-335679.57	-311108.93	-92497.82	-335679.57
3	-397869.35	-366838.45	-105711.39	-397869.35
4	-416241.93	-383494.86	-110116.02	-416241.93
5	-416241.93	-383494.86	-110116.02	-416241.93
6	-397869.35	-366838.45	-105711.39	-397869.35
7	-335679.57	-311108.93	-92457.62	-335679.57
8	-252430.44	-234512.40	-70474.21	-252430.44
9	140538.07	160455.90	39641.72	160455.90
10	140538.07	157879.65	39641.72	157879.65
11	252431.68	258422.38	70474.21	258422.38
12	335679.57	332028.94	92497.38	335679.57
13	397894.26	384478.56	105711.39	397894.26
14	397894.26	381285.38	105711.39	397894.26
15	335679.57	322444.12	92497.38	335679.57
16	252431.68	242576.93	71274.21	252431.68
17	140537.45	136133.07	39641.72	140537.45
18	140537.45	133556.62	39641.72	140537.45
19	-289335.91	-269668.13	-77622.86	-289335.91
20	69600.55	62915.41	15855.50	69600.55
21	230363.12	214213.50	63484.61	230363.12
22	-163266.26	-149535.38	-39639.07	-163266.26
23	186779.66	171070.17	45346.11	186779.66
24	-98750.56	-90687.78	-23783.50	-98750.56
25	112973.21	103460.45	27207.78	112973.20
26	-46717.19	-41826.17	-7927.99	-46717.19
27	53444.74	47848.99	9069.11	53444.74
28	0.00	0.00	0.00	0.00
29	37824.94	35353.15	9069.11	37824.94
30	-33063.72	-30903.39	-7927.99	-33063.72
31	128434.58	115829.54	27207.78	128434.58
32	-116001.43	-104488.48	-23783.50	-116001.43
33	192945.22	175954.92	45346.11	192945.22
34	-215841.59	-191595.65	-39639.07	-215841.59
35	320735.79	286511.63	63484.61	320735.79
36	69600.55	62915.41	15855.50	69600.55
37	-289335.91	-269668.21	-816222.86	-289335.91

CANTIDADES EN KG

# TABLA E

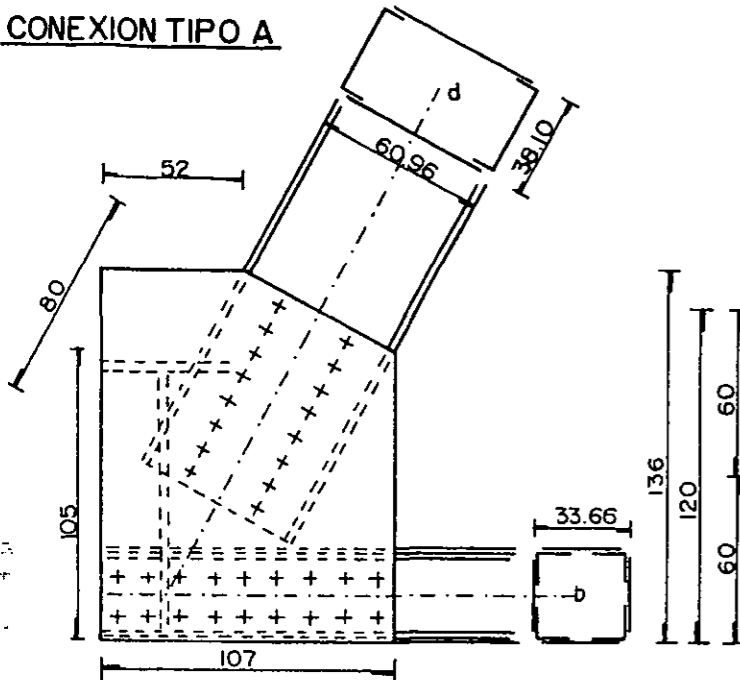
## ANÁLISIS PARA CONTRAFLECHA

elemento	long. L m	área A cm <sup>2</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	N kg	n1	n2	Nn1/EA	Nn2/EA
1	6.10	325.98	2039000.00	-116814.43	0.000	-0.550	0.000	0.059
2	6.10	325.98	2039000.00	-153318.91	0.000	-0.830	0.000	0.117
3	6.10	325.98	2039000.00	-175221.65	0.000	-1.110	0.000	0.178
4	6.10	325.98	2039000.00	-182522.56	0.000	-1.390	0.000	0.232
5	6.10	325.98	2039000.00	-182522.56	0.000	-1.390	0.000	0.232
6	6.10	325.98	2039000.00	-175221.65	0.000	-1.110	0.000	0.178
7	6.10	325.98	2039000.00	-153318.91	0.000	-0.830	0.000	0.117
8	6.10	325.98	2039000.00	-116814.43	0.000	-0.550	0.000	0.059
9	6.10	318.10	2039000.00	65708.12	1.000	0.570	0.062	0.035
10	6.10	318.10	2039000.00	65708.12	1.000	0.570	0.062	0.035
11	6.10	318.10	2039000.00	116814.44	1.000	0.850	0.110	0.094
12	6.10	318.10	2039000.00	153318.95	1.000	1.270	0.144	0.183
13	6.10	318.10	2039000.00	175221.66	1.000	1.550	0.165	0.255
14	6.10	318.10	2039000.00	175221.66	1.000	1.550	0.165	0.255
15	6.10	318.10	2039000.00	153318.95	1.000	1.270	0.144	0.183
16	6.10	318.10	2039000.00	116814.44	1.000	0.850	0.110	0.094
17	6.10	318.10	2039000.00	65708.12	1.000	0.570	0.062	0.035
18	6.10	318.10	2039000.00	65708.12	1.000	0.570	0.062	0.035
19	12.55	568.64	2039000.00	-135278.36	0.000	-0.570	0.000	0.081
20	10.97	211.59	2039000.00	26277.41	0.000	0.000	0.000	0.000
21	12.55	318.10	2039000.00	105216.51	0.000	0.570	0.000	0.116
22	10.97	211.59	2039000.00	-65693.55	0.000	-0.500	0.000	0.084
23	12.55	169.00	2039000.00	75154.65	0.000	0.570	0.000	0.156
24	10.97	211.59	2039000.00	-39416.14	0.000	-0.500	0.000	0.500
25	12.55	134.20	2039000.00	45092.80	0.000	0.570	0.000	0.118
26	10.97	211.59	2039000.00	-13138.73	0.000	-0.500	0.000	0.057
27	12.55	134.20	2039000.00	15030.95	0.000	0.570	0.000	0.039
28	10.97	211.59	2039000.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
29	12.55	134.20	2039000.00	15030.95	0.000	0.570	0.000	0.039
30	10.97	211.59	2039000.00	-13138.73	0.000	-0.500	0.000	0.017
31	12.55	134.20	2039000.00	45092.80	0.000	0.570	0.000	0.118
32	10.97	211.59	2039000.00	-39416.14	0.000	-0.500	0.000	0.050
33	12.55	169.00	2039000.00	75154.65	0.000	0.570	0.000	0.156
34	10.97	211.59	2039000.00	-65693.55	0.000	-0.500	0.000	0.084
35	12.55	318.10	2039000.00	105216.51	0.000	0.570	0.000	0.116
36	10.97	211.59	2039000.00	26277.41	0.000	0.000	0.000	0.000
37	12.55	568.64	2039000.00	-135278.36	0.000	-0.570	0.000	0.081
Σ							1.088 cm	3.698 cm

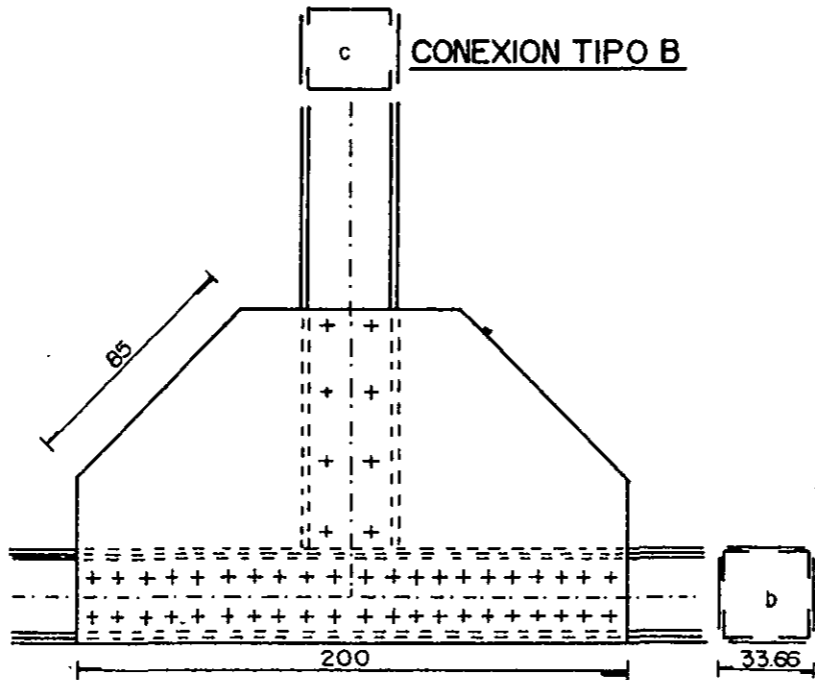
### MÉTODO DE DESPLAZAMIENTOS VIRTUALES

Esta tabla sólo es ilustrativa, para abordar el aspecto cuantitativo de la contraflecha en la armadura en cuestión. Consulte el apunte en la página 54.

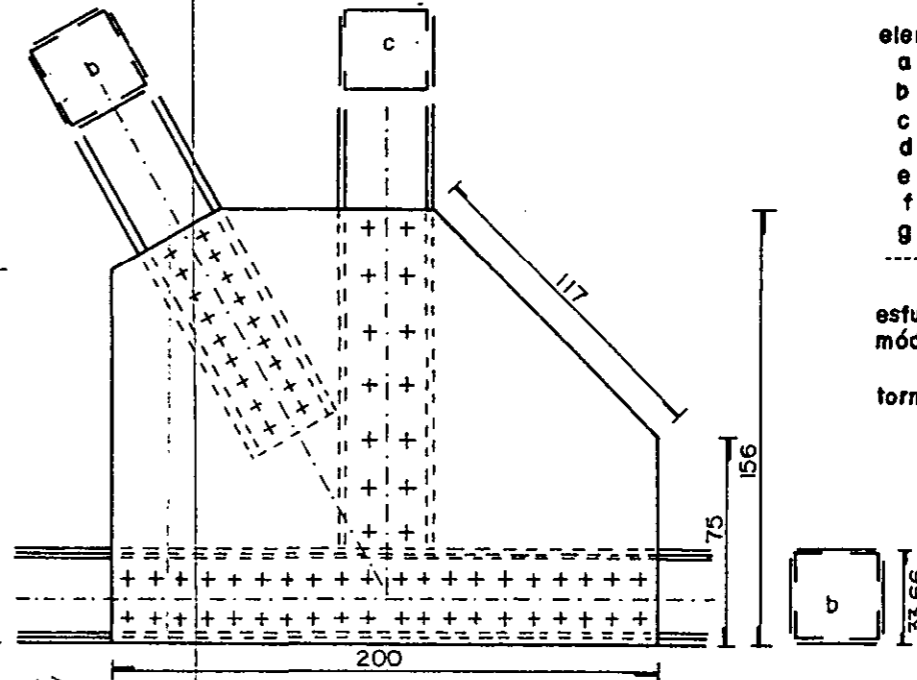
CONEXION TIPO A



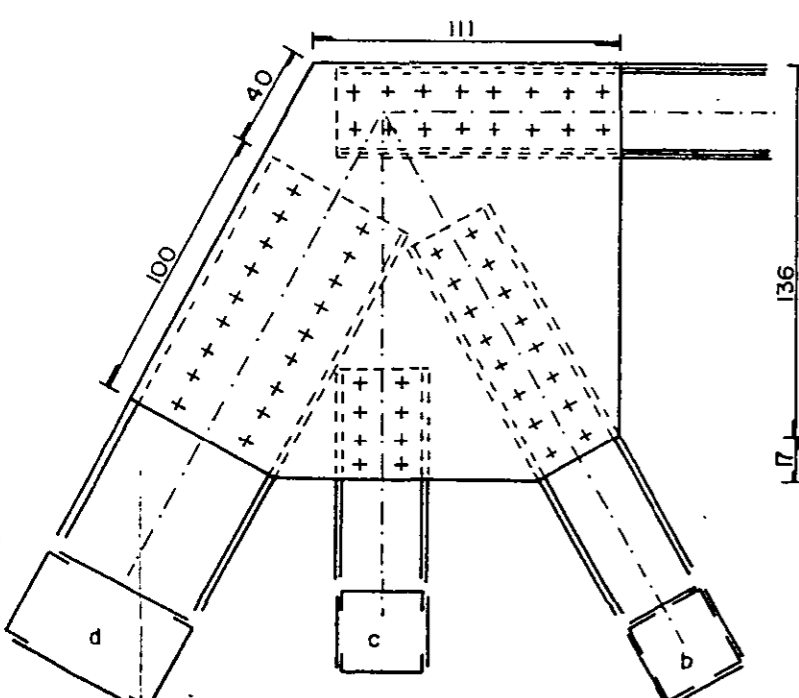
CONEXION TIPO B



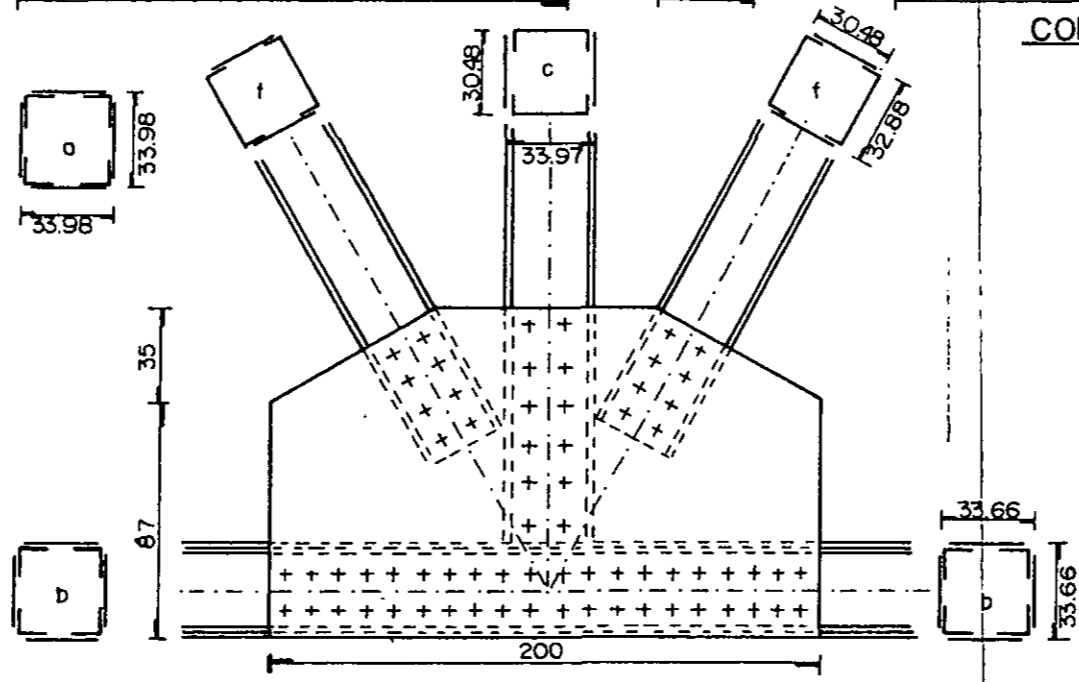
CONEXION TIPO D



CONEXION TIPO C



CONEXION TIPO E



- elem. sección
- a 4L 4"x3/4" 4PL 11/16"x 11"
  - b 4L 4"x3/4" 4PL 5/8"x 11"
  - c 2CE 12" 2PL 11/16"x 11"
  - d 2CE 12" 2PL 1/2"x 23 1/2"
  - e 2CE 12" 2PL 1/2"x 11"
  - f 2CE 12" 2PL 3/8"x 11"
  - g placa de conexión 1/2" esp.
  - proyección pieza de puente de acero A-36.

esfuerzo de fluencia  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$   
 módulo de elasticidad  $E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$   
 tornillos de alta resistencia  $1 1/4" \text{ } \phi, \text{ A-325}$

Longitud unión elemento-placa de conexión.

conexion	elemento	long. cm.	no. tornillos p.c.p.
TIPO A	b	107	18
	d	80	16
TIPO B	c	86	8
	b	100	20
TIPO C	a	103	16
	b	96	18
	c	41	8
	d	100	18
TIPO D	b	100	20
	c	122	14
	e	85	18
	d	107	16
TIPO E	b	100	20
	c	86	12
	f	46	8

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES. ARAGO

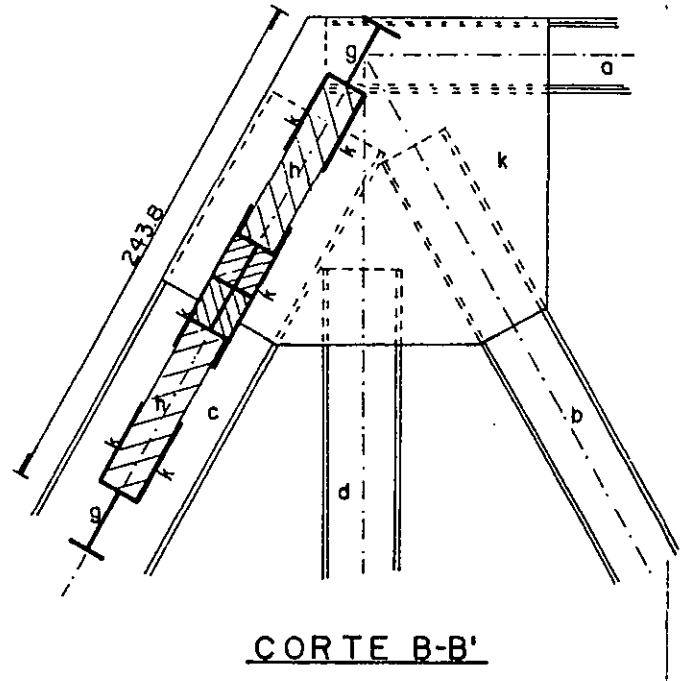
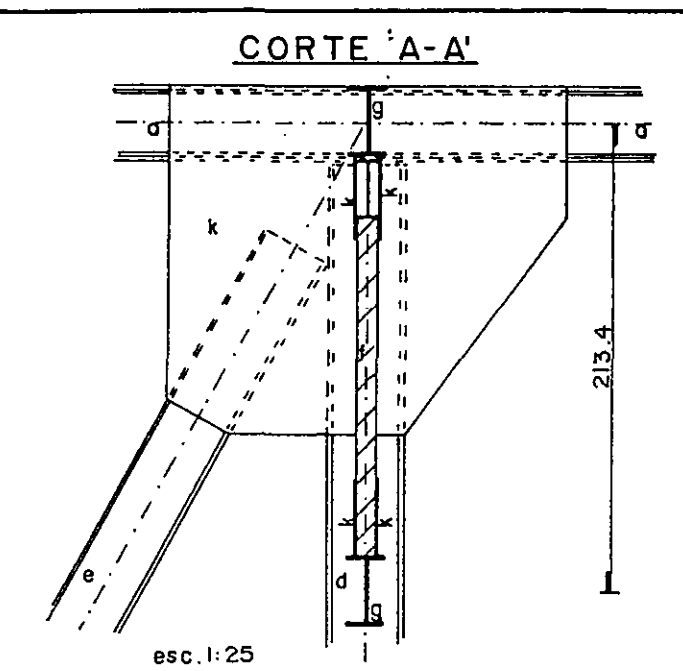
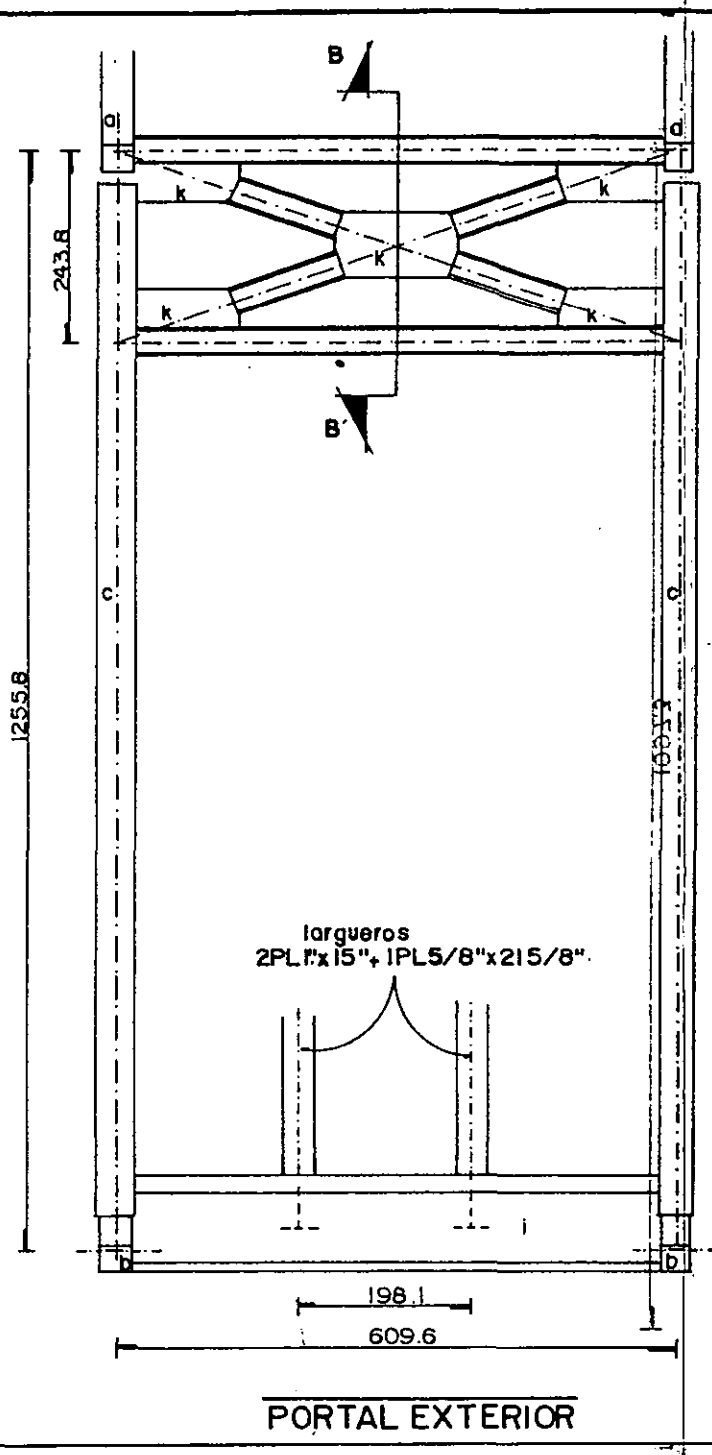
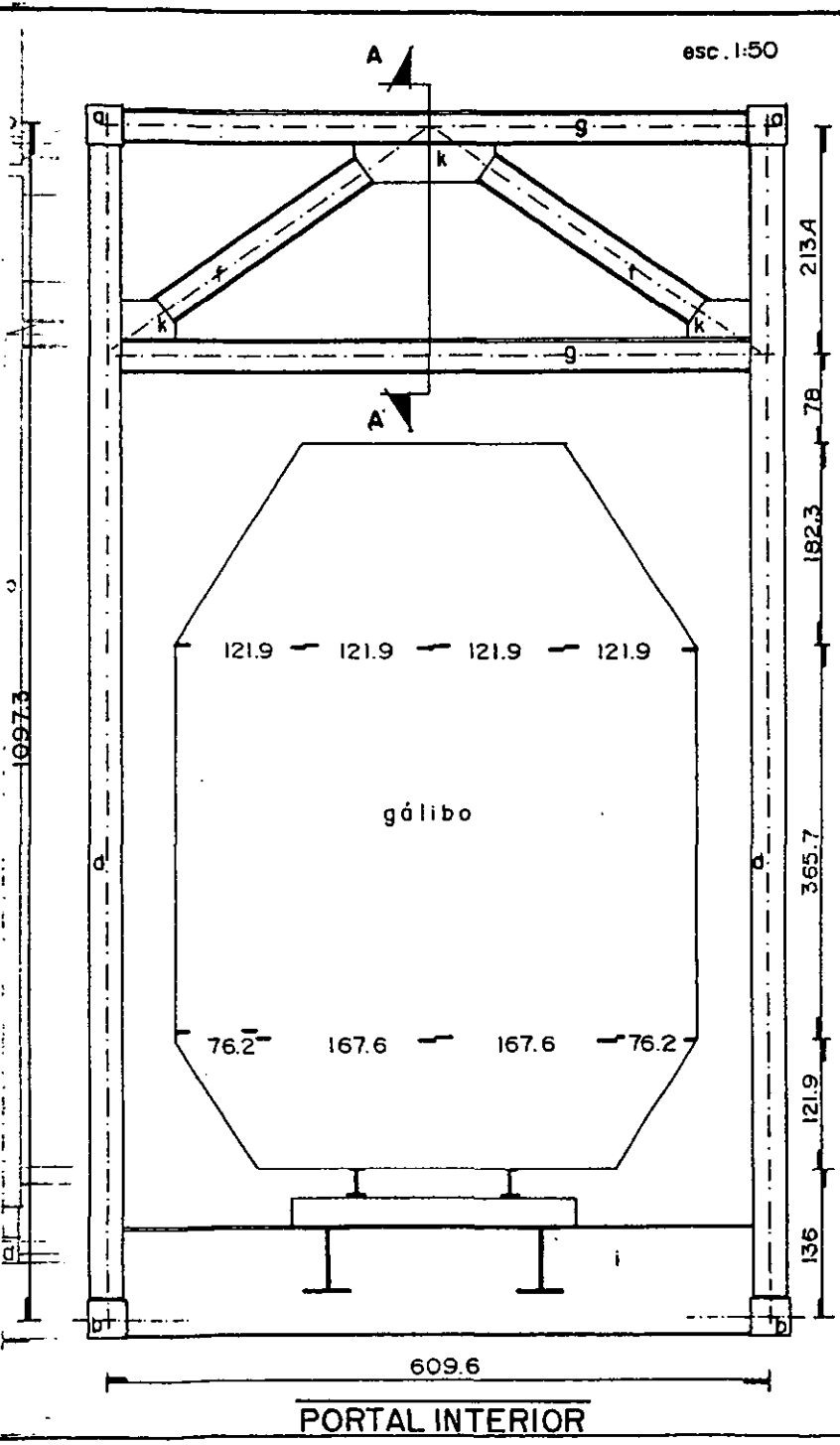
Análisis y diseño de puente armadura de acero para ferrocarril.

acot. en cm.  
 escala 1:20

CONEXIONES DE ARMADURA.

plano no.

alumno: Rubén Díaz García.



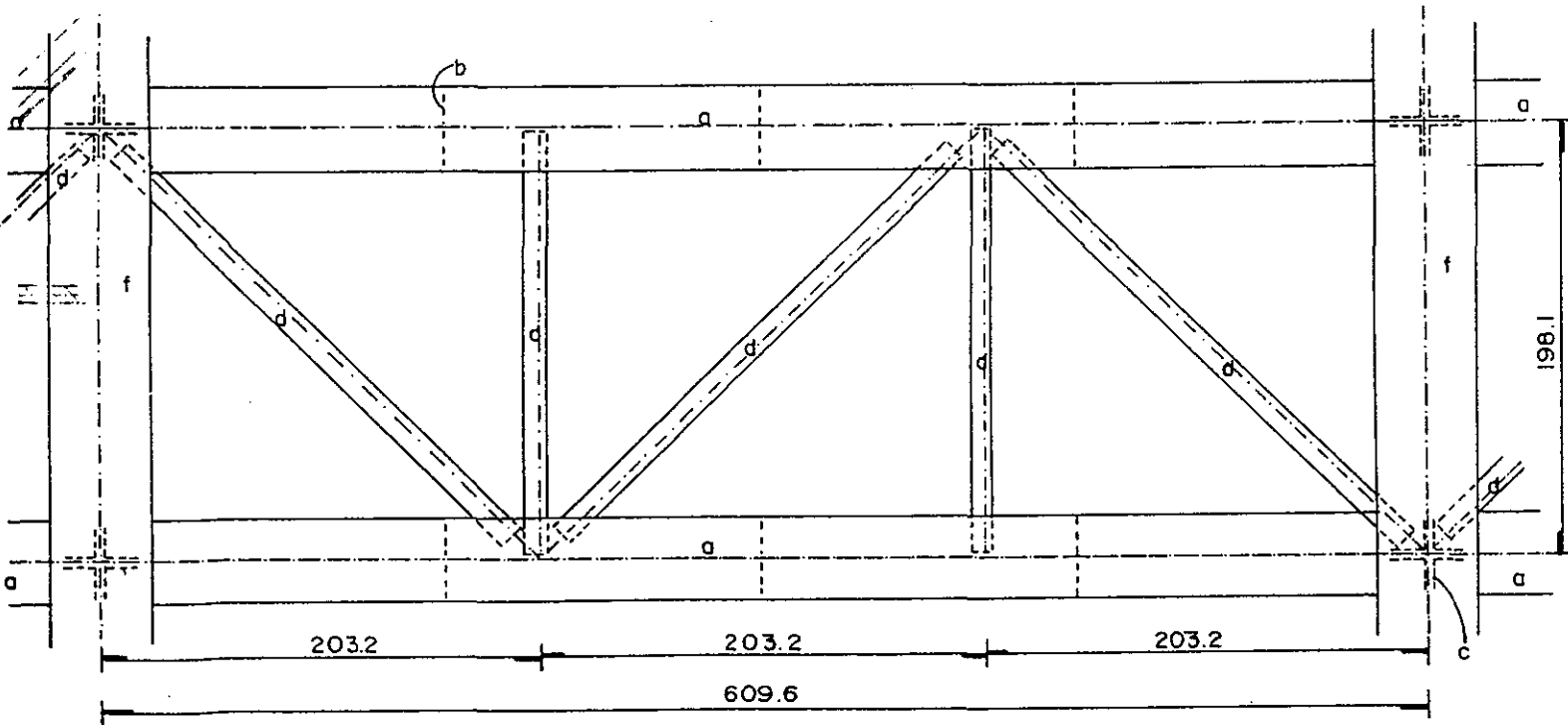
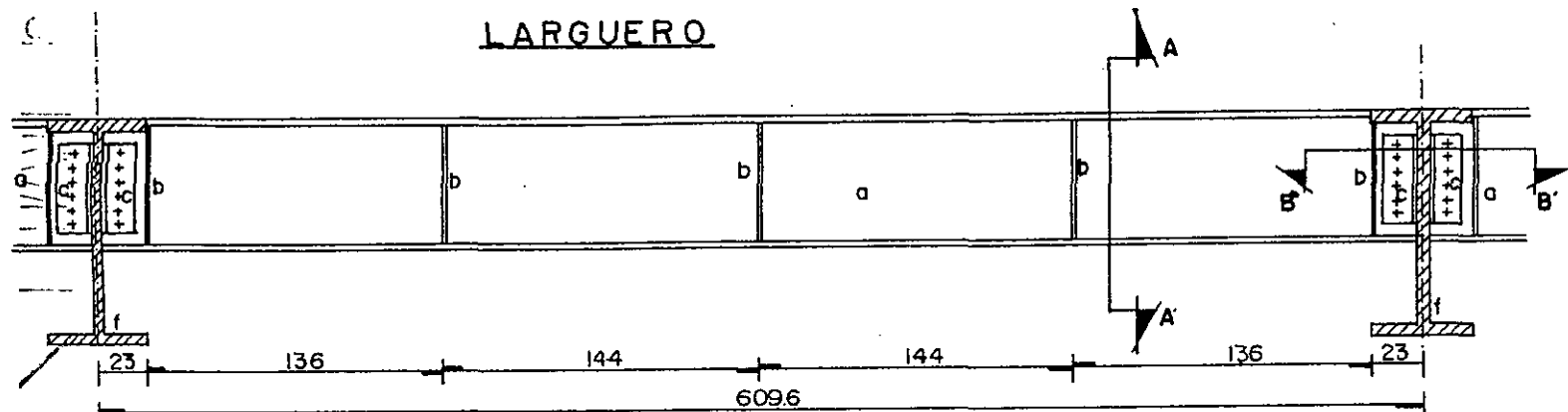
- secciones:
- a) 4L4x3/4+4R11/16x11"
  - b) 4L4x3/4+4PL 5/8x11"
  - c) 2CE12"+2PL 1 1/2"x23 1/2"
  - d) 2CE12"+2PL 11/16"x11"
  - e) 2CE12"+2PL 1/2"x11"
  - f) 1R 12"x4"
  - g) 1R 12"x6 1/2"
  - h) 1R 12"x8 1/2"
  - i) 2PL 1"x15"+1PL 5/8"x215/8"
  - k) placa para conexión 1/2" espesor.
- NOTA:  
 acero A-36  
 esfuerzo de fluencia  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$   
 módulo de elasticidad  $E = 209000 \text{ kg/cm}^2$   
 Los elementos 1R: f,g,h del contraventeo vertical y horizontal de los portales (interior y exterior), así como las placas conectoras; estarán soldados con electrodo E70 cuyo esfuerzo permisible sea 870-1545  $\text{kg/cm}^2$  de tensión o compresión.

alumno: Rubén Díaz García.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES, ARAGON		plano no. 4
Análisis y diseño de puente armadura de acero para ferrocarril.		PORTALES
acol. cm. esc.	var.	

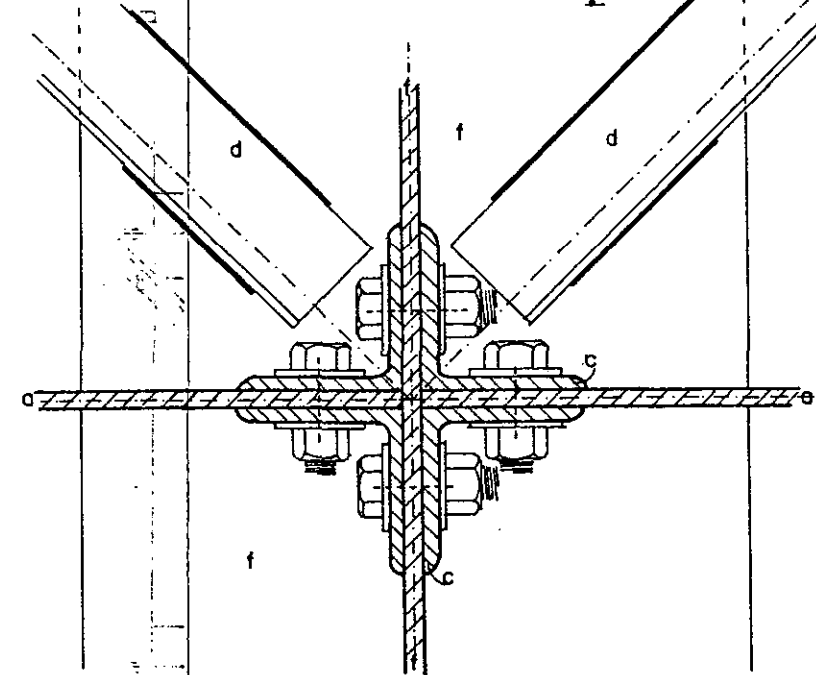
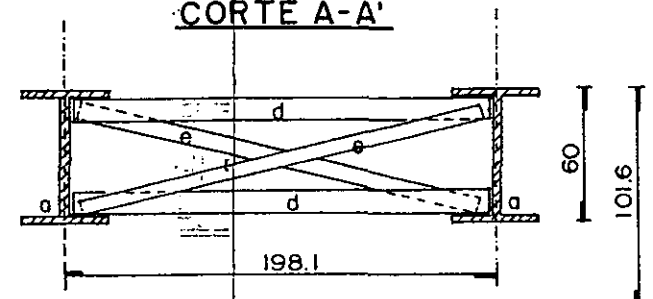


LARGUERO



VISTA SUPERIOR LARGUEROS

CORTE A-A'



CORTE B-B'  
esc. 1:5

NOTA:  
La unión de los contraventeos horizontal y vertical del sistema de piso, estará soldada con electrodo E70 cuyo esfuerzo permisible sea  $870 \cdot 1545 \text{ kg/cm}^2$  para corte y tensión.

- larguero.
- a) 2PL 1"x15"+1PL 5/8"x 21 5/8"
  - b) alisador placa. 21 5/8"x 7 1/16"x 5/8"
  - c) placa unión 2L16"x 1/2" long. 47cm  
6 tornillos A-325 11/4" Ø p.c.p.  
4 tornillos A-325 11/4" Ø p.c.p.
  - d) contravento horizontal. 1L1 4"x 3/8"
  - e) contravento vertical. 1L1 3"x 3/8"

- pieza de puente.
- f) 2PL 18"x 1 1/2"+1PL 37"x 5/8"
- acero A-36  
esfuerzo de fluencia.  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$   
módulo de elasticidad.  
 $E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$

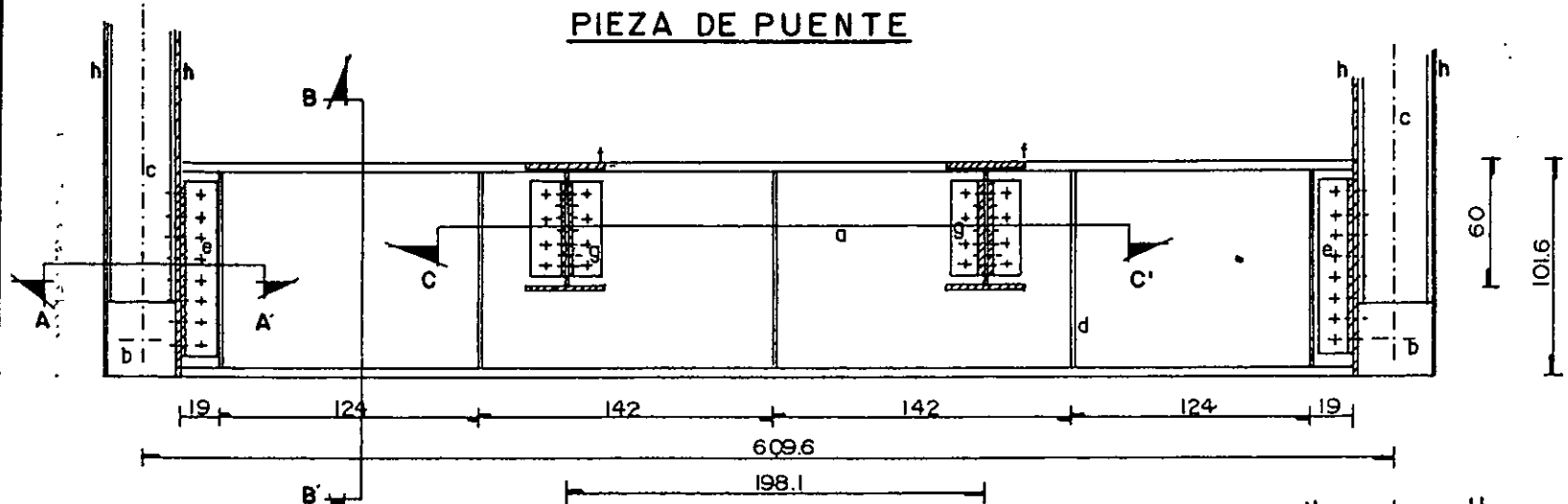
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES. ARAGON

Análisis y diseño de puente armadura de acero para ferrocarril.

acot. cm. esc. 1:25	SISTEMA DE PISO: LARGUEROS.	3 planos.
------------------------	-----------------------------	--------------

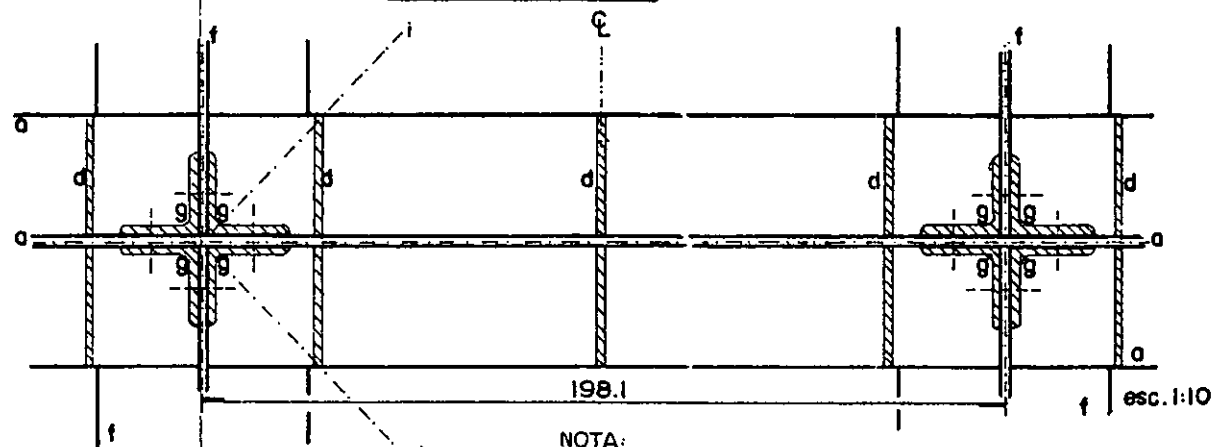
esc. 1:25

**PIEZA DE PUENTE**



alumno: Rubén Díaz García

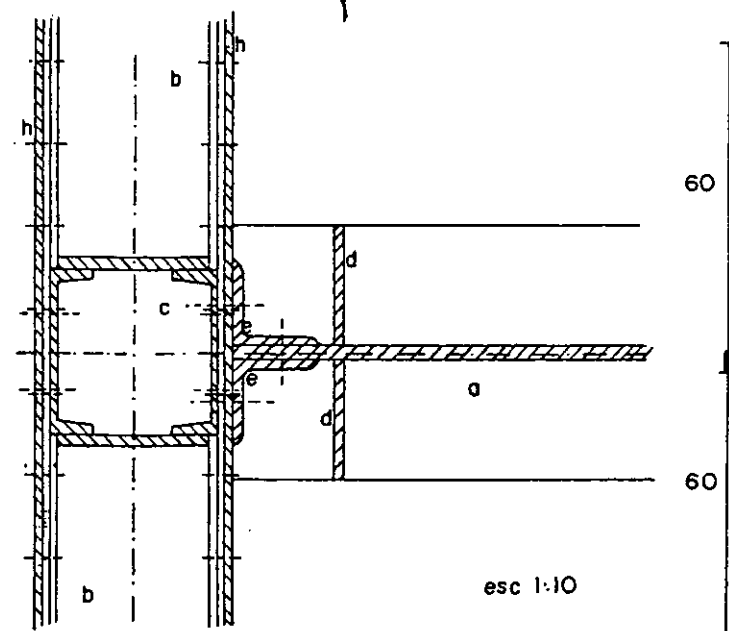
**CORTE C-C'**



esc. 1:10

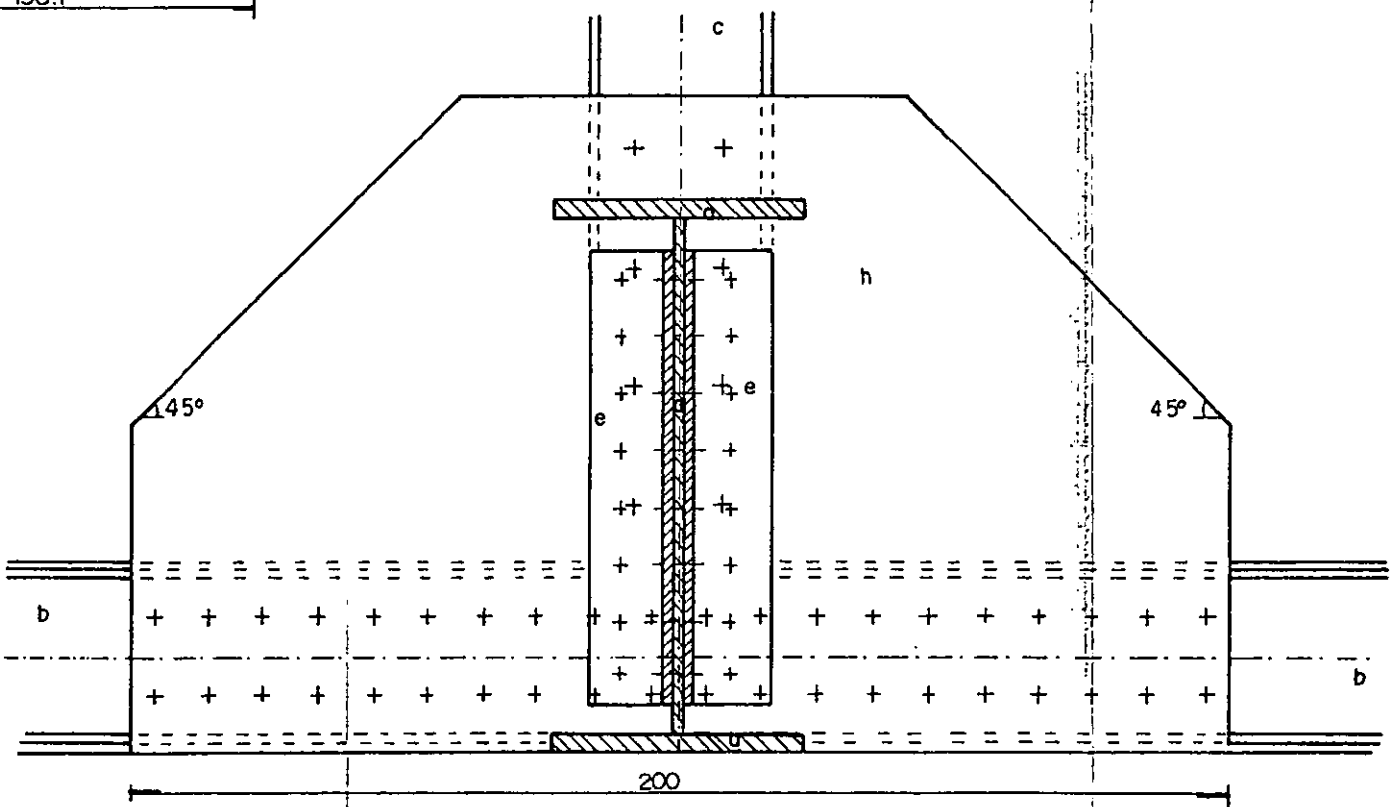
NOTA:  
La placa de conexión de la pieza de puente e), está soldada a filete en longitud de 111.76 cm y espesor de 7/16" con electrodo E-70, a la placa de conexión y la pieza de puente.

- a) pieza de puente 2PL 18"x 1 1/2" + IPL 37"x 5/8"
- b) cuerda interior 4L 4"x 3/4" + 4PL 5/8"x 11"
- c) columna 2CE 12" + 2PL 1 1/16"x 11"
- d) afesador pieza de puente PL 16 3/4"x 37"x 3,4"
- e) placa union pieza de puente 2L 16"x 1/2" long. 81.3 cm. 8 tornillos A-325 p.c.p. 1 1/4" Ø
- f) larguero 2PL 1"x 15" + IPL 5/8"x 21 5/8"
- g) placa union larguero 2L 16"x 1/2" long. 47 cm. 4 tornillos A-325 1 1/4" Ø p.c.p. 6 tornillos A-325 1 1/4" Ø p.c.p.
- h) placa de conexión 1/2" espesor. tornillos A-325 1 1/4" Ø
- i) contraenteo horizontal largueros con 1L 4"x 3/8" acero A-36  
esfuerzo de fluencia  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$   
modulo de elasticidad  $E = 2039000 \text{ kg/cm}^2$



esc. 1:10

**CORTE A-A'**



esc. 1:10

**CORTE B-B'**

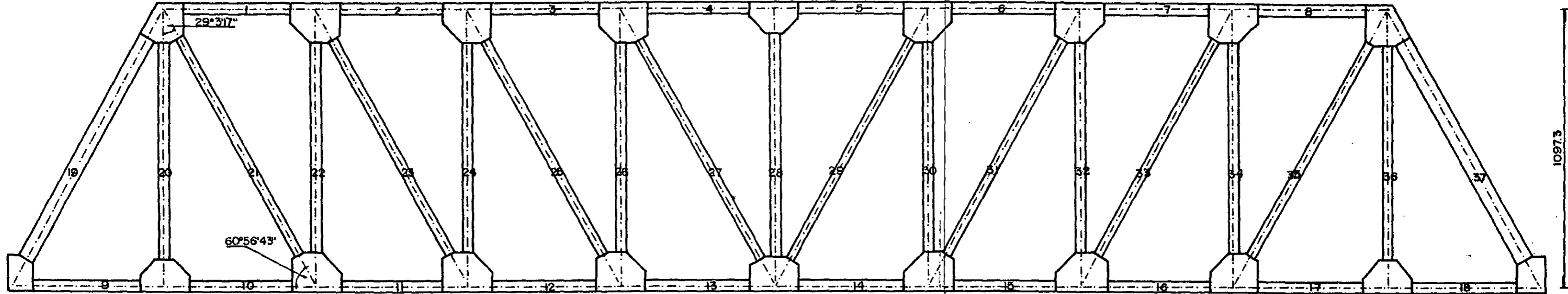
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

Análisis y diseño de puente armadura de acero para ferrocarril.

acot. cm.		
esc. var.	PIEZA DE PUENTE.	planono2

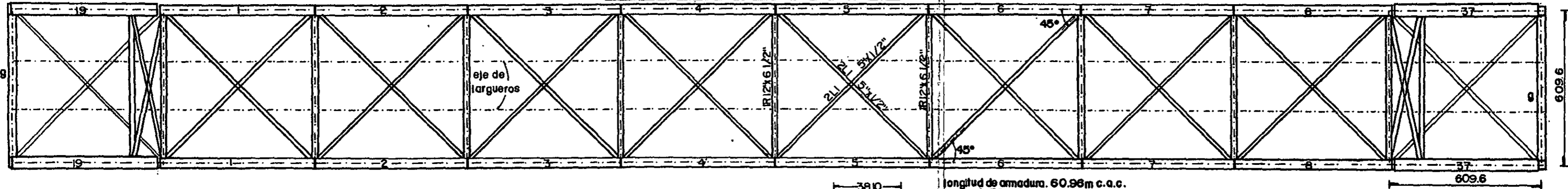
g) Pieza de puente 2PL 18x1.5", IFL 37"x 5/8"

ALZADO ARMADURA



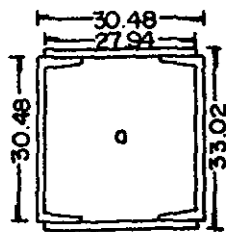
1097.3

VISTA SUPERIOR ARMADURA

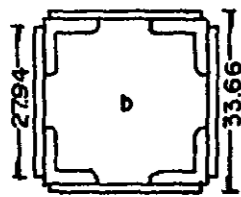


609.6

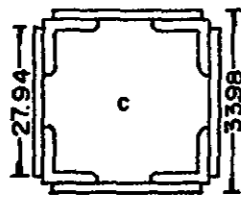
609.6



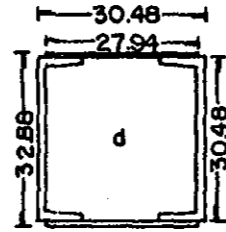
2CE 12"x 2PL 1/2"x 11"



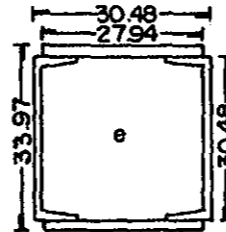
4L 1/4"x 3/4"x 4PL 5/8"x 11"



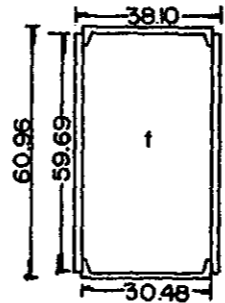
4L 1/4"x 3/4"x 4PL 1/16"x 11"



2CE 12"x 2PL 3/8"x 11"



2CE 12"x 2PL 1/16"x 11"



2CE 12"x 2PL 1.5"x 23.5"

longitud de armadura. 60.96m c.a.c.  
 acero A-36  
 esfuerzo de fluencia  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$   
 modulo de elasticidad  $E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$   
 secciones de armadura:  
 a) elementos: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8  
 b) elementos: 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 21, 35  
 c) elementos: 25, 27, 29, 31  
 d) elementos: 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 34, 36  
 e) elementos: 19, 37  
 f) elementos: 23, 33  
 contraente horizontal de armaduras superior e inferior 2L 1.5"x 1/2"

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES, ARAGON

Análisis y diseño de puente armadura  
 de acero para ferrocarril.

acot. esc.	cm 1:100	CONJUNTO DE ARMADURA.	plano no.
------------	----------	-----------------------	-----------

dibujante: Rubén Díaz García

## BIBLIOGRAFIA

- Bresler, Boris, T.Y., Lin ; Scalzi, John B.  
Diseño de Estructuras de acero. Capitulo 13, págs. 705-772.  
editorial Limusa 9a. reimpresión, 1990.
- Bowles, Joseph E.  
Structural Steel Design, Chapter 1, page 3-48.  
Mc Graw-hill Book Company, 1980.
- Gaylord jr., Edwin H.; Gaylord, Charles N.  
Diseño de Estructuras de Acero. Capítulo 10, págs. 615-662.  
editorial C.E.C.S.A. 3a. reimpresión 1983.
- Mc Cormac, Jack C.  
Diseño de Estructuras de Acero. Capitulo 18, págs. 614-647.  
editorial Alfaomega 1991.
- Secretaria de Obras Públicas.  
Traducción de especificaciones AREA.  
1961.
- Trujillo Sabino, Norma Neri.  
Tesis de Diplomado. "Cargas para Proyecto de Ferrocarril".  
E.N.E.P. Aragón, 1996.
- Salas Rico, Raúl.  
Proyecto y Diseño de Puentes \*. Capitulo VI, págs. 264-330.  
Publicaciones de S.C.T. s/f
- Merritt, Frederick S.  
Structural Steel Designers' Handbook.  
Mc Graw-Hill Book Company, 1972.
- Instituto Mexicano del Transporte.  
Seminario Internacional de Puentes. págs. 9-18.  
1991
- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A.C.  
Manual de Construcción en Acero-DEP. Vol. 1, págs. 11-116.  
editorial Limusa 1998.

\* El método de Líneas de influencia mostrado en dicho apunte no fue aplicado en este trabajo de tesis, con el objeto de hacer accesible y entendible el diseño del puente.