UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

F A C U L T A D D E I N G E N I E R Í A

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA ARMADURA PARA CIMBRA Y COLADO EN EL PUENTE EL TAPÓN

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ING. HÉCTOR GHIOVANI HERNÁNDEZ BARANDA

DIRECTOR DE TESINA: M.I. MIGUEL ANGEL ZUÑIGA BRAVO

MÉXICO, Cd. Mx. FEBRERO 2017

¨ REVISIÒN ESTRUCTURAL DE LA ARMADURA PARA CIMBRA Y COLADO EN EL PUENTE EL TAPON ¨

ÌNDICE

		Página.
Descripción general de la tesina		**1**
1.-	**Objetivo**	**2**
2.-	**Descripción general**	**2**
	2.1.- Localización del puente	2
	2.2.- Geometría general	3
	2.3.- Problemática y solución	5
3.-	**Bases de revisión**	**5**
	3.1.- Reglamentos	5
	3.2.- Materiales	8
4.-	**Geometría de la estructura y cargas**	**13**
	4.1.- Geometría de la armadura	13
	4.2.- Cargas por trabes de concreto presforzado	20
	4.3.- Cargas por sistema de piso, cimbra y carga viva	36
	4.4.- Cargas de trabes sobre armaduras	39
5.-	**Modelo estructural en SAP2000**	**40**
	5.1.- Propiedades de secciones	43
	5.2.- Desplazamiento de nudos	47
	5.3.- Elementos mecánicos en cuerdas superiores	50
	5.4.- Elementos mecánicos en cuerdas inferiores	53
	5.5.- Elementos mecánicos en montantes	54
	5.6.- Elementos mecánicos en diagonales	56
6.-	**Revisión estructural**	**59**
	6.1.- Deflexión central	59
	6.2.- Cuerdas superiores	62
	6.3.- Cuerdas inferiores	67
	6.4.- Diagonales	69
	6.5.- Montantes	71
7.-	**Conexiones y detalles**	**73**
	7.1.- Revisión de soldaduras	73
	7.2.- Revisión de placas de conexión	90
	7.3.- Capacidad requerida y propuesta de gato hidráulico	92
	7.4.- Diseño de zapatas de concreto reforzado	93
	7.5.- Revisión del aplastamiento del alma en el apoyo	96
8.-	**Conclusiones y comentarios**	**99**
9.-	**Referencias bibliográficas**	**100**
Anexo 1.- Planos estructurales.		**101**

Descripción general de la tesina

Este trabajo tiene como finalidad el análisis y síntesis de los conocimientos adquiridos durante la especialidad, por lo cual se presenta un tema práctico en el cual se realizara una revisión estructural de una armadura utilizada durante el proyecto “Puente El Tapón” para cimbra y colocación de la estructura principal a base de vigas prefabricadas y sistema de piso capaz de soportar el tránsito vehicular.

En cada uno de los temas que se presentaran a lo largo de la tesina, se desarrollaron los elementos necesarios para una correcta revisión, tomando en consideración las diferentes cargas que se tuvieron durante el desarrollo del proyecto, apoyándome en materiales y reglamentos vigentes.

Cada uno de los temas que se desarrollaron de la tesina es necesario, si se quiere realizar una correcta inspección de los elementos metálicos que componen la armadura cimbra, tales como cuerdas superiores, cuerdas inferiores, montantes y diagonales, así como las conexiones para unir estos mismos.

No solo un análisis escrito será suficiente, ya que se presentare un modelo estructural desarrollado en el programa SAP 2000 con lo cual estaré aplicando mi conocimiento adquirido durante la especialidad en estructuras, dicho modelo cuenta con las diferentes cargas necesarias para un correcto análisis, además de la supervisión de mi asesor. Con este modelo intentare representar las condiciones más desfavorables bajo las que estará la armadura cimbra y con ello obtener los esfuerzos de tensión y compresión, para concluir sobre este importante elemento utilizado para la construcción de un puente que conecta los estados de Guadalajara y Colima.

Mediante el mismo modelo se reviso la deflexión central y conocer el rango en el que se encuentran con respecto a las deflexiones permisibles derivadas de los reglamentos actuales. Por último se revisaran los desplazamientos en los nudos de la armadura para conocer si se encuentran de los rangos permisibles.

1.- Objetivo

El presente trabajo tiene como propósito, la revisión de un elemento estructural a base de perfiles metálicos, utilizado como cimbra para la construcción del puente "El Tapón" que conectara los estado de Colima y Jalisco promoviendo el tránsito vehicular lo que provocara como consecuencia el desarrollo económico y social de la zona.

Esta revisión se hará utilizando los reglamentos vigentes que sean aplicables para las condiciones que se presentan durante la construcción del puente, tales condiciones serán las cargas debido a trabes de concreto presforzado, sistema de piso, carga viva y la propia cimbra metálica a base de diferentes perfiles.

2.- Descripción general

2.1.- Localización del puente

El puente El Tapón, se ubica sobre la Autopista N. 54 Guadalajara-Colima en el Km 118+500 en el estado de Jalisco, ver figura siguiente:

Figura 2.1 Ubicación del proyecto

2.2.- Geometría general

El proyecto consistió en la construcción de un puente y su correspondiente camino, en paralelo al existente denominado El Tapón, ubicado en el kilómetro 118+500, a fin de modernizar la operación de la actual ¨Autopista Guadalajara-Colima¨, en el estado de Jalisco.

El tipo de obra a desarrollar es un puente a base de concreto reforzado y postensado con claro único de 49.70 m, apoyado en sus extremos por estribos como se muestra en la siguiente figura.

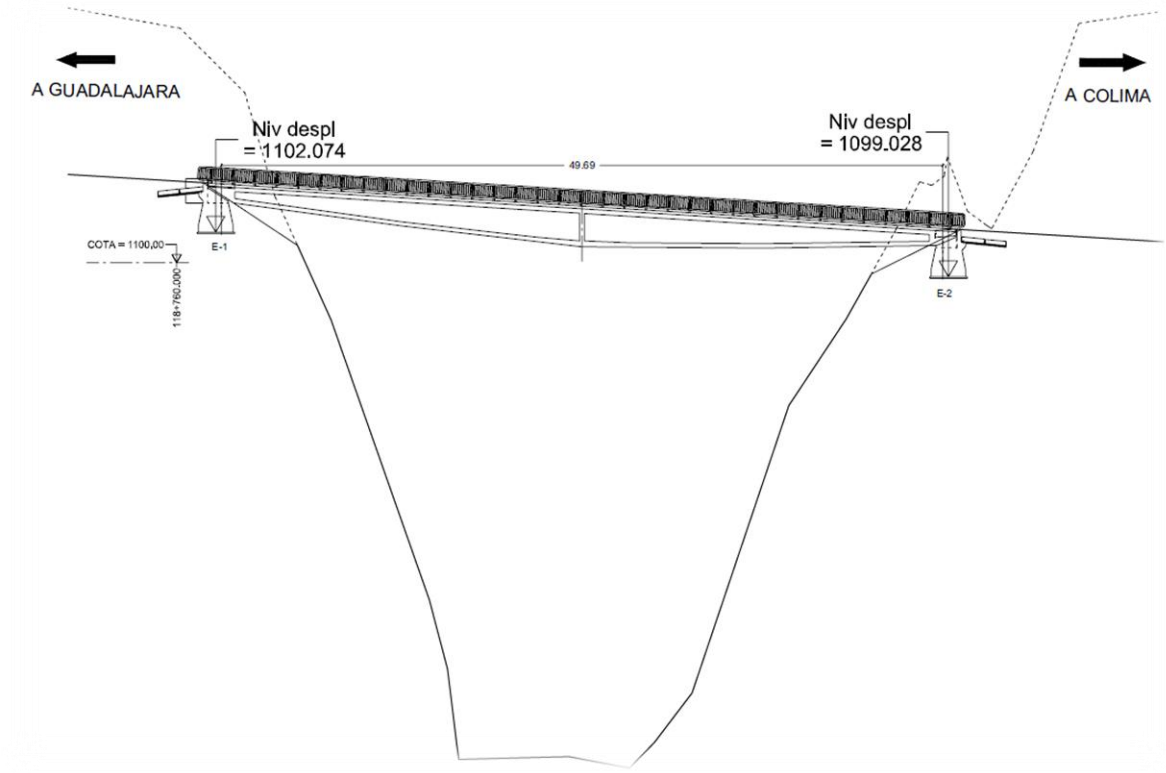


Figura 2.2 Alzado longitudinal y niveles de desplante

Sección transversal

El sentido transversal lo constituyen dos calzadas de 3.50 m con acotamientos de 1.25 m y parapetos de 0.50 m, dando un ancho total de 10.50 m, como se ilustra en el dibujo.

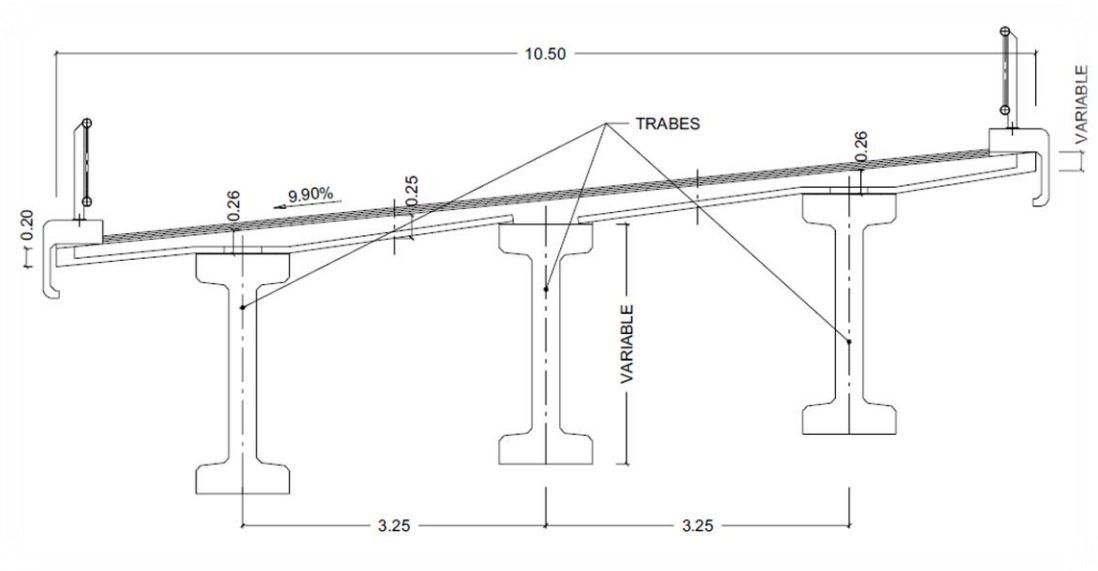


Figura 2.3 Sección transversal tipo

Superestructura

El tablero lo conformaran una losa y prelosas de concreto reforzado que estarán apoyadas sobre tres trabes tipo ¨I¨ de concreto presforzado de peralte variable. Tanto las trabes como las prelosas, se fabricaran al pie de la obra y posteriormente se colocaran mediante un dispositivo de montaje.

Subestructura

Los estribos se construirán de concreto reforzado en ambos extremos de la estructura.

Cimentación

La cimentación en estribos será de concreto reforzado y del tipo superficial

2.3.- Problemática y solución

La razón y motivo del uso de una armadura es la siguiente, se requiere conectar dos estados importantes que son Guadalajara y Colima, con lo cual se lograra acortar los tiempos de transporte por la carretera que une a estas dos entidades por lo cual se construirá un puente a base de trabes de concreto coladas en sitio y posteriormente aplicarles el postensado, utilizadas como soporte del puente ya construido.

La solución que se dio al problema anterior es la construcción de una armadura cimbra mediante perfiles metálicos y diferentes tipos de aceros en cada uno de los elementos que formaran parte del conjunto, lo que permita colocar un sistema de piso para los trabajadores y cimbra para el colado de las trabes en sitio, como puede observarse en la siguiente imagen.

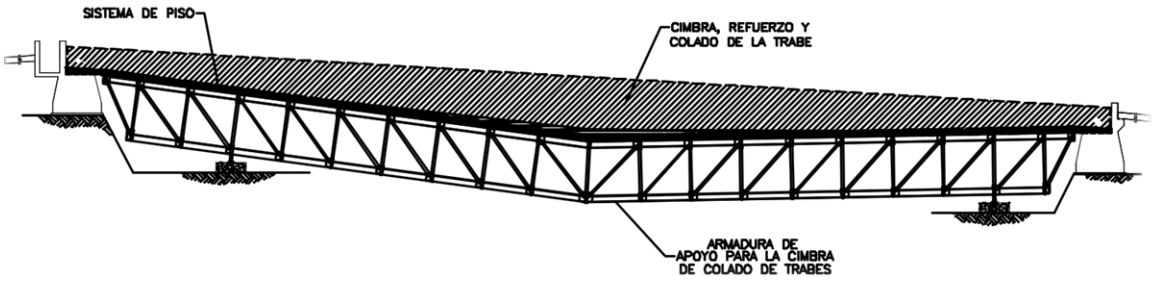


Figura 2.4 Corte longitudinal

3.- Bases de revisión

3.1.- Reglamentos.

La Especificación AISC proporciona dos métodos para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Éstos son el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design). Ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estados límite, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural.

El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido. Los estados límite de servicio definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Todos los estados límite deben evitarse.

En ambos métodos, LRFD y ASD, se usa constantemente el término resistencia nominal. La resistencia nominal de un miembro es su resistencia teórica calculada, sin la aplicación de factores de seguridad (Ωs) o de resistencia (Φs). En el método LRFD, se multiplica un factor de resistencia, generalmente menor que 1.0, por la resistencia nominal del miembro, o en el método ASD, la resistencia nominal se divide entre un factor de seguridad, generalmente mayor que 1.0, para considerar las variaciones de la resistencia del material, las dimensiones del miembro, y la mano de obra así como la manera y las consecuencias de la falla.

Combinaciones de carga para el método ASD

Con el método ASD, las cargas de servicio generalmente no se multiplican por factores de carga o de seguridad. Más bien, se acumulan, tal como estén, para diversas combinaciones factibles, y los mayores valores obtenidos de esta manera se usan para calcular las fuerzas en los miembros. Estas fuerzas totales no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros, dividida por factores de seguridad apropiados. En forma de ecuación, la expresión puede escribirse como:

$$\frac{\text{Resistencia nominal del miembro}}{\text{Factor de seguridad } \Omega} \geq \text{mayor fuerza calculada en el miembro, } R_a$$

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

Cálculo de cargas combinadas con expresiones ASD

1. D
2. D + L
3. D + (Lr o S o R)
4. D + 0.75 L + 0.75(Lr o S o R)
5. D + (0.6W o 0.7E)
6. (a) D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr o S o R)

   (b) D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75(S)
7. 0.6D + 0.6W
8. 0.6D + 0.7E

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga de Techo o Cubierta

S: Nieve

R: Lluvia o Hielo

W: Viento

E: Sismo

Se deberá considerar cuidadosamente si las combinaciones de cargas especificadas cubren adecuadamente todas las combinaciones posibles para una estructura específica.

Para el diseño estructural, análisis de cargas, materiales, y dimensionamiento de elementos se ocupó la última revisión de los reglamentos y especificaciones señalados a continuación:

1. AISC ASD Diseño por esfuerzos permisibles, cabe mencionar que la revisión de los elementos se hizo para las primeras dos combinaciones para cargas combinadas por ASD, debido a que durante la construcción se presentan este tipo de cargas, dentro del modelo se integraron las demás combinaciones para observar el comportamiento de la estructura.
2. IMCA. Manual de Construcción en Acero, Diseño por Esfuerzos permisibles (5 edición).

Para el análisis de la estructura así como dimensionamiento de elementos en particular se ocupó el programa SAP 2000 haciendo un modelo en el espacio que estará compuesto de miembros y placas que a manera general representan respectivamente montantes, diagonales, trabe pretensada y sistema de piso con el fin de conocer el comportamiento de los elementos debido a los esfuerzos que se presentaran por las diferentes cargas.

3.2.- Materiales.

Acero estructural.

Ventajas del acero como material estructural

Alta resistencia por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

Uniformidad. Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

Elasticidad. El acero se acerca más en su comportamiento a la hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

Durabilidad. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente.

Ductilidad. Es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos altos. Cuando se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se

romperá al someterlo a un golpe repentino. En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de falla.

Tenacidad. Poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladraros sin daño aparente. Por lo tanto poseen la capacidad para absorber energía en grandes cantidades.

Relaciones esfuerzo - deformación del acero estructural.

Los diagramas esfuerzo-deformación presentan información valiosa necesaria para entender cómo se comporta el acero en una situación dada.

Si una pieza de acero estructural dúctil se somete a una fuerza de tensión, ésta comenzó a alargarse. Si se incrementa la fuerza de tensión a razón constante, la magnitud del alargamiento aumentará en forma lineal dentro de ciertos límites. Cuando el esfuerzo de tensión alcance un valor aproximadamente igual a tres cuartos de la resistencia última del acero, el alargamiento comenzará a aumentar más y más rápidamente sin un incremente correspondiente del esfuerzo.

El mayor esfuerzo para el que todavía es válida la ley de Hooke o el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación se denomina limite proporcional. El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformase permanentemente se llama limite elástico. Este valor rara vez se mide realmente y para la mayoría de los materiales de ingeniería, incluido el acero estructural, es sinónimo del límite proporcional. Por esta razón, se usa a veces el término límite proporcional elástico.

El esfuerzo en el que se presenta un incremente brusco en el alargamiento o deformación sin un incremente en el esfuerzo, se denomina esfuerzo de fluencia. Es el primer punto del diagrama esfuerzo-deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal. El esfuerzo

de fluencia es la propiedad más importante del acero, ya que muchos procedimientos de diseño se basan en este valor. La deformación que se presenta antes del esfuerzo de fluencia se denomina deformación elástica; la deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia, sin incremento de esfuerzo, se denomina deformación plástica. Esta última deformación es generalmente igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica.

Después de la deformación plástica, existe un rango en el cual es necesario un esfuerzo adicional para producir deformación adicional, a esto se le denomina endurecimiento por deformación. Esta porción del diagrama esfuerzo-deformación no resulta muy importante para los proyectistas actuales ya que las deformación son muy grandes, en las siguiente figura se muestra un diagrama típico de esfuerzo-deformación de un acero estructural dulce o bajo contenido de carbono. En el punto de falla los aceros dulces tienen deformaciones unitarias que equivalen a valores que oscilan entre 150 y 200 veces los correspondientes a la deformación elástica, la cuerva alcanza su esfuerzo máximo y luego disminuye poco a poco antes de la falla. Se presenta una marcada reducción de la sección transversal del miembro (que se denomina estricción del elemento) justo antes de que el miembro se fracture.

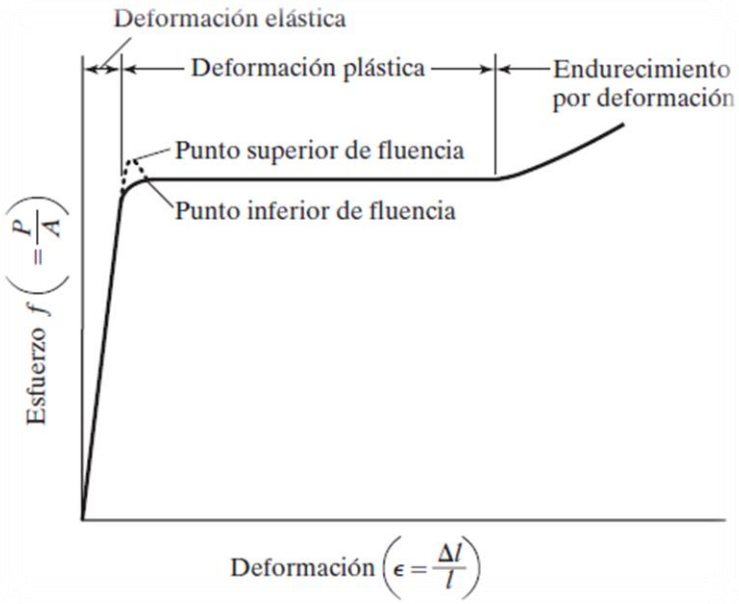


Figura 3.1 Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce o con bajo contenido de carbono a temperatura ambiente.

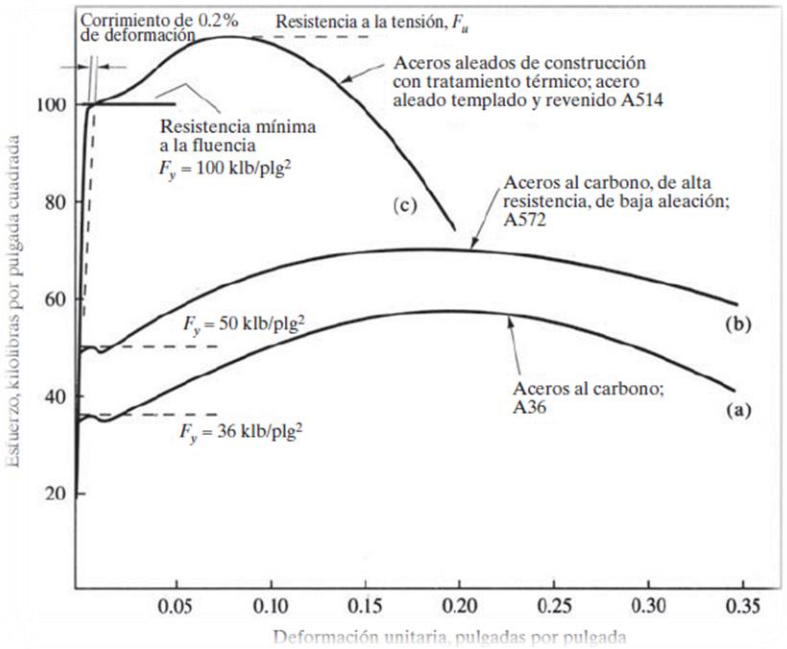


Figura 3.2 Curvas características de esfuerzo-deformación.

Se emplearon los siguientes valores del límite de fluencia para los distintos tipos de acero:
Acero A500 Grado C, Fy=3235 kg/cm2 para los siguientes perfiles

- Montantes OR 4 ¨x3/8¨
- Diagonales OR 4 ¨x3/8¨

Acero A36, Fy=2530 kg/cm2 para los siguientes perfiles

- Cuerda superior CE 305x37.2
- Cuerda inferior CE 305x37.2
- Placa espesor 3/8”

Concreto estructural

El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada, u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemente y agua. En ocasiones, uno o más aditivos se segregan para cambiar ciertas caracterizas del concreto, tales como la ductilidad, durabilidad y tiempo de fraguado. Al igual que la mayoría de los materiales pétreos, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tensión.

El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia la tensión de que carece el concreto. El acero de refuerzo es también capaz de resistir fuerzas de compresión y se usa en columnas, así como en otros miembros estructurales.

Ventajas del concreto reforzado como material estructural.

Tiene una resistencia considerable a la compresión por unidad de costo en comparación con muchos otros materiales.

El concreto reforzado tiene gran resistencia a las acciones del fuego y el agua, durante incendios de intensidad media, los miembros con un recubrimiento adecuado de concreto sobre las varillas de refuerzo sufren solo daño superficial sin fallar. Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas y requiere de poco mantenimiento.

Comparado con otros materiales, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto reforzado pueden usarse indefinidamente sin reducción en sus capacidades de carga. Esto debido a que la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo, sino que en realidad aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.

Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje, en comparación con otros materiales, como el acero estructural.

El concreto empleado para fines estructurales en estribos y zapatas se considera de una resistencia nominal de f'c=250 kg/cm^2 con acero de refuerzo fy=4200 kg/cm^2 y módulo de elasticidad de E=2x10^6 kg/cm^2.

En el caso del concreto empleado para fines estructurales de las trabes de presfuerzo del puente El Tapón se utilizó un valor de 2.4 t/m3 como peso volumétrico para el cálculo de carga muerta debido a estos elementos estructurales.

4.- Geometría de la estructura y cargas

4.1.- Geometría de la armadura

Las armaduras son de las estructuras más utilizadas en ingeniería civil. Se emplean para resolver techumbres ligeras de grandes claros en naves industriales, centros comerciales, tiendas de autoservicio, para sustituir vigas más pesadas (generalmente se conocen como vigas de alma abierta), en torres de transmisión de energía eléctrica, en plataformas marinas, en puentes, como estructuras de arrostramiento y distribución de cargas laterales en naves industriales, entre muchas otras aplicaciones. Las armaduras pueden trabajar exclusivamente en el plano o en el espacio. Los elementos que componen a una armadura trabajan exclusivamente a fuerza axial, ya sea a tensión o comprensión.

Estabilidad en armaduras

La estabilidad es una característica muy importante en toda estructura, pero es particularmente crucial en armaduras, donde, en algunas ocasiones, configuraciones complicadas pueden ocultar deficiencias en las mismas y, por lo tanto, no se puede detectar a priori que son inestables.

En estructuras isostáticas se enseña que una armadura plana es isostática (estable o en equilibrio) cuando el número de barras (nb) o elementos axiales es igual a dos veces el número de nudos (nN), y que si una armadura tiene aún más barras, es hiperestática (estable). En caso contrario, es hipoestatica y, por tanto, inestable. En general, bajo esa premisa la condición de estabilidad o equilibrio de una armadura plana está dada por la siguiente expresión:

$$nb \geq 2nN$$

Los miembros de una armadura, por considerarse articulados en sus extremos trabajan únicamente a tensión o compresión axial. Entonces, la resolución de una armadura consiste en determinar las reacciones en los apoyos, las fuerzas axiales en cada uno de sus miembros y el desplazamiento de los nodos.

El uso de la armadura es necesario debido al claro de 50 m que requiere librar el puente, y los elementos que componen la armadura trabajan a fuerza axial, ya sea tensión o compresión por otro lado la cuerda superior se revisa a flexocompresión ya que la carga no se encuentra aplicada únicamente en los nodos de la armadura, se tiene una carga distribuida por el sistema de piso y por lo tanto se presentan momentos flexionantes sobre estos elementos.

Por lo anterior el proyecto a revisar tiene como propuesta la siguiente armadura a base de perfiles metálicos, unidos mediante placas de conexión y soldadura.

La geometría de la armadura permitió el acoplamiento de la parte inferior de las trabes de concreto presforzado que tienen una sección I con un peralte variable en toda su longitud. Una vez cargada la armadura con el peso del concreto fresco, la cimbra, el sistema de piso y sin trabajadores va a tener un deflexión, bajo están condición deformada debe acoplarse perfecto a la geometría de las trabes, por eso la armadura se fabrico con una contraflecha de 6 cm de acuerdo a los planos.

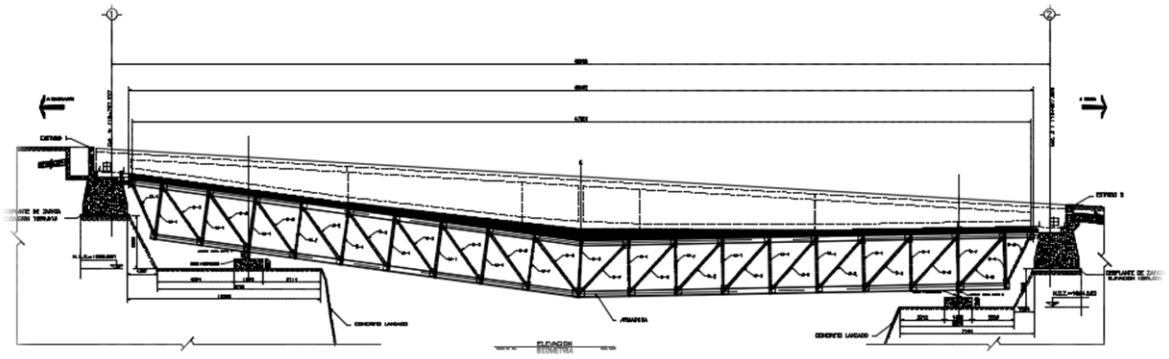


Figura 4.1 Elevación – geometría 1

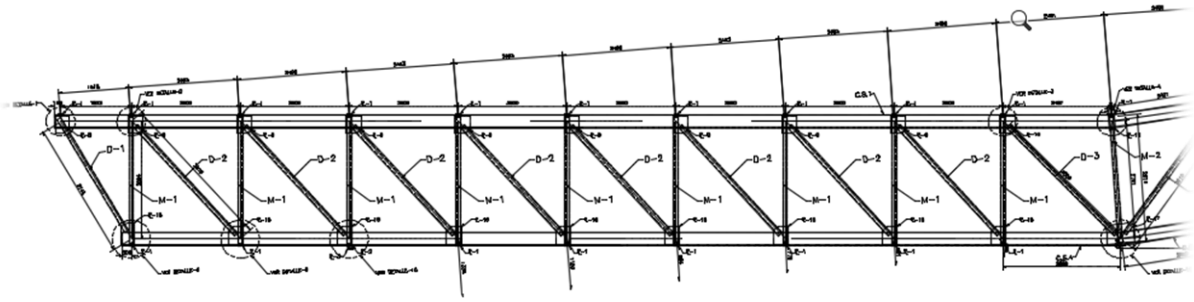


Figura 4.2 Elevación – geometría 2

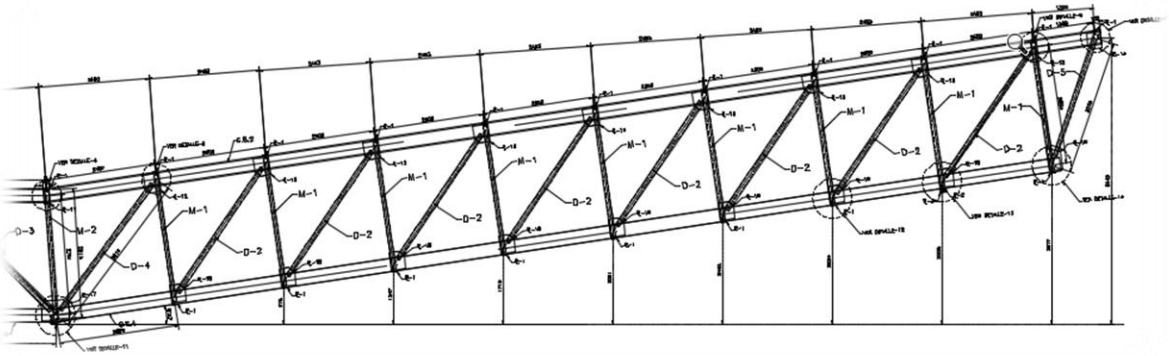


Figura 4.3 Elevación – geometría 2.1

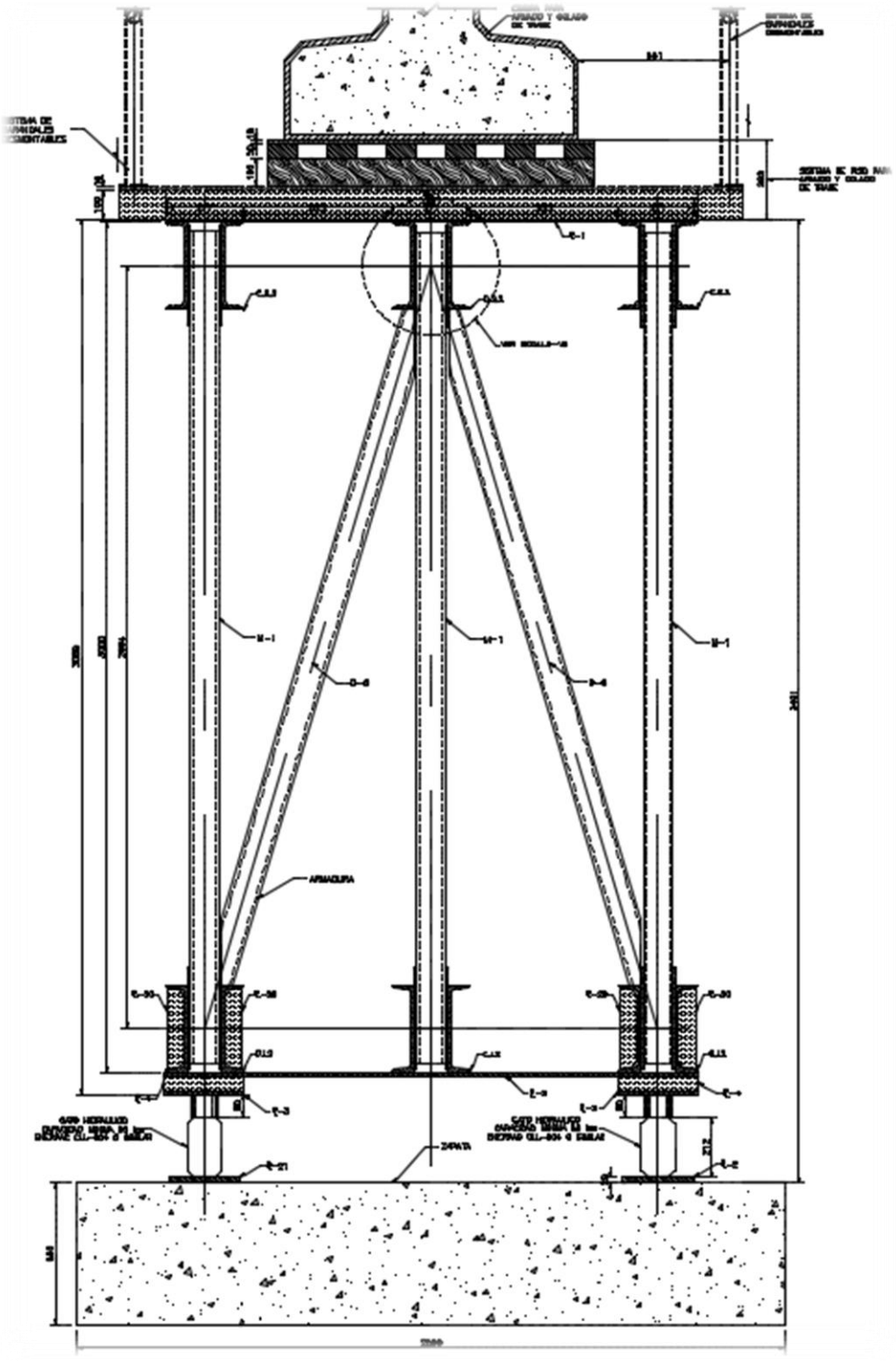


Figura 4.4 Corte A en apoyos

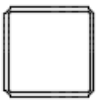
LISTA DE PIEZAS						
LOC.	MCA.	CANTIDAD (PZAS.)	DESCRIPCIÓN	LONGITUD (mm)	CROQUIS	PESO (kg)
ARMADURA	C.S.1	6	CE 305x37.20 kg/m	24245		5411
	C.S.2	6	CE 305x37.20 kg/m	24018		5361
	C.I.3	6	CE 305x37.20 kg/m	22910		5114
	C.I.4	6	CE 305x37.20 kg/m	22910		5114
	M−1	54	OR 102x9.5	2894		4017
	M−2	3	OR 102x9.5	2913		224
	D−1	3	OR 102x9.5	3019		230
	D−2	48	OR 102x9.5	3372		4159
	D−3	3	OR 102x9.5	3509		271
	D−4	3	OR 102x9.5	3509		271
	D−5	3	OR 102x9.5	2872		221
	D−6	36	OR 102x9.5	2483		2297
	D−7	2	OR 102x9.5	2488		128

Tabla 4.1 Lista de piezas 1

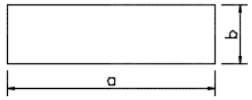
LISTA DE PIEZAS									
LOC.	MCA.	CANTIDAD (PZAS.)	DESCRIPCIÓN	CROQUIS	a	b	c	d	PESO (kg)
	PL−1	40	PLACA e= 3/8" A−36		1857	100	−	−	554
	PL−2	2	PLACA e= 1/2" A−36		1857	150	−	−	56
	PL−3	4	PLACA e= 1/2" A−36		280	150	−	−	17
	PL−4	4	PLACA e= 1/2" A−36		280	53	−	−	6
	PL−5	4	PLACA e= 1/2" A−36		280	54	−	−	6
	PL−6	2	PLACA e= 1/2" A−36		280	59	−	−	4
	PL−7	2	PLACA e= 1/2" A−36		280	63	−	−	4
							TOTAL:	647	KG.

Tabla 4.2 Lista de piezas 2

Para las conexiones se tienen las siguientes placas que posteriormente se tomaran en cuenta para la revisión de la armadura cimbra.

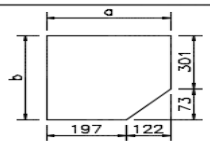
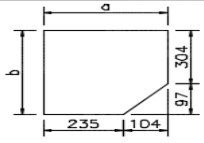
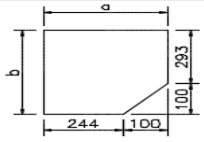
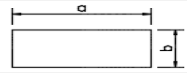
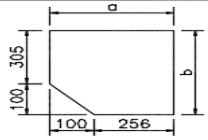
	CANTIDAD (PZAS.)	DESCRIPCIÓN	CROQUIS	a	b	c	d	PESO (kg)
PL−8	6	PLACA e= 3/8" A−50		319	375	−	−	54
PL−9	48	PLACA e= 3/8" A−50		339	401	−	−	487
PL−10	6	PLACA e= 3/8" A−50		344	393	−	−	61
PL−11	6	PLACA e= 3/8" A−50		314	142	−	−	20
PL−12	6	PLACA e= 3/8" A−50		356	405	−	−	65

Tabla 4.3 Lista de piezas 3

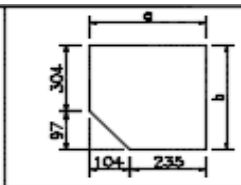
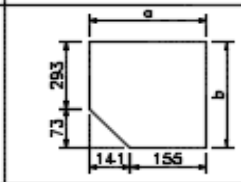
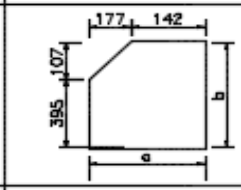
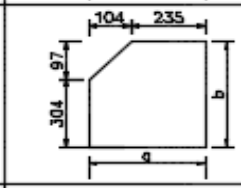
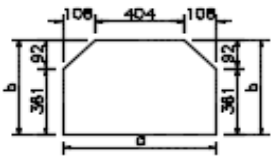
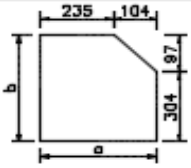
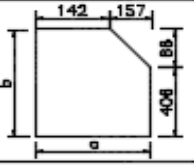
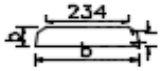
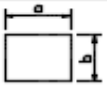
PL–13	48	PLACA e= 3/8" A–50		339	401	–	–	487
PL–14	6	PLACA e= 3/8" A–50		296	366	–	–	52
PL–15	6	PLACA e= 3/8" A–50		319	501	–	–	72
PL–16	48	PLACA e= 3/8" A–50		339	401	–	–	487
PL–17	6	PLACA e= 3/8" A–50		820	464	–	–	126
PL–18	48	PLACA e= 3/8" A–50		339	401	–	–	487
PL–19	6	PLACA e= 3/8" A–50		299	492	–	–	66
PL–20	12	PLACA e= 3/8" A–50		61	287	–	–	15
PL–21	4	PLACA e= 3/4" A–50		250	250	–	–	38

Tabla 4.4 Lista de piezas 4

4.2.- Cargas por trabes de concreto presforzado

El presfuerzo puede definirse como la imposición a una estructura de esfuerzos internos que son de carácter opuesto a los causados por las cargas de servicio o de trabajo. Los miembros presforzados no se agrietan bajo cargas de trabajo, y por ello tienen mejor aspecto y son más impermeables, lo que implica una mejor protección contra la corrosión de acero. Además, los miembros presforzados sin grietas requieren menos mantenimiento y duran más que los miembros agrietados de concreto reforzado. Por tanto, para un gran número de estructuras, el concreto presforzado es la mejor solución respecto al costo inicial, y cuando se toma en cuenta el menor mantenimiento requerido, el concreto presforzado proporciona el costo global más bajo en muchos casos.

Los momentos negativos causados por el presfuerzo producen combadura en los miembros, y en consecuencia las deflexiones totales resultan menores. Otra ventaja del concreto presforzado son las siguientes: una reducción de los esfuerzos de tensión diagonal, secciones más rígidas bajo cargas de trabajo, y mayor resistencia a la fatiga y el impacto, en comparación con las estructuras comunes de concreto reforzado.

Pretensado.

Uno de los métodos generales de presfuerzo es el pretensado, en el cual los tendones de presfuerzo se tensaron antes de colar el concreto. Después de que el concreto endureció suficiente, se cortaran los tendones y la fuerza de presfuerzo se transmitió al concreto por adherencia. Este método es particularmente apropiado para la producción en masa, porque las camas de colado pueden construirse de varios cientos de pies de longitud. Los tendones pueden tenderse sobre toda la longitud de la cama y usarse para colar varias vigas en línea al mismo tiempo.

Postensado.

Es el método de presfuerzo que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el concreto ha fraguado y alcanzado su resistencia necesaria. Previamente al colado del concreto, se dejan ductos perfectamente fijos con la trayectoria deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr las flechas y esfuerzos deseados. Los ductos serán rellenados con mortero o lechada una vez que el acero de presfuerzo haya sido tensado y anclado. Las funciones primordiales del mortero son las de proteger al presfuerzo de la corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas. En el postensado la acción del presfuerzo se ejerce externamente y los tendones se anclan al concreto con dispositivos mecánicos especiales (anclajes), generalmente colocados en los extremos del tendón. Este fue el método que se aplico al proyecto de acuerdo a los planos estructurales.

Materiales usados para el concreto presforzado

Los materiales comúnmente usados para el concreto presforzado son el concreto y los aceros de alta resistencia. Normalmente, el concreto que se usa es de mayor resistencia que el usado en los miembros comunes de concreto reforzado, por varias razones, incluidas las siguientes:

- El módulo de elasticidad de tales concretos es mayor, por lo que has deformaciones unitarias elásticas en el concreto resultan menores cuando se cortan los tendones. En consecuencia, las relajaciones o pérdidas en los esfuerzos de los tendones son menores.
- En el concreto presforzado, el miembro completo se mantiene en compresión, por lo que todo el concreto resiste eficazmente las fuerzas. Es por tanto razonable gastar en un concreto más caro pero más resistente si todo él se utiliza. (En las vigas de concreto reforzado común, más de la mitad de las secciones transversales están en tensión y por ello se supone que sufren

agrietamiento. En consecuencia, si se usara en ellos concreto de resistencia superior, más de la mitad se estaría desperdiciando.)

- En la obra pretensada, los concretos de alta resistencia permiten el uso de mayores esfuerzos de adherencia entre los cables y el concreto.

Los aceros de alta resistencia son necesarios para producir y mantener fuerzas de presfuerzo satisfactorias en los miembros. Las deformaciones unitarias que se presentan en estos aceros durante el presfuerzo, son mucho mayores que las que pueden obtenerse con acero de refuerzo ordinario. En consecuencia cuando el concreto se acorta elásticamente por compresión, por contracción y por flujo plástico, las perdidas en la deformación unitaria del acero (y por ello en los esfuerzos) representan un porcentaje menor del esfuerzo total. Otra razón para el uso de aceros de alta resistencia es que puede desarrollarse una fuerza de presfuerzo grande en un área pequeña.

Se usan tres formas de acero de presfuerzo: los alambres simples, los torones de alambre y las varillas. Cuanto mayor es el diámetro de los alambres, menor resulta su resistencia y adherencia al concreto. Como consecuencia, los alambres se fabrican con diámetros de 0.192 plg hasta un máximo de 0.276 plg. (Aproximadamente 9/32 plg). En el trabajo de postensado, un gran número de alambres se agrupan en paralelo para formar tendones. Los torones que se forman torciendo entre si varios alambres, son usados en la mayoría de los trabajos de pretensado. Ellos son el tipo de 7 alambres, en donde un alambre central queda firmemente rodeado por los otros 6 alambres torcidos en espiral a su alrededor. Los torones se fabrican con diámetros de ¼ a ½ plg. Algunas veces se usan varillas de aleaciones de acero de gran tamaño y alta resistencia, tratadas térmicamente, para las secciones postensadas. Estas se encuentran disponibles, en diámetros que van de ¾ a 1 3/8 plg.

Los aceros de alta resistencia para presfuerzo no tienen puntos de fluencia bien definidos, como los tienen los aceros al carbono para refuerzo estructural. En las varillas de alta resistencia se supone que el esfuerzo de fluencia ocurre cuando se alcanza una deformación unitaria permanente de 0.2%.

Formas de las secciones presforzadas

Desde el punto de vista de la cimbra solamente, las secciones rectangulares son las más económicas, pero las formas más complicadas, como las I y las T, requieren menos cantidades de concreto y acero de presfuerzo para soportar las mismas cargas, por lo que con frecuencia tienen los costos totales menores.

Si un miembro va a fabricarse solo una vez, se usara probamente una sección transversal que requiera una cimbra sencilla (con frecuencia rectangular). La utilidad de una cierta sección depende de la simplicidad y reúso de la cimbra, del aspecto de las secciones, del grado de dificultad del colado del concreto y de las propiedades teóricas de la sección transversal. Cuando mayor sea la cantidad de concreto localizado cerca de las fibras extremas de una viga, mayor será el brazo de palanca entre las fuerzas C y T, así como el momento resistente. Por supuesto, existen algunas limitaciones sobre los anchos y espesores de los patines. Además, las almas deben ser suficientemente grandes para resistir la fuerza cortante y permitir el colado apropiado del concreto y, al mismo tiempo, ser suficientemente gruesas para evitar el pandeo.

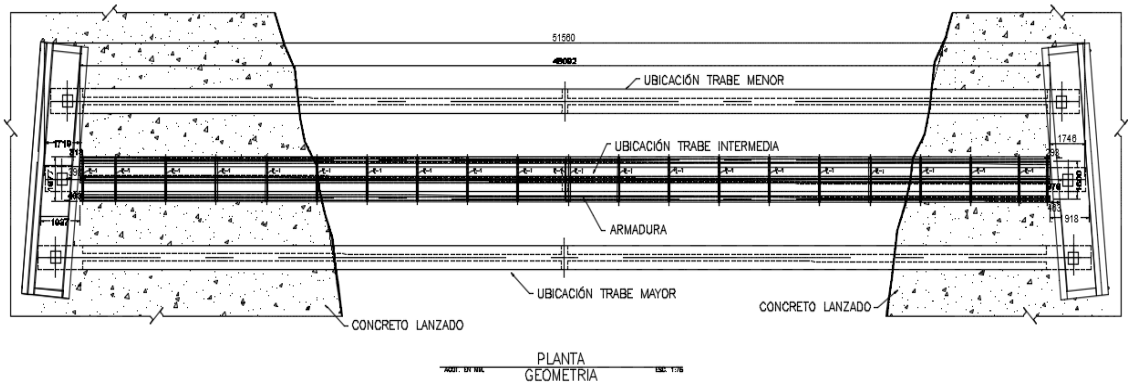


Fig. 4.5 Planta geométrica

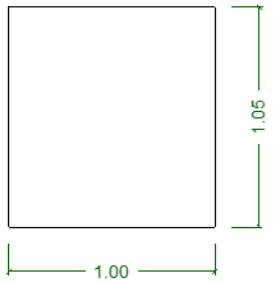
En la imagen anterior se observa mediante una vista en planta los dos estribos y las tres trabes que tienen diferente longitud ya que el puente se encuentra en curva. La sección transversal de las trabes es variable, a continuación se muestra el cálculo de los pesos.

Peso de la trabe de mayor longitud (52.15 m)

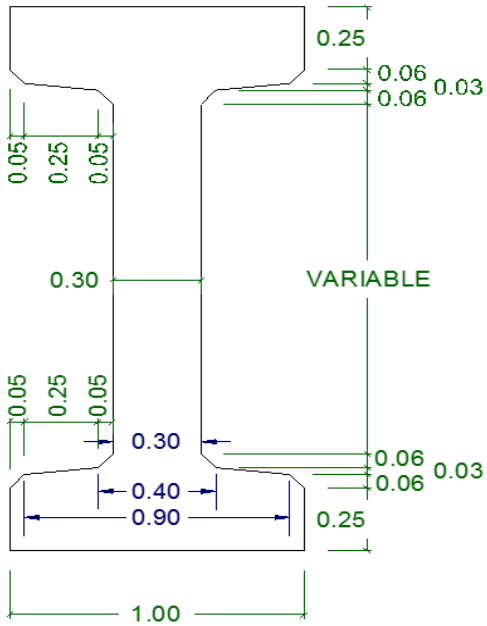
γ_{CONC} = 2.40 t/m

Tramo macizo 1:

L =	**2.18**	**m**
h =	1.05	m
A =	2.29	m^2
b =	1.00	m
No =	1.00	
Peso Tot =	*5.5*	*ton*



Sección transversal de la trabe de presfuerzo.



Tramo variable 2: w_2 = **2.31** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
	L =	**11.59**	**m**	L = 11.59	m
	b =	1.00	m	b = 1.00	m
	h_p =	0.25	m	h_p = 0.25	m
	Peso =	*6.95*	*ton*	*Peso =* *6.95*	*ton*

Chaflanes en patines

Grande	B =	1.00	m	Menor	B =	0.90	m	Medio	B =	0.40	m
	b =	0.90	m		b =	0.40	m		b =	0.30	m
	h_{ch} =	0.06	m		h_{ch} =	0.03	m		h_{ch} =	0.06	m
	A =	0.057	m^2		A =	0.0195	m^2		A =	0.021	m^2
	L =	11.59	m		L =	11.59	m		L =	11.59	m
	Vol =	0.66	m^3		Vol =	0.23	m^3		Vol =	0.24	m^3
	x2, Vol =	1.32	m^3		x2, Vol =	0.45	m^3		x2, Vol =	0.49	m^3
	Peso =	3.17	ton		Peso =	1.08	ton		Peso =	1.17	ton

Alma de peralte variable

$W_{TRAPECIO\ 2}$:

B =	1.33	m
b =	0.45	m
L =	11.59	m
A =	10.315	m^2
e =	0.30	m
Vol =	3.095	m^3
Peso =	7.43	ton

W_{TOT2} = *26.76* *ton*

Tramo variable 3: w_3 = **2.80** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
	L =	**9.38**	**m**	L =	9.38	m
	b =	1.00	m	b =	1.00	m
	h_p =	0.25	m	h_p =	0.25	m
	Peso =	*5.63*	*ton*	*Peso =*	*5.63*	*ton*

Chaflanes en patines

Grande	B =	1.00	m	Menor	B =	0.90	m	Medio	B =	0.40	m
	b =	0.90	m		b =	0.40	m		b =	0.30	m
	h_{ch} =	0.06	m		h_{ch} =	0.03	m		h_{ch} =	0.06	m
	A =	0.057	m^2		A =	0.0195	m^2		A =	0.021	m^2
	L =	9.38	m		L =	9.38	m		L =	9.38	m
	Vol =	0.53	m^3		Vol =	0.18	m^3		Vol =	0.20	m^3
	x2, Vol =	1.07	m^3		x2, Vol =	0.37	m^3		x2, Vol =	0.39	m^3
	Peso =	2.57	ton		Peso =	0.88	ton		Peso =	0.95	ton

Alma de peralte variable $W_{TRAPECIO\ 2}$:

B =	1.82	m
b =	1.33	m
L =	9.38	m
A =	14.774	m^2
e =	0.30	m
Vol =	4.432	m^3
Peso =	10.64	ton

W_{TOT3} = *26.28* *ton*

Tramo variable 4: w_4 = **3.12** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
	L =	**3.12**	**m**	L =	3.12	m
	b =	1.00	m	b =	1.00	m
	h_p =	0.25	m	h_p =	0.30	m
	Peso =	*1.87*	*ton*	*Peso =*	*2.25*	*ton*

Chaflanes en patines

	Grande				Menor				Medio			
	B =	1.00	m		B =	0.90	m		B =	0.40	m	
	b =	0.90	m		b =	0.40	m		b =	0.30	m	
	h_{ch} =	0.06	m		h_{ch} =	0.03	m		h_{ch} =	0.06	m	
	A =	0.057	m^2		A =	0.0195	m^2		A =	0.021	m^2	
	L =	3.12	m		L =	3.12	m		L =	3.12	m	
	Vol =	0.18	m^3		Vol =	0.06	m^3		Vol =	0.07	m^3	
	x2, Vol =	0.36	m^3		x2, Vol =	0.12	m^3		x2, Vol =	0.13	m^3	
	Peso =	0.85	ton		Peso =	0.29	ton		Peso =	0.31	ton	

Alma de peralte variable $W_{TRAPECIO\ 2}$:

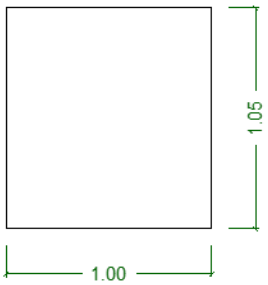
B =	1.89	m
b =	1.82	m
L =	3.12	m
A =	5.788	m^2
e =	0.30	m
Vol =	1.736	m^3
Peso =	4.17	ton

W_{TOT4} = *9.75* *ton*

Peso de la trabe intermedia (51.56 m)

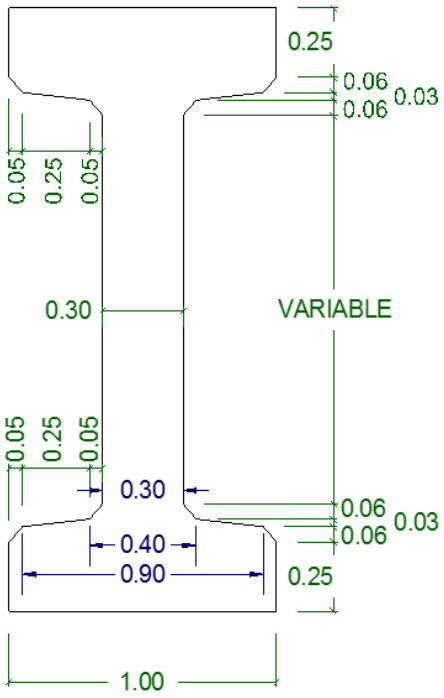
γ_{CONC} = 2.40 t/m

Tramo macizo 1:



L =	1.89	m
h =	1.05	m
A =	1.98	m^2
b =	1.00	m
No =	1.00	
Peso Tot =	*4.8*	*ton*

Sección transversal de la trabe de presfuerzo.



Tramo variable 2: w_2 = **2.31** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
L =	11.59	m	L =	11.59	m
b =	1.00	m	b =	1.00	m
h_p =	0.25	m	h_p =	0.25	m
Peso =	*6.95*	*ton*	*Peso* =	*6.95*	*ton*

Chaflanes en patines

	Grande			Menor			Medio		
B =	1.00	m	B =	0.90	m	B =	0.40	m
b =	0.90	m	b =	0.40	m	b =	0.30	m
h_{ch} =	0.06	m	h_{ch} =	0.03	m	h_{ch} =	0.06	m
A =	0.057	m^2	A =	0.0195	m^2	A =	0.021	m^2
L =	11.59	m	L =	11.59	m	L =	11.59	m
Vol =	0.66	m^3	Vol =	0.23	m^3	Vol =	0.24	m^3
x2, Vol =	1.32	m^3	x2, Vol =	0.45	m^3	x2, Vol =	0.49	m^3
Peso =	3.17	ton	Peso =	1.08	ton	Peso =	1.17	ton

Alma de peralte variable

$W_{TRAPECIO\ 2}$:

B =	1.33	m
b =	0.45	m
L =	11.59	m
A =	10.315	m^2
e =	0.30	m
Vol =	3.095	m^3
Peso =	7.43	ton

W_{TOT2} = *26.76* *ton*

Tramo variable 3: w_3 = **2.80** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
L =	9.38	m	L =	9.38	m
b =	1.00	m	b =	1.00	m
h_p =	0.25	m	h_p =	0.25	m
Peso =	*5.63*	*ton*	*Peso =*	*5.63*	*ton*

Chaflanes en patines

	Grande			Menor			Medio		
B =	1.00	m	B =	0.90	m	B =	0.40	m
b =	0.90	m	b =	0.40	m	b =	0.30	m
h_{ch} =	0.06	m	h_{ch} =	0.03	m	h_{ch} =	0.06	m
A =	0.057	m^2	A =	0.0195	m^2	A =	0.021	m^2
L =	9.38	m	L =	9.38	m	L =	9.38	m
Vol =	0.53	m^3	Vol =	0.18	m^3	Vol =	0.20	m^3
x2, Vol =	1.07	m^3	x2, Vol =	0.37	m^3	x2, Vol =	0.39	m^3
Peso =	2.57	ton	Peso =	0.88	ton	Peso =	0.95	ton

Alma de peralte variable

$W_{TRAPECIO\ 2}$:

B =	1.82	m
b =	1.33	m
L =	9.38	m
A =	14.774	m^2
e =	0.30	m
Vol =	4.432	m^3
Peso =	10.64	ton

W_{TOT3} = *26.28* *ton*

Tramo variable 4: w_4 = **3.12** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
L =	3.12	m	L =	3.12	m
b =	1.00	m	b =	1.00	m
h_p =	0.25	m	h_p =	0.30	m
Peso =	*1.87*	*ton*	*Peso =*	*2.25*	*ton*

Chaflanes en patines

	Grande			Menor			Medio		
B =	1.00	m	B =	0.90	m	B =	0.40	m
b =	0.90	m	b =	0.40	m	b =	0.30	m
h_{ch} =	0.06	m	h_{ch} =	0.03	m	h_{ch} =	0.06	m
A =	0.057	m^2	A =	0.0195	m^2	A =	0.021	m^2
L =	3.12	m	L =	3.12	m	L =	3.12	m
Vol =	0.18	m^3	Vol =	0.06	m^3	Vol =	0.07	m^3
x2, Vol =	0.36	m^3	x2, Vol =	0.12	m^3	x2, Vol =	0.13	m^3
Peso =	0.85	ton	Peso =	0.29	ton	Peso =	0.31	ton

Alma de peralte variable $W_{TRAPECIO\ 2}$:

B =	1.89	m
b =	1.82	m
L =	3.12	m
A =	5.788	m^2
e =	0.30	m
Vol =	1.736	m^3
Peso =	4.17	ton

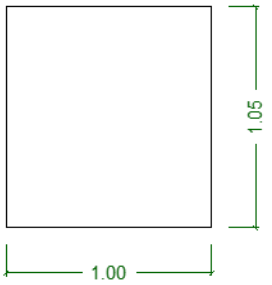
W_{TOT4} = *9.75* *ton*

Peso de la trabe de menor longitud (50.97 m)

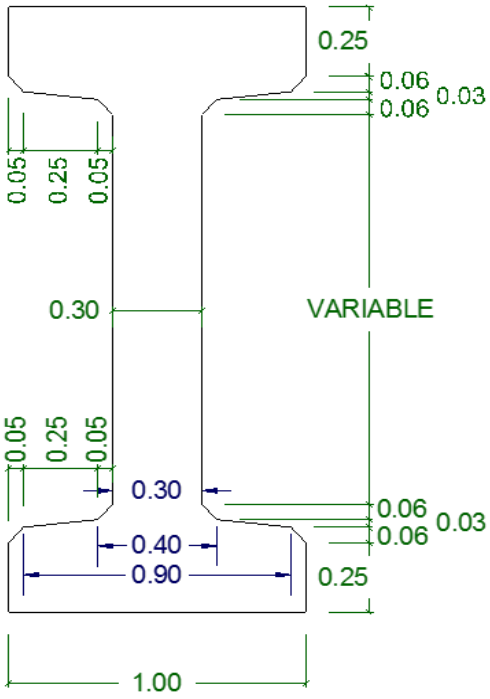
γ_{CONC} = 2.40 t/m

Tramo macizo 1:

L =	1.59	m
h =	1.05	m
A =	1.67	m^2
b =	1.00	m
No =	1.00	
Peso Tot =	*4.0*	*ton*



Sección transversal de la trabe de presfuerzo.



Tramo variable 2: w_2 = **2.31** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
L =	11.59	m	L =	11.59	m
b =	1.00	m	b =	1.00	m
h_p =	0.25	m	h_p =	0.25	m
Peso =	*6.95*	*ton*	*Peso* =	*6.95*	*ton*

Chaflanes en patines

Grande	B =	1.00	m	Menor	B =	0.90	m	Medio	B =	0.40	m
	b =	0.90	m		b =	0.40	m		b =	0.30	m
	h_{ch} =	0.06	m		h_{ch} =	0.03	m		h_{ch} =	0.06	m
	A =	0.057	m^2		A =	0.0195	m^2		A =	0.021	m^2
	L =	11.59	m		L =	11.59	m		L =	11.59	m
	Vol =	0.66	m^3		Vol =	0.23	m^3		Vol =	0.24	m^3
	x2, Vol =	1.32	m^3		x2, Vol =	0.45	m^3		x2, Vol =	0.49	m^3
	Peso =	3.17	ton		Peso =	1.08	ton		Peso =	1.17	ton

Alma de peralte variable $W_{TRAPECIO\ 2}$:

B =	1.33	m
b =	0.45	m
L =	11.59	m
A =	10.315	m^2
e =	0.30	m
Vol =	3.095	m^3
Peso =	7.43	ton

W_{TOT2} = *26.76* *ton*

Tramo variable 3: w_3 = **2.80** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
L =	9.38	m	L =	9.38	m
b =	1.00	m	b =	1.00	m
h_p =	0.25	m	h_p =	0.25	m
Peso =	*5.63*	*ton*	*Peso =*	*5.63*	*ton*

Chaflanes en patines

	Grande			Menor			Medio		
B =	1.00	m	B =	0.90	m	B =	0.40	m
b =	0.90	m	b =	0.40	m	b =	0.30	m
h_{ch} =	0.06	m	h_{ch} =	0.03	m	h_{ch} =	0.06	m
A =	0.057	m^2	A =	0.0195	m^2	A =	0.021	m^2
L =	9.38	m	L =	9.38	m	L =	9.38	m
Vol =	0.53	m^3	Vol =	0.18	m^3	Vol =	0.20	m^3
x2, Vol =	1.07	m^3	x2, Vol =	0.37	m^3	x2, Vol =	0.39	m^3
Peso =	2.57	ton	Peso =	0.88	ton	Peso =	0.95	ton

Alma de peralte variable $W_{TRAPECIO\ 2}$:

B =	1.82	m
b =	1.33	m
L =	9.38	m
A =	14.774	m^2
e =	0.30	m
Vol =	4.432	m^3
Peso =	10.64	ton

W_{TOT3} = *26.28* *ton*

Tramo variable 4: w_4 = **3.12** **t/m**

Patines:	Superior			Inferior	
L =	3.12	m	L =	3.12	m
b =	1.00	m	b =	1.00	m
h_p =	0.25	m	h_p =	0.30	m
Peso =	*1.87*	*ton*	*Peso =*	*2.25*	*ton*

Chaflanes en patines

	Grande			Menor			Medio		
B =	1.00	m	B =	0.90	m	B =	0.40	m
b =	0.90	m	b =	0.40	m	b =	0.30	m
h_{ch} =	0.06	m	h_{ch} =	0.03	m	h_{ch} =	0.06	m
A =	0.057	m^2	A =	0.0195	m^2	A =	0.021	m^2
L =	3.12	m	L =	3.12	m	L =	3.12	m
Vol =	0.18	m^3	Vol =	0.06	m^3	Vol =	0.07	m^3
x2, Vol =	0.36	m^3	x2, Vol =	0.12	m^3	x2, Vol =	0.13	m^3
Peso =	0.85	ton	Peso =	0.29	ton	Peso =	0.31	ton

Alma de peralte variable $W_{TRAPECIO\ 2}$:

B =	1.89	m
b =	1.82	m
L =	3.12	m
A =	5.788	m^2
e =	0.30	m
Vol =	1.736	m^3
Peso =	4.17	ton

W_{TOT4} = *9.75* *ton*

4.3.- Cargas por sistema de piso, cimbra y carga viva

Para la trabe de mayor longitud (52.15 m), se tiene la siguiente carga de cimbra.

				γ_{MAD} =	0.70	t/m	
				γ_{ACERO} =	7.85	t/m	
Molde metálico:							
				espesor =	0.010	m	
L =	47.80	m					
$A_{LATERAL}$ =	85.79	m^2					
X 2 lados =	**171.58**	m^2		Vol =	2.35	m^3	
2 Tapas =	**2.10**	m^2					
				W_{MOLDE} =	*18.44*	*ton*	
Tapas patin =	0.32			**w_{molde} =**	**0.39**	**t/m**	total
Long =	47.80			**ω_{molde} =**	**0.13**	**t/m**	por armadura
A =	15.296	m^2					
x 4 tapas =	**61.18**	m^2					
Sup_{TOT} =	234.86	m^2					

Polines de madera:							
h =	0.15	m					
b =	1.15	m					
A =	0.173	m^2		$W_{tot\ mad}$ =	*6.30*	*ton*	
L =	52.20	m		**ω_{madera} =**	**0.12**	**t/m**	total
Vol =	9.00	m^3		**ω_{madera} =**	**0.04**	**t/m**	por armadura

Carga viva de construcción

ω_{CONS} =	**150.00**	**kg/m²**	
L_{CONS} =	48.00	m	
b =	0.90	m	
A =	43.20	m^2	
W_{CONS} =	**6.48**	**ton**	
ω_{tot} =	0.14	t/m	
No Armaduras =	3.00		
ω_{armad} =	**0.045**	**t/m**	por armadura

Para la trabe intermedia (51.56 m), se tiene la siguiente carga de cimbra.

				γ_{MAD} =	0.70	t/m	
				γ_{ACERO} =	7.85	t/m	
Molde metálico:							
				espesor =	0.010	m	
L =	47.80	m					
$A_{LATERAL}$ =	85.79	m^2					
X 2 lados =	171.58	m^2		Vol =	2.35	m^3	
2 Tapas =	2.10	m^2					
				W_{MOLDE} =	*18.44*	*ton*	
Tapas patin =	0.32			**w_{molde} =**	**0.39**	**t/m**	total
Long =	47.80			**ω_{madera} =**	**0.13**	**t/m**	por armadura
A =	15.296	m^2					
x 4 tapas =	61.18	m^2					
Sup_{TOT} =	234.86	m^2					

Polines de madera:							
h =	0.15	m					
b =	1.15	m					
A =	0.173	m^2		$W_{tot\ mad}$ =	*6.30*	*ton*	
L =	52.20	m		**ω_{madera} =**	**0.12**	**t/m**	total
Vol =	9.00	m^3		**ω_{madera} =**	**0.04**	**t/m**	por armadura

Carga viva de construcción

ω_{CONS} =	150.00	kg/m^2	
L_{CONS} =	48.00	m	
b =	0.90	m	
A =	43.20	m^2	
W_{CONS} =	**6.48**	**ton**	
ω_{tot} =	0.14	t/m	
No Armaduras =	3.00		
ω_{armad} =	**0.045**	**t/m**	por armadura

Para la trabe de menor longitud (50.97 m), se tiene la siguiente carga de cimbra

				γ_{MAD} =	0.70	t/m	
				γ_{ACERO} =	7.85	t/m	
Molde metálico:							
				espesor			
L =	47.80	m		=	0.010	m	
$A_{LATERAL}$ =	85.79	m^2					
X 2 lados =	171.58	m^2		Vol =	2.35	m^3	
2 Tapas =	2.10	m^2					
				W_{MOLDE} =	*18.44*	*ton*	
Tapas patin =	0.32			**w_{molde} =**	**0.39**	**t/m**	total
Long =	47.80			**ω_{madera} =**	**0.13**	**t/m**	por armadura
A =	15.296	m^2					
x 4 tapas =	61.18	m^2					
Sup_{TOT} =	234.86	m^2					

Polines de madera:							
h =	0.15	m					
b =	1.15	m					
A =	0.173	m^2		$W_{tot\ mad}$ =	*6.30*	*ton*	
L =	52.20	m		**ω_{madera} =**	**0.12**	**t/m**	total
Vol =	9.00	m^3		**ω_{madera} =**	**0.04**	**t/m**	por armadura

Carga viva de construcción

ω_{CONS} =	150.00	kg/m^2		
L_{CONS} =	48.00	m		
b =	0.90	m		
A =	43.20	m^2		
W_{CONS} =	**6.48**	**ton**		
ω_{tot} =	0.14	t/m		
No Armaduras =	3.00			
ω_{armad} =	**0.045**	**t/m**		por armadura

4.4.- Cargas de trabes sobre armadura

De acuerdo al procedimiento constructivo las trabes se apoyaran sobre la armadura y los estribos, durante su fabricación, después se levantara la armadura mediante los gatos hidráulicos y cargara la trabe completa mientras se modifican los apoyos en los extremos, por ultimo se baja la armadura nuevamente mediante los gatos hidráulicos para que la trabe descanse sobre sus apoyos en ambos extremos, se desliza lateralmente hasta su lugar definitivo y se comienza de nuevo con el procedimiento, posteriormente los pesos calculados en las siguientes tablas servirán para representar la condición mas critica de carga dentro del modelo estructural.

Para la trabe de mayor longitud (52.15 m)

L_{ARMAD} =	**47.80**	**m**	
Peso trabe =	**136.6**	**ton**	Peso total sobre armadura y estribos
Peso trabe =	**125.6**	**ton**	Peso solo sobre la armadura
w_{tot} =	**2.86**	**t/m**	Peso total por metro
w_{tot} =	**2.63**	**t/m**	Peso por metro de trabe sobre armadura

Peso de la trabe intermedia (51.56 m)

L_{ARMAD} =	**47.80**	**m**	
Peso trabe =	**135.1**	**ton**	Peso total sobre armadura y estribos
Peso trabe =	**125.6**	**ton**	Peso solo sobre la armadura
w_{tot} =	**2.83**	**t/m**	Peso total por metro
w_{tot} =	**2.63**	**t/m**	Peso por metro de trabe sobre armadura

Peso de la trabe de menor longitud (50.97 m)

L_{ARMAD} =	**47.80**	**m**	
Peso trabe =	**133.6**	**ton**	Peso total sobre armadura y estribos
Peso trabe =	**125.6**	**ton**	Peso solo sobre la armadura
w_{tot} =	**2.79**	**t/m**	Peso total por metro
w_{tot} =	**2.63**	**t/m**	Peso por metro de trabe sobre armadura

5.- Modelo estructural en SAP2000

SAP2000

Es un programa desarrollado por la empresa CSI, Computer and Structures, Inc. En Berkeley, California, EEUU. Se presenta en varias versiones. Consta de una interfaz intuitiva y gráfica para procedimientos de modelaje, análisis y diseño estructural. En la figura 5.1 se representa el ejempl9o de un modelo realizado en SAP2000.

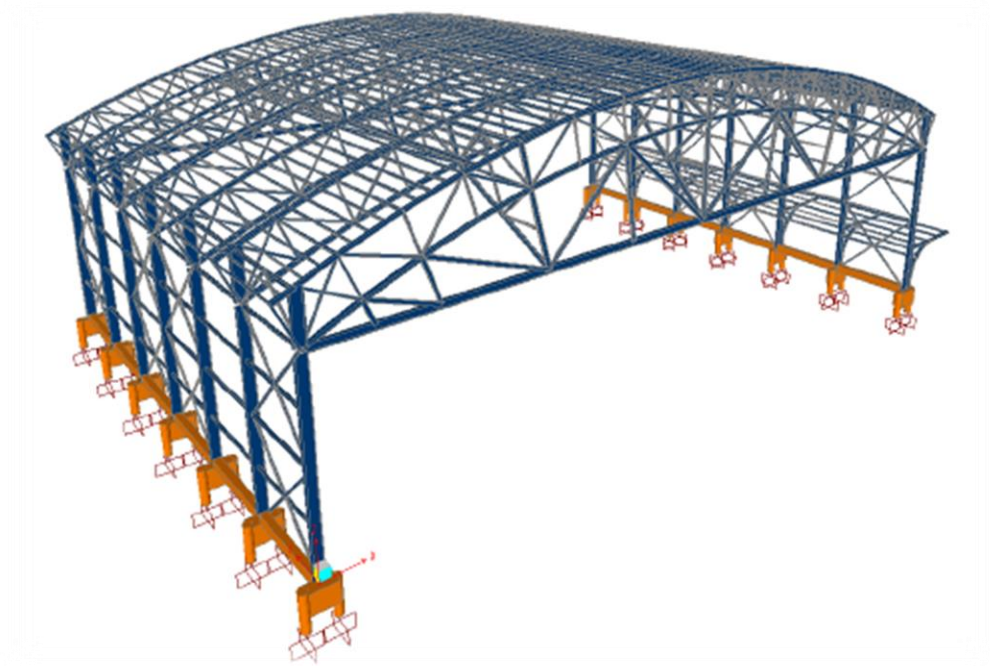


Figura 5.1 Representación de un modelo estructural en SAP2000

En relación a la creación de modelos SAP2000 cuenta con una serie de plantillas predeterminadas que permiten generar la geometría de los mismos de forma rápida y eficiente. Por otra parte, maneja un sistema espacial de líneas de referencia (Grid Lines) asociadas a un determinado sistema de coordenadas (cartesiano o cilíndrico), que sirven de guía para establecer cada uno de los elementos que conforman el modelo

SAP2000 es capaz de manejar los más grandes y complejos modelos impulsados por un motor de análisis incomparable e instrumentos de diseño industrial, transporte,

trabajos públicos, deportes y otras instalaciones. En términos de uso permite realizar diversos análisis estáticos y dinámicos de forma lineal y no lineal a través de funciones espectrales y tiempo-historia. Pueden incorporarse cables, resortes, amortiguadores, aisladores, disipadores, secciones no prismáticas. Etc.

El programa posee un poderoso diseño en acero, concreto y aluminio completamente integrado, todos disponibles desde la misma interfaz usada para modelar y analizar el modelo. El diseño de miembros de acero y aluminio permite el predimensionado inicial y una optimización interactiva, y el diseño de elementos de concreto incluye el cálculo de la cantidad de acero de refuerzo requerido, considerando incluso un nivel de diseño sismorresistente. El diseño en general, se realiza a través de la aplicación de códigos internacionales actualizados.

En las figuras 5.2 a 5.5 se puede observar el modelo estructural desarrollado dentro del software SAP2000 mediante el cual se reviso cada uno de los elementos estructurales, los desplazamientos verticales y cada una de las reacciones en los apoyos.

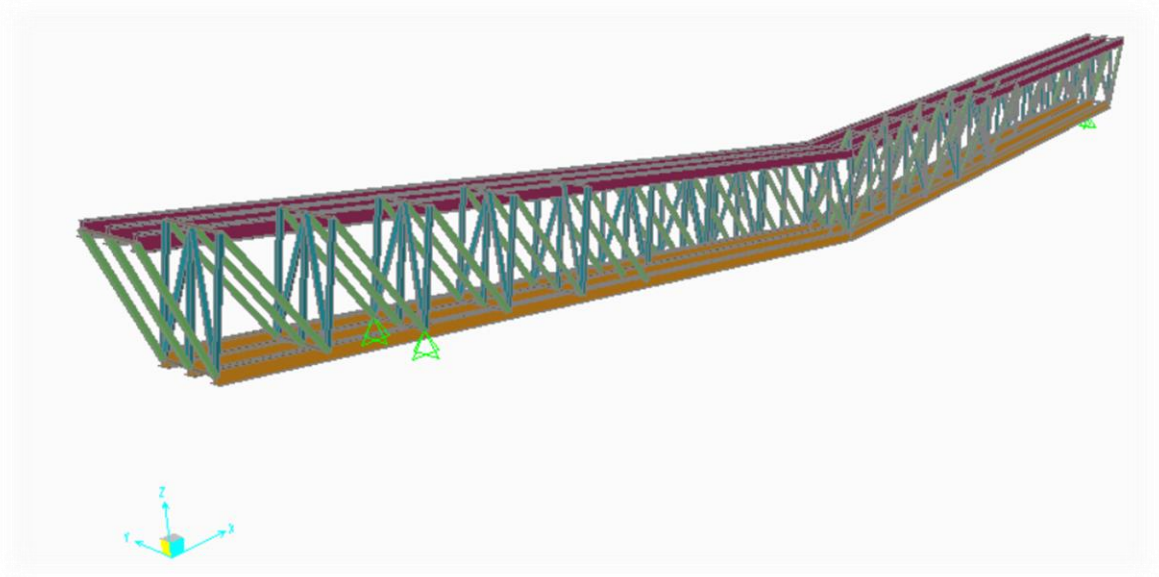


Figura 5.2 Modelo tridimensional de la armadura cimbra en SAP2000

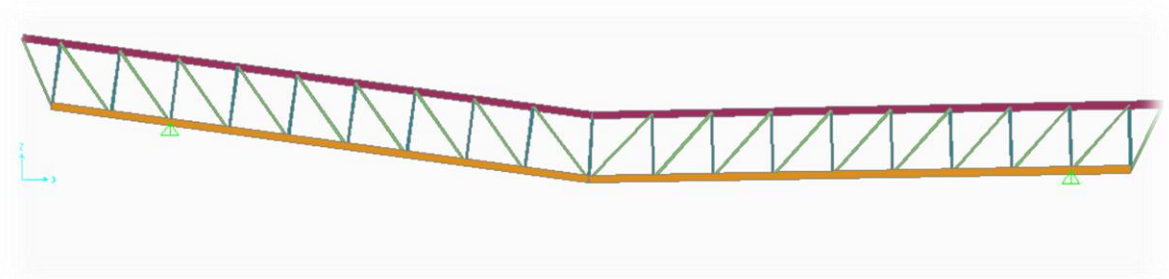


Figura 5.3 Corte longitudinal del modelo tridimensional

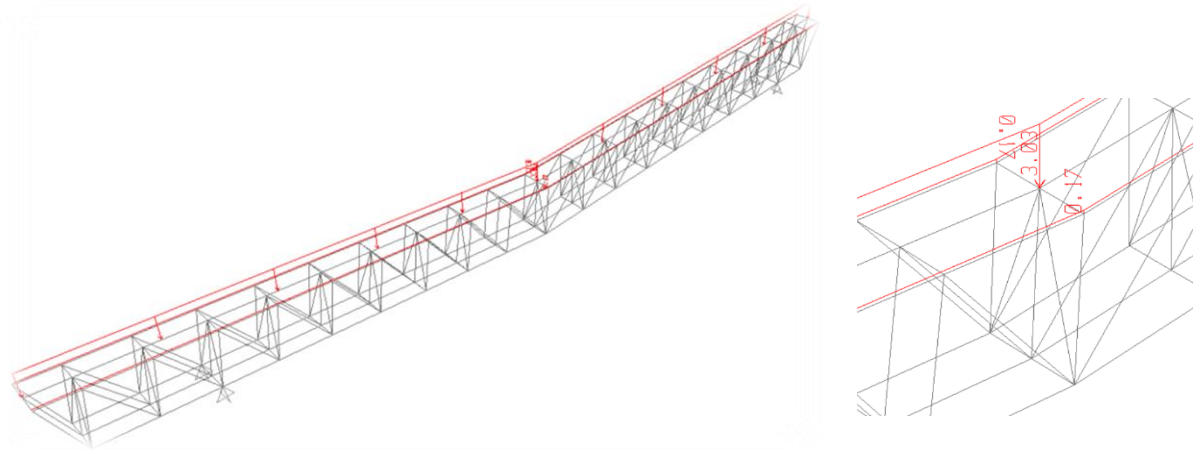


Figura 5.4 Carga muerta asignada en cada una de las armaduras en t/m

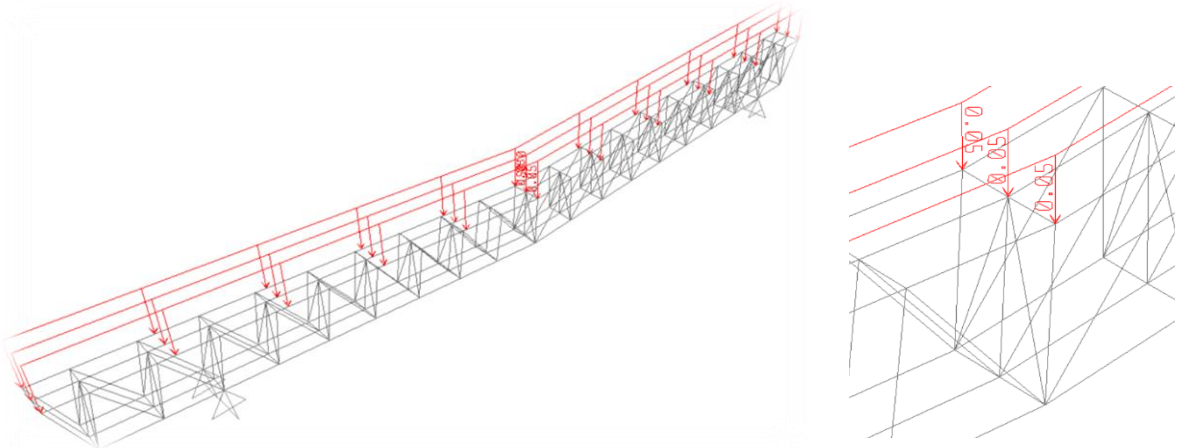


Figura 5.5 Carga viva máxima de construcción asignada en cada una de las armaduras en t/m

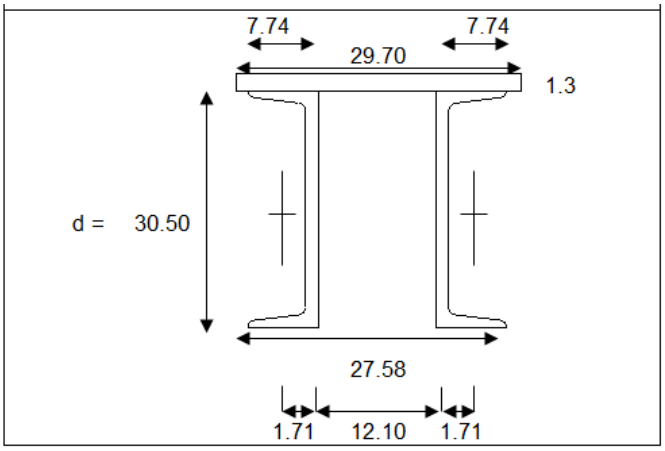
5.1.- Propiedades de secciones

Sección doble canal CE 305 x 37.20 y cubreplaca (A-36) de las cuerdas superiores.

Propiedades

	Canales			Placa	
A =	47.42	cm^2	A =	38.61	cm^2
x =	1.71	cm	x =	14.85	cm
I_x =	5993.70	cm^4	I_x =	5.44	cm^4
s_x =	394.90	cm^3	s_x =	8.37	cm^3
r_x =	11.25	cm	r_x =	0.38	cm
I_y =	186.05	cm^4	I_y =	2838.12	cm^4
s_y =	30.81	cm^3	s_y =	191.12	cm^3
r_y =	1.98	cm	r_y =	8.57	cm

Para la sección doble canal



	Area	Yi	AiYi	Ix_i	d	Ad^2	$Ix_i + Ad^2$
	cm^2	cm	cm^3	cm^4	cm	cm^4	cm^4
Canal izq	47.42	15.25	723.16	5993.70	4.60	1003.50	6997.20
Canal der	47.42	15.25	723.16	5993.70	4.60	1003.50	6997.20
Placa	38.61	31.15	1202.70	5.44	11.30	4929.92	4935.36
	133.45		2649.01				18929.76

	Sección armada				
H =	**31.80**	**cm**			
I_x =	**18929.76**	**cm^4**			
Ac =	**133.45**	**cm^2**			
Ys =	**11.95**	**cm**	**s_s =**	**1584.11**	**cm^3**
Yi =	**19.85**	**cm**	**s_i =**	**953.63**	**cm^3**
r_x =	**11.91**	**cm**			

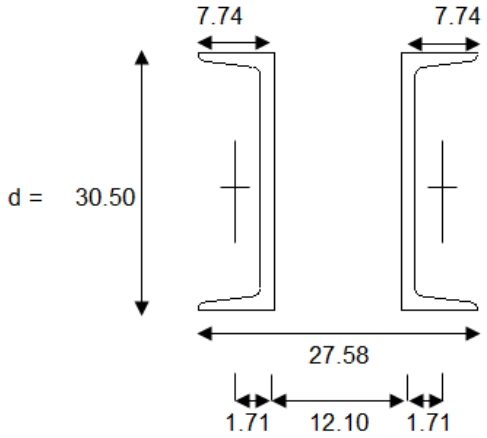
	Area	**Xi**	**AiXi**	**Iy_i**	**d**	**Ad^2**	**$Iy_i + Ad^2$**
	cm^2	cm	cm^3	cm^4	cm	cm^4	cm^4
Canal izq	47.42	6.03	285.94	186.05	7.76	2855.52	3041.57
Canal der	47.42	21.55	1021.90	186.05	7.76	2855.52	3041.57
Placa	29.70	13.79	409.56	2838.12	0.00	0.00	2838.12
	124.54		1717.41				8921.26

	Sección armada				
B =	**29.70**	**cm**			
I_y =	**8921.26**	**cm^4**			
Ac =	**124.54**	**cm^2**			
Y_{izq} =	**13.79**	**cm**	**s_s =**	**646.94**	**cm^3**
Y_{der} =	**15.91**	**cm**	**s_i =**	**560.73**	**cm^3**
r_y =	**8.46**	**cm**			

Sección doble canal CE 305 x 37.20 (A-36) de las cuerdas inferiores.

Propiedades

	Canales	
A =	47.42	cm^2
x =	1.71	cm
I_x =	5993.70	cm^4
s_x =	394.90	cm^3
r_x =	11.25	cm
I_y =	186.05	cm^4
s_y =	30.81	cm^3
r_y =	1.98	cm



Para la sección doble canal

	Area	Yi	AiYi	Ix_i	d	Ad^2	$Ix_i + Ad^2$
	cm^2	cm	cm^3	cm^4	cm	cm^4	cm^4
Canal izq	47.42	15.25	723.16	5993.70	0.00	0.00	5993.70
Canal der	47.42	15.25	723.16	5993.70	0.00	0.00	5993.70
	94.84		1446.31				11987.40

	Sección armada				
H =	**30.50**	**cm**			
I_x =	**11987.40**	**cm^4**			
Ac =	**94.84**	**cm^2**			
Ys =	**15.25**	**cm**	**s_s =**	**786.06**	**cm^3**
Yi =	**15.25**	**cm**	**s_i =**	**786.06**	**cm^3**
r_x =	**11.24**	**cm**			

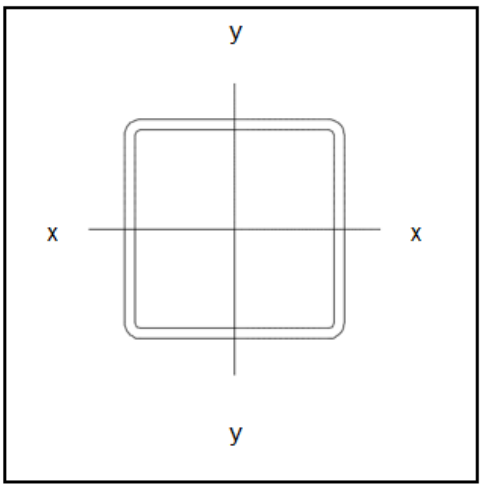
	Area	Xi	AiXi	I_{y_i}	d	Ad^2	$I_{y_i} + Ad^2$
	cm^2	cm	cm^3	cm^4	cm	cm^4	cm^4
Canal izq	47.42	6.03	285.94	186.05	7.76	2855.52	3041.57
Canal der	47.42	21.55	1021.90	186.05	7.76	2855.52	3041.57
	94.84		1307.84				6083.14

	Sección armada				
B =	27.58	cm			
I_y =	6083.14	cm^4			
Ac =	94.84	cm^2			
Y_{izq} =	13.79	cm	s_s =	441.13	cm^3
Y_{der} =	13.79	cm	s_i =	441.13	cm^3
r_y =	8.01	cm			

El siguiente perfil fue usado para las diagonales y montantes de la armadura.

Propiedades de la secciòn **OR 102 x 9.5**

t	=	0.89	cm	de diseño
A	=	30.84	cm2	
b/t	=	8.5		
I	=	428.7	cm4	
Z	=	104.7	cm3	
S	=	84.1	cm3	
r	=	3.73	cm	



Propiedades de los materiales

Acero	=	A-500		fy	=	3235	kg/cm^2

5.2.- Desplazamiento de nudos

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
25	D + L	Combination	-0.001564	-0.000049	-0.021373	-0.000019	-0.000516	-0.000004256
26	D + L	Combination	-0.000011	-0.000015	0.000595	-0.000061	-0.000098	-0.000077
27	D + L	Combination	-0.000252	-0.000013	-0.001965	-0.000052	-0.000275	0.000051
28	D + L	Combination	-0.000738	4.931E-18	-0.021416	-0.000015	-0.000534	-7.67E-20
30	D + L	Combination	-0.000738	3.098E-18	0.000957	-0.000172	0	-7.67E-20
31	D + L	Combination	-0.000738	6.764E-18	-0.002158	-0.000111	0	-7.67E-20
32	D + L	Combination	-0.000738	6.641E-18	-0.001834	-0.000013	-0.000256	-7.67E-20
33	D + L	Combination	-0.000738	3.205E-18	0.000589	-0.00009	-0.000347	-7.67E-20
34	D + L	Combination	-0.000738	4.74E-18	-0.022655	-0.000024	0.000317	-7.67E-20
35	D + L	Combination	-0.000738	4.548E-18	-0.02287	-0.000067	-0.00016	-7.67E-20
36	D + L	Combination	-0.000738	4.356E-18	-0.021834	-0.000076	-0.000662	-7.67E-20
37	D + L	Combination	-0.000738	4.164E-18	-0.019589	-0.000081	-0.001126	-7.67E-20
38	D + L	Combination	-0.000738	3.972E-18	-0.016238	-0.000084	-0.001543	-7.67E-20
39	D + L	Combination	-0.000738	3.781E-18	-0.011946	-0.000088	-0.001865	-7.67E-20
40	D + L	Combination	-0.000738	3.589E-18	-0.00682	-0.000099	-0.0023	-7.67E-20
41	D + L	Combination	-0.000738	3.397E-18	-0.001386	-0.000112	-0.001556	-7.67E-20
42	D + L	Combination	-0.000738	5.121E-18	-0.020561	-0.00000175	0.000442	-7.67E-20
43	D + L	Combination	-0.000738	5.311E-18	-0.019125	0.000001598	0.000718	-7.67E-20
44	D + L	Combination	-0.000738	5.501E-18	-0.016898	-0.000012	0.001045	-7.67E-20
45	D + L	Combination	-0.000738	5.691E-18	-0.013887	-0.000005325	0.00133	-7.67E-20
46	D + L	Combination	-0.000738	5.881E-18	-0.010261	-0.000006935	0.001524	-7.67E-20
47	D + L	Combination	-0.000738	6.071E-18	-0.00606	-0.000007284	0.00189	-7.67E-20
48	D + L	Combination	-0.000738	6.261E-18	-0.00168	-0.000014	0.00107	-7.67E-20
49	D + L	Combination	-0.000738	6.451E-18	-0.001054	0.000002721	-0.000236	-7.67E-20
52	D + L	Combination	-0.001202	-0.000065	-0.004863	-0.000109	0.002188	0.000028
53	D + L	Combination	0	0	0	-0.000031	0.000741	-0.000003364
54	D + L	Combination	-0.000159	-0.000055	-0.00129	-0.0001	-0.000737	0.000019
55	D + L	Combination	-0.001979	-0.00004	-0.009247	-0.000081	0.001566	0.000031
56	D + L	Combination	-0.002392	-0.000038	-0.013075	-0.000082	0.001423	0.000019
57	D + L	Combination	-0.002515	-0.00004	-0.016301	-0.000086	0.001138	0.000008705
58	D + L	Combination	-0.002392	-0.000054	-0.018784	-0.000098	0.000768	0.000026
59	D + L	Combination	-0.002047	-0.000001303	-0.020292	-0.000006137	0.000446	0.000008184
60	D + L	Combination	-0.000841	-0.00004	-0.022794	-0.00009	0.00029	0.000003796
61	D + L	Combination	-0.000199	-0.000038	-0.022813	-0.000089	-0.000248	-0.000002592
62	D + L	Combination	0.000364	-0.00004	-0.021569	-0.000091	-0.000735	-0.000005348
63	D + L	Combination	0.000791	-0.00004	-0.019113	-0.000091	-0.001197	-0.00000857
64	D + L	Combination	0.001026	-0.000041	-0.015549	-0.000092	-0.001621	-0.000011
65	D + L	Combination	0.001013	-0.000044	-0.011035	-0.000095	-0.001906	-0.000022
66	D + L	Combination	0.000685	-0.000063	-0.005722	-0.000117	-0.002441	-0.000018
67	D + L	Combination	0	0	0	-0.000108	-0.001351	0.000021
68	D + L	Combination	-0.001553	-2.837E-16	-0.021589	-6.086E-17	-0.000516	-2.326E-17
69	D + L	Combination	0.001848	1.567E-17	0.00047	-3.744E-18	-0.000098	6.22E-19

Tabla 5.1 Desplazamientos x, y, z en nodos de la armadura

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
70	D + L	Combination	-0.00147	5.658E-18	-0.001977	-4.473E-19	-0.000275	-7.586E-20
71	D + L	Combination	-0.000738	4.931E-18	-0.021634	-6.553E-17	-0.000534	-7.67E-20
72	D + L	Combination	-0.000738	3.098E-18	0.001598	1.112E-19	0	-7.67E-20
73	D + L	Combination	-0.000738	6.764E-18	-0.001823	-4.329E-19	0	-7.67E-20
74	D + L	Combination	-0.000738	6.641E-18	-0.001951	-4.059E-19	0.000094	-7.67E-20
75	D + L	Combination	-0.000738	3.205E-18	0.000515	4.577E-18	-0.00068	-7.67E-20
76	D + L	Combination	-0.000738	4.74E-18	-0.022961	-1.133E-16	0.000144	-7.67E-20
77	D + L	Combination	-0.000738	4.548E-18	-0.022989	-1.066E-16	-0.000212	-7.67E-20
78	D + L	Combination	-0.000738	4.356E-18	-0.021761	-9.945E-17	-0.000736	-7.67E-20
79	D + L	Combination	-0.000738	4.164E-18	-0.019315	-9.705E-17	-0.001187	-7.67E-20
80	D + L	Combination	-0.000738	3.972E-18	-0.01576	-8.337E-17	-0.001598	-7.67E-20
81	D + L	Combination	-0.000738	3.781E-18	-0.011255	-5.333E-17	-0.001909	-7.67E-20
82	D + L	Combination	-0.000738	3.589E-18	-0.006021	-2.095E-17	-0.002213	-7.67E-20
83	D + L	Combination	-0.000738	3.397E-18	-0.000931	-8.075E-18	-0.001241	-7.67E-20
84	D + L	Combination	-0.000738	5.121E-18	-0.021251	9.71E-18	0.000629	-7.67E-20
85	D + L	Combination	-0.000738	5.311E-18	-0.01925	-7.275E-17	0.000899	-7.67E-20
86	D + L	Combination	-0.000738	5.501E-18	-0.016715	-5.261E-17	0.001122	-7.67E-20
87	D + L	Combination	-0.000738	5.691E-18	-0.013468	-3.765E-17	0.001401	-7.67E-20
88	D + L	Combination	-0.000738	5.881E-18	-0.009588	-2.483E-17	0.001595	-7.67E-20
89	D + L	Combination	-0.000738	6.071E-18	-0.005214	-1.408E-17	0.001825	-7.67E-20
90	D + L	Combination	-0.000738	6.261E-18	-0.001142	3.821E-19	0.000766	-7.67E-20
91	D + L	Combination	-0.000738	6.451E-18	-0.001455	1.094E-18	-0.000424	-7.67E-20
92	D + L	Combination	-0.002099	-4.577E-17	-0.004133	-2.468E-17	0.001597	-1.597E-17
93	D + L	Combination	-0.001528	-1.701E-19	-0.001384	-1.374E-17	0.000428	-1.017E-17
94	D + L	Combination	-0.00145	9.842E-18	-0.001675	-4.068E-19	-0.000261	6.159E-19
95	D + L	Combination	-0.002634	-8.846E-17	-0.008475	-4.734E-17	0.001755	-1.033E-17
96	D + L	Combination	-0.002892	-1.361E-16	-0.012549	-4.84E-17	0.001502	-1.435E-17
97	D + L	Combination	-0.002883	-1.933E-16	-0.015985	-6.683E-17	0.001208	-1.689E-17
98	D + L	Combination	-0.002655	-2.532E-16	-0.018724	-6.621E-17	0.000974	-9.569E-18
99	D + L	Combination	-0.002256	-2.804E-16	-0.020817	-6.521E-17	0.000534	4.14E-18
100	D + L	Combination	-0.0007	-2.993E-16	-0.022979	-1.006E-16	0.000258	-8.73E-19
101	D + L	Combination	0.000068	-2.822E-16	-0.022845	-1.052E-16	-0.000318	6.852E-18
102	D + L	Combination	0.00077	-2.645E-16	-0.021436	-9.738E-17	-0.000803	2.979E-18
103	D + L	Combination	0.001363	-2.592E-16	-0.018816	-7.417E-17	-0.001273	5.532E-18
104	D + L	Combination	0.001802	-2.259E-16	-0.015096	-7.645E-17	-0.001683	2.281E-17
105	D + L	Combination	0.002046	-1.404E-16	-0.010434	-6.324E-17	-0.002031	3.658E-17
106	D + L	Combination	0.002063	-5.299E-17	-0.005252	-3.95E-17	-0.001979	2.849E-17
107	D + L	Combination	0.001896	-7.339E-20	-0.001193	-1.224E-17	-0.001107	1.218E-17
108	D + L	Combination	-0.001564	0.000049	-0.021373	0.000019	-0.000516	0.000004256
109	D + L	Combination	-0.000011	0.000015	0.000595	0.000061	-0.000098	0.000077
110	D + L	Combination	-0.000252	0.000013	-0.001965	0.000052	-0.000275	-0.000051
111	D + L	Combination	-0.000738	4.931E-18	-0.021416	0.000015	-0.000534	-7.67E-20

Tabla 5.2 Desplazamientos x, y, z en nodos de la armadura

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
107	D + L	Combination	0.001896	-7.339E-20	-0.001193	-1.224E-17	-0.001107	1.218E-17
108	D + L	Combination	-0.001564	0.000049	-0.021373	0.000019	-0.000516	0.000004256
109	D + L	Combination	-0.000011	0.000015	0.000595	0.000061	-0.000098	0.000077
110	D + L	Combination	-0.000252	0.000013	-0.001965	0.000052	-0.000275	-0.000051
111	D + L	Combination	-0.000738	4.931E-18	-0.021416	0.000015	-0.000534	-7.67E-20
112	D + L	Combination	-0.000738	3.098E-18	0.000957	0.000172	0	-7.67E-20
113	D + L	Combination	-0.000738	6.764E-18	-0.002158	0.000111	0	-7.67E-20
114	D + L	Combination	-0.000738	6.641E-18	-0.001834	0.000013	-0.000256	-7.67E-20
115	D + L	Combination	-0.000738	3.205E-18	0.000589	0.00009	-0.000347	-7.67E-20
116	D + L	Combination	-0.000738	4.74E-18	-0.022655	0.000024	0.000317	-7.67E-20
117	D + L	Combination	-0.000738	4.548E-18	-0.02287	0.000067	-0.00016	-7.67E-20
118	D + L	Combination	-0.000738	4.356E-18	-0.021834	0.000076	-0.000662	-7.67E-20
119	D + L	Combination	-0.000738	4.164E-18	-0.019589	0.000081	-0.001126	-7.67E-20
120	D + L	Combination	-0.000738	3.972E-18	-0.016238	0.000084	-0.001543	-7.67E-20
121	D + L	Combination	-0.000738	3.781E-18	-0.011946	0.000088	-0.001865	-7.67E-20
122	D + L	Combination	-0.000738	3.589E-18	-0.00682	0.000099	-0.0023	-7.67E-20
123	D + L	Combination	-0.000738	3.397E-18	-0.001386	0.000112	-0.001556	-7.67E-20
124	D + L	Combination	-0.000738	5.121E-18	-0.020561	0.00000175	0.000442	-7.67E-20
125	D + L	Combination	-0.000738	5.311E-18	-0.019125	-0.000001598	0.000718	-7.67E-20
126	D + L	Combination	-0.000738	5.501E-18	-0.016898	0.000012	0.001045	-7.67E-20
127	D + L	Combination	-0.000738	5.691E-18	-0.013887	0.000005325	0.00133	-7.67E-20
128	D + L	Combination	-0.000738	5.881E-18	-0.010261	0.000006935	0.001524	-7.67E-20
129	D + L	Combination	-0.000738	6.071E-18	-0.00606	0.000007284	0.00189	-7.67E-20
130	D + L	Combination	-0.000738	6.261E-18	-0.00168	0.000014	0.00107	-7.67E-20
131	D + L	Combination	-0.000738	6.451E-18	-0.001054	-0.000002721	-0.000236	-7.67E-20
132	D + L	Combination	-0.001202	0.000065	-0.004863	0.000109	0.002188	-0.000028
133	D + L	Combination	0	0	0	0.000031	0.000741	0.000003364
134	D + L	Combination	-0.000159	0.000055	-0.00129	0.0001	-0.000737	-0.000019
135	D + L	Combination	-0.001979	0.00004	-0.009247	0.000081	0.001566	-0.000031
136	D + L	Combination	-0.002392	0.000038	-0.013075	0.000082	0.001423	-0.000019
137	D + L	Combination	-0.002515	0.00004	-0.016301	0.000086	0.001138	-0.000008705
138	D + L	Combination	-0.002392	0.000054	-0.018784	0.000098	0.000768	-0.000026
139	D + L	Combination	-0.002047	0.000001303	-0.020292	0.000006137	0.000446	-0.000008184
140	D + L	Combination	-0.000841	0.00004	-0.022794	0.00009	0.00029	-0.000003796
141	D + L	Combination	-0.000199	0.000038	-0.022813	0.000089	-0.000248	0.000002592
142	D + L	Combination	0.000364	0.00004	-0.021569	0.000091	-0.000735	0.000005348
143	D + L	Combination	0.000791	0.00004	-0.019113	0.000091	-0.001197	0.00000857
144	D + L	Combination	0.001026	0.000041	-0.015549	0.000092	-0.001621	0.000011
145	D + L	Combination	0.001013	0.000044	-0.011035	0.000095	-0.001906	0.000022
146	D + L	Combination	0.000685	0.000063	-0.005722	0.000117	-0.002441	0.000018
147	D + L	Combination	0	0	0	0.000108	-0.001351	-0.000021

Tabla 5.3 Desplazamientos x, y, z en nodos de la armadura

5.3.- Elementos mecánicos en cuerdas superiores bajo la condición de carga D+L

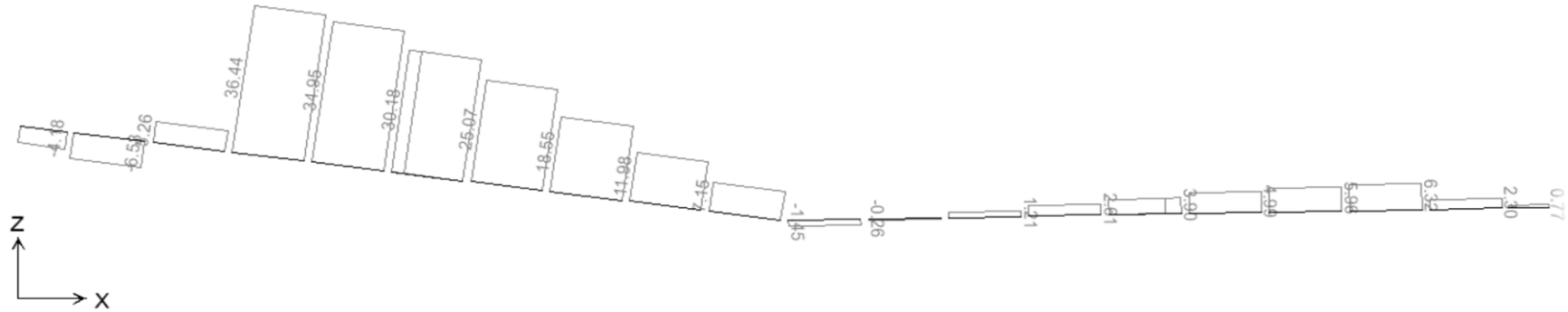


Figura 5.6 Diagrama de fuerza axial en cuerda superior izquierda.

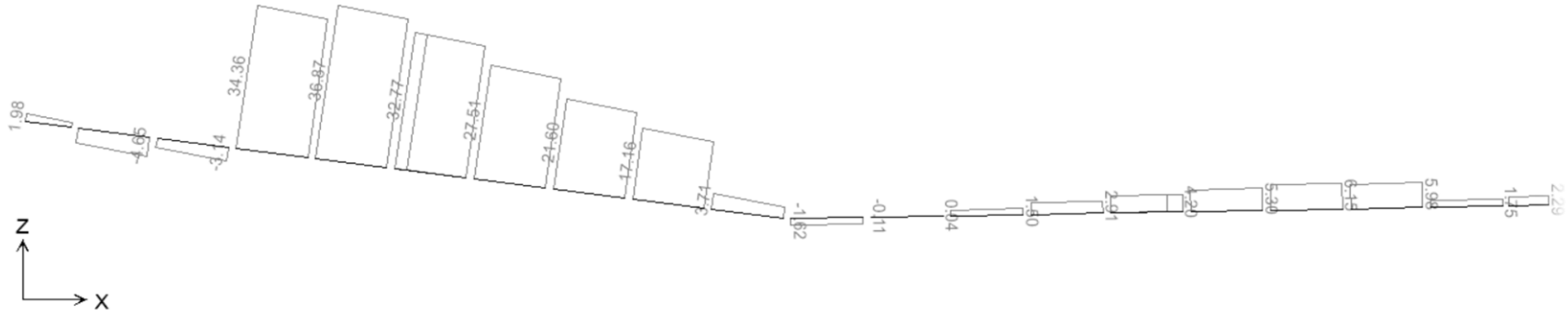


Figura 5.7 Diagrama de fuerza axial en cuerda superior central.

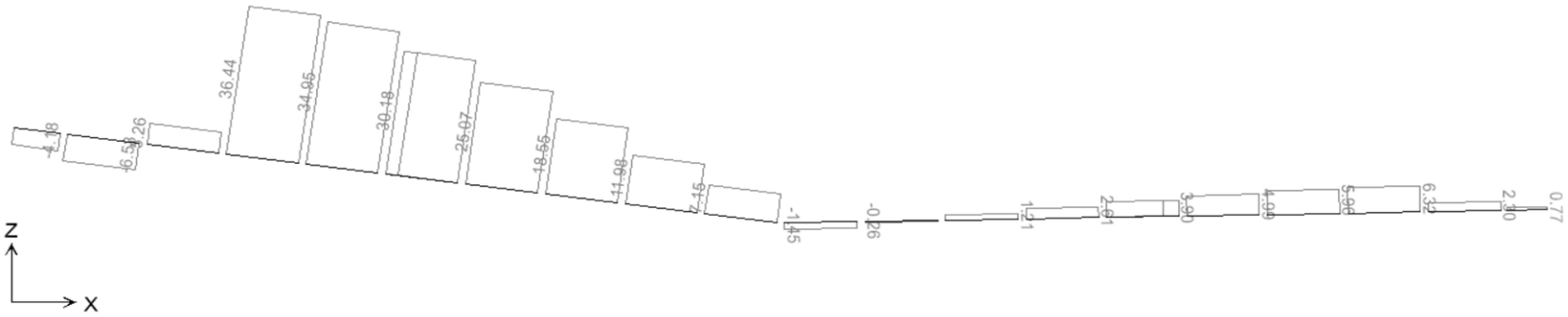


Figura 5.8 Diagrama de fuerza axial en cuerda superior derecha.

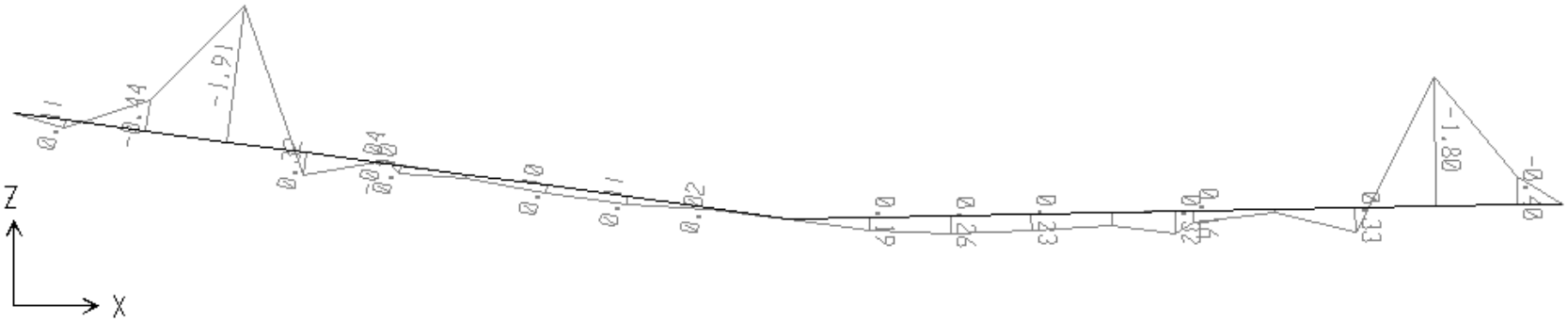


Fig. 5.9 Diagrama de momento flexionante en la cuerda superior izquierda.

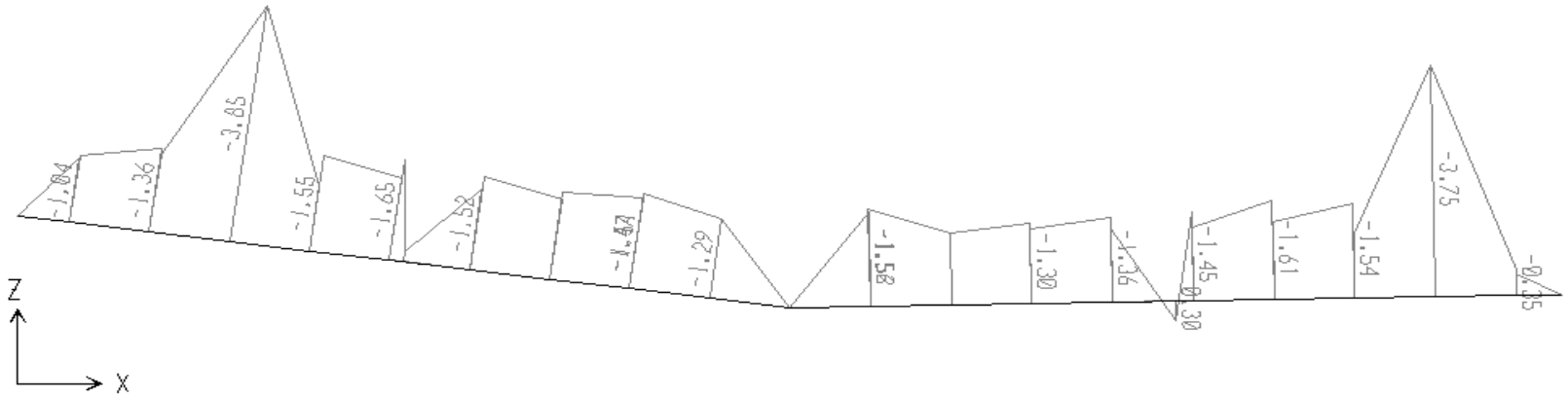


Fig. 5. 10 Diagrama de momento flexionante en la cuerda superior central.

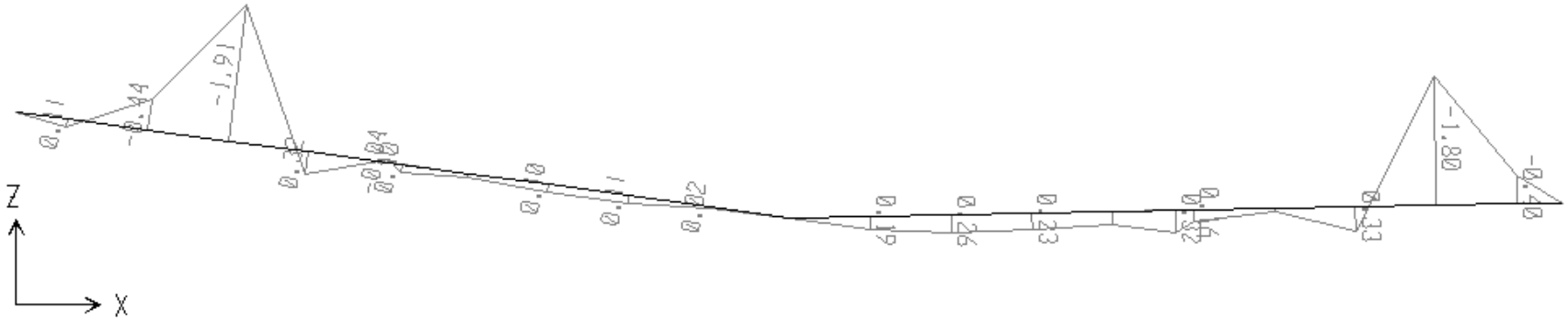


Fig. 5.11 Diagrama de momento flexionante en la cuerda superior derecha.

5.4.- Elementos mecánicos en cuerdas inferiores bajo la condición de carga D+L

Figura 5.12 Diagrama de fuerza axial en cuerda inferior izquierda.

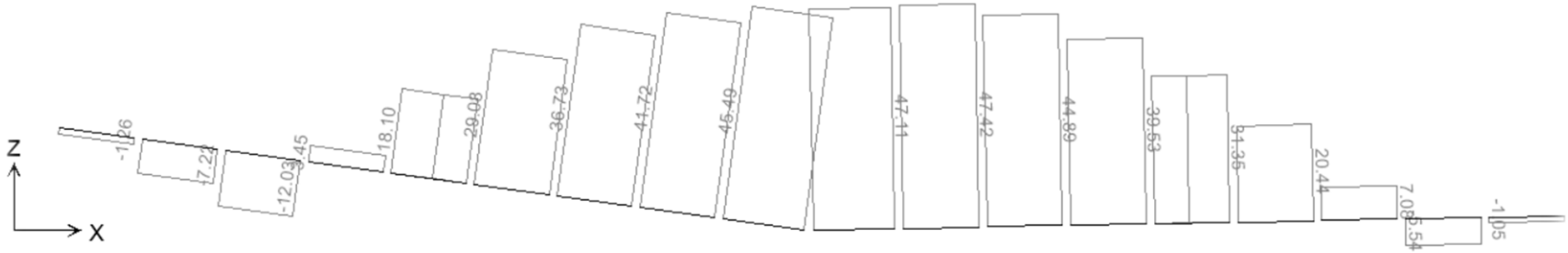


Figura 5.13 Diagrama de fuerza axial en cuerda inferior central.

Figura 5.14 Diagrama de fuerza axial en cuerda inferior derecha.

5.5.- Elementos mecánicos en montantes bajo la condición de carga D+L

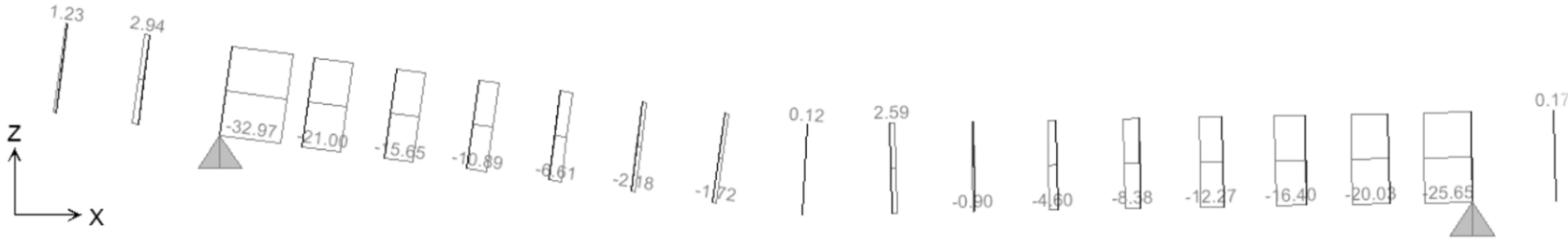


Figura 5.15 Diagrama de fuerza axial en montantes a la izquierda.

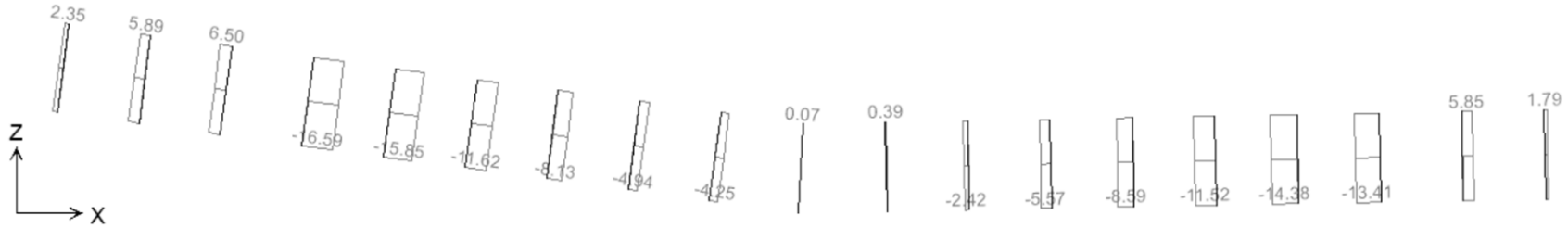


Figura 5.16 Diagrama de fuerza axial en montantes centrales.

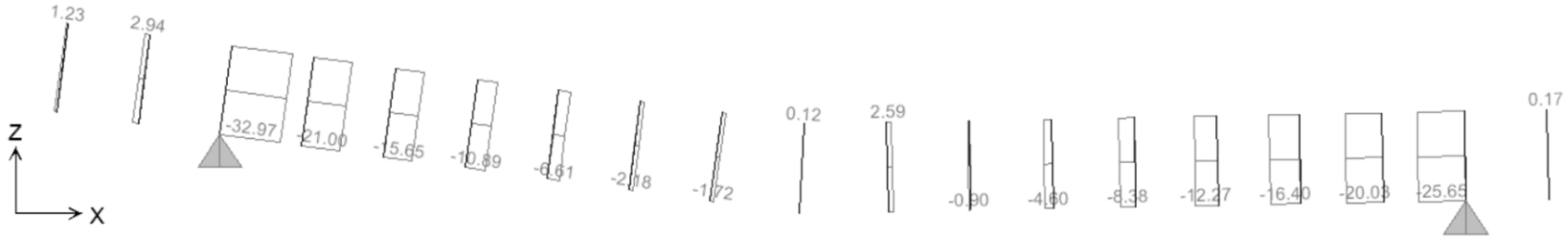


Figura 5.17 Diagrama de fuerza axial en montantes a la derecha.

5.6.- Elementos mecánicos en diagonales bajo la condición de carga D+L

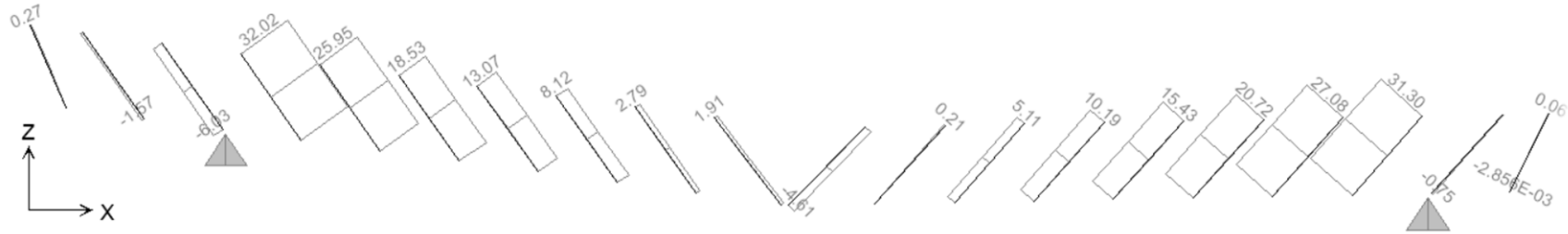


Figura 5.18 Diagrama de fuerza axial en diagonales a la izquierda.

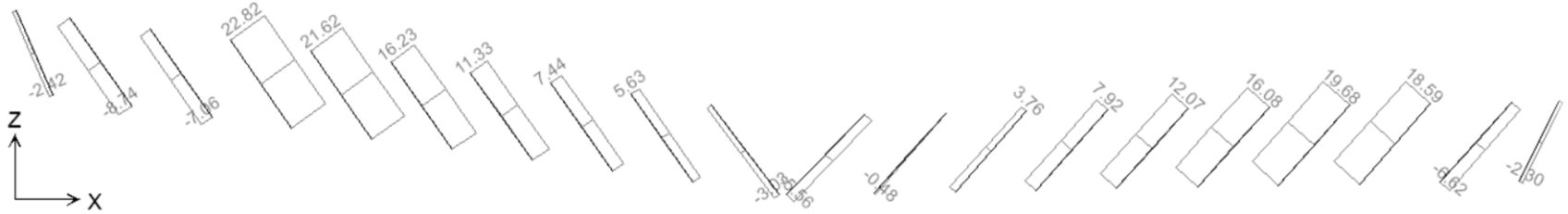


Figura 5.19 Diagrama de fuerza axial en diagonales centrales.

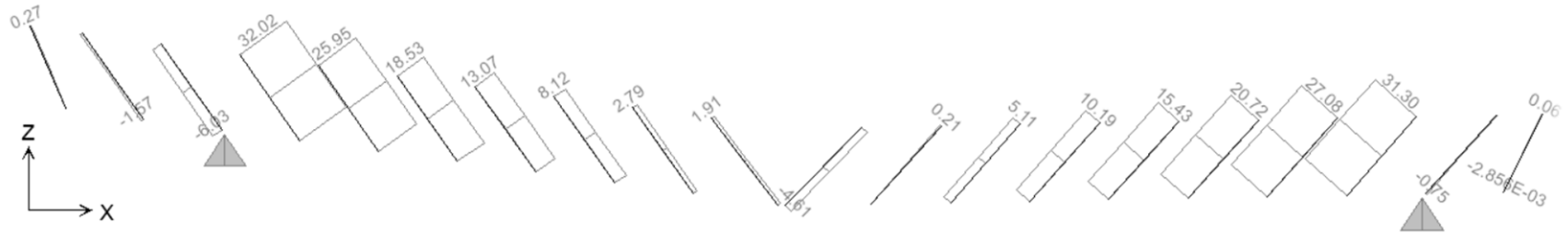


Figura 5.20 Diagrama de fuerza axial en diagonales a la derecha.

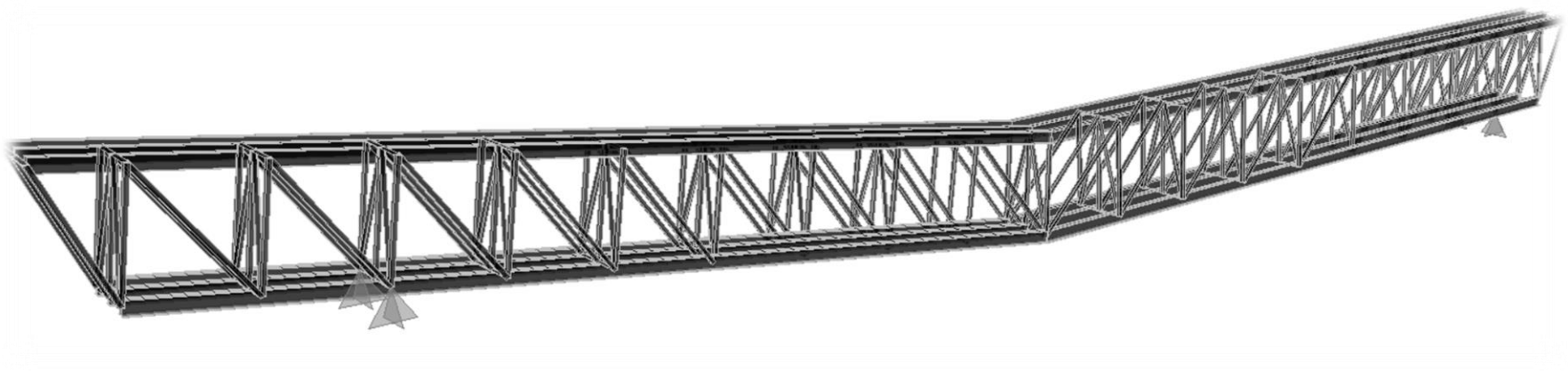


Figura 5.21 Modelo tridimensional en SAP2000

De los diagramas anteriores se observa que las cuerdas superiores se encuentran bajo fuerzas de compresión pero también se presenta fuerzas de flexión debido a la carga uniformemente distribuida aplicada sobre el elemento estructural, por el contrario la fuerza predominante es de tensión en las cuerdas inferiores. El sistema se comporta de manera similar a una viga de concreto reforzado.

En los montantes se tienen fuerzas predominantes de compresión entre los apoyos de la armadura, en la parte final ya se tienen fuerzas de tensión en estos elementos.

Por otro lado la fuerza que predomina en las diagonales de la armadura es de tensión entre los apoyos de la armadura, en la parte final ya se tienen fuerzas de compresión.

Figura 5.22 Corte del modelo tridimensional en SAP2000

6.- Revisión estructural

6.1.- Deflexión central

Las deformaciones verticales excesivas y la falta de alineamiento surgen principalmente de 3 fuentes: (1) cargas gravitacionales, tales como cargas muertas, vivas y de nieve; (2) efectos de temperatura, fluencia lenta y asentamientos diferenciales; (3) errores y tolerancias de construcción. Tales deformaciones pueden ser visualmente objetables; producir agrietamiento, perdida de recubrimiento exterior o separación en puertas, ventanas y sellos; y causar daño a componentes interiores o terminaciones.

Se calculo la deflexión central para la condición de carga: trabe de concreto fresco, cimbra, sistema de piso (en este caso los trabajadores ya se retiraron de la armadura, no hay carga viva de construcción) y estando así la armadura va a tener una deflexión, ya deformada debe ajustarse perfectamente a la geometría inferior de las trabes para que estas al fraguar queden con su geometría correcta, es por eso que la armadura se fabrico con un contra flecha, que según los planos es de 6 cm al centro.

Deflexión central obtenida mediante la siguiente ecuación

$$\delta = \frac{5}{384}\left(\frac{\omega * L^4}{E * I}\right)$$

ω debido a la combinación de cargas D + L

D	3.03	t/m
L	0.045	t/m

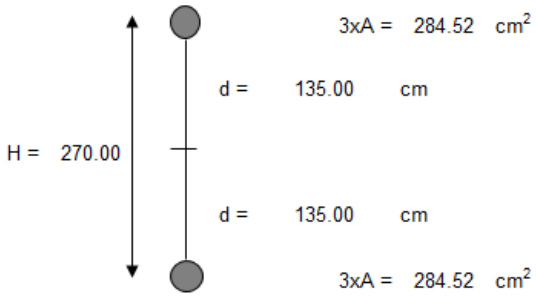
$$\omega = 3.03 + 0.045 = 3.075\ \frac{t}{m} = 30.75\ \frac{kg}{cm}$$

Sección doble canal con cubreplaca

Propiedades

A_{sup} = 94.84 cm^2
d_{canal} = 31.50 cm
I_x = 11987.40 cm^4

A_{inf} = 94.84 cm^2



Para la sección doble canal

	Area	Yi	AiYi	Ix_i	d	Ad^2	$Ix_i + Ad^2$
	cm^2	cm	cm^3	cm^4	cm	cm^4	cm^4
Canales sup	284.52	285.75	81301.59	71924.40	135.00	5185377.00	5257301.40
Canales inf	284.52	15.75	4481.19	71924.40	135.00	5185377.00	5257301.40
	569.04		85782.78				10514602.80
	H =	301.50					

Sección armadura		
H =	**301.50**	**cm**
I_x =	**10,514,602.80**	**cm^4**
Ac =	**569.04**	**cm^2**

Se tienen los siguientes datos obtenidos de un análisis

ω	30.75	kg/cm2
L	3779	cm
E	2039000	kg/cm2
I	10 514 602.80	cm4

Sustituyendo valores en la ecuación se tiene lo siguiente:

$$\delta = \frac{5}{384}\left(\frac{\omega * L^4}{E * I}\right) = \frac{5}{384}\left(\frac{30.71 * (3779\ cm)^4}{2039000\frac{kg}{cm^2} * 10514602.80\ cm^4}\right) = 3.80\ cm$$

Deflexión central obtenida mediante el programa SAP2000 para la combinación de carga D

$$\delta = 2.28\ \text{cm}$$

De acuerdo a lo anterior se observa que se tiene una flecha diferente a la de los planos estructurales de 6 cm.

6.2.- Cuerdas superiores

REVISIÓN A CARGA AXIAL

CUERDA SUPERIOR **2 CE 305x37.20**

P_{max} =	**37000.00**	**kg**	**Compresión**	P =	81570.20	lb
A =	94.84	cm^2		A =	14.70	in^2
f_a =	390.13	kg/cm^2		f_a =	5548.91	lb/in^2
F_y =	2531.00	kg/cm^2		F_y =	36000.00	lb/in^2
E =	2039000.00	kg/cm^2		E =	29001308.70	lb/in^2
L_x =	250.00	cm		L_x =	98.43	in
I_x =	11987.40	cm^4	→	I_x =	288.00	in^4
r_x =	11.24	cm		r_x =	4.43	in
K_x =	1.00			K_x =	1.00	
L_y =	250.00	cm		L_y =	98.43	in
I_y =	6083.14	cm^4		I_y =	146.15	in^4
r_y =	8.01	cm		r_y =	3.15	in
K_y =	1.00			K_y =	1.00	

Relaciones ancho espesor mínimas fa < 0.44Fy $\frac{4000}{\sqrt{f_a}} =$ 53.70

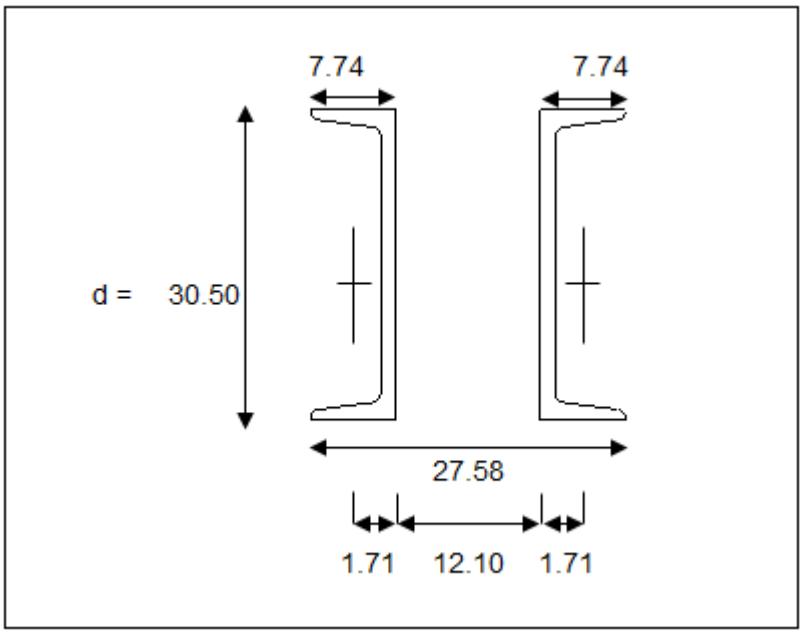
Alma $\frac{b}{t} =$ 29.43 Si cumple

Patín $\frac{b}{t} =$ 6.09 Si cumple

$$(KL/r)_x = 22.24$$

$$(KL/r)_y = 31.22$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.10$$



En X: si (KL/r) < C_c

$$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] = 16717.11 \text{ lb/in}^2 = 1175.33 \text{ kg/cm}^2$$

Px_{max} = 111.47 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} = \text{No Aplica lb/in}^2 = \text{No Aplica kg/cm}^2$$

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

En Y: si (KL/r) < C_c

$$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] = 16460.85 \text{ lb/in}^2 = 1157.31 \text{ kg/cm}^2$$

Px_{max} = 109.76 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} = \text{No Aplica lb/in}^2 = \text{No Aplica kg/cm}^2$$

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

REVISIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN EN LA CUERDA CON MOMENTO MÁXIMO

M =	**384000.00**	**kg-cm**	M =	333350.40	lb-in
P =	**37000.00**	**kg**	P =	81570.20	lb
V =	**5271.00**	**kg**	V =	11620.45	lb

DATOS

A =	94.84	cm^2	A =	14.70	in^2
f_a =	390.13	kg/cm^2	f_a =	5548.91	lb/in^2
L =	250.00	cm	L =	98.43	in
F_y =	2531.00	kg/cm^2	F_y =	36000.00	lb/in^2
E =	2039000.00	kg/cm^2	E =	29000000.00	lb/in^2
I_x =	11987.40	cm^4	I_x =	288.00	in^4
r_x =	11.24	cm	r_x =	4.43	in
K_x =	1.00		K_x =	1.00	
I_y =	6083.14	cm^4	I_y =	146.15	in^4
r_y =	8.01	cm	r_y =	3.15	in
K_y =	1.00		K_y =	1.00	
J =	48.28	cm^4	J =	1.16	in^4
C_b =	1.00				
s_s =	786.06	cm^3	s_s =	47.97	in^3
s_i =	786.06	cm^3	s_i =	47.97	in^3
d =	30.50	cm	d =	12.01	in

CARGA AXIAL

Relaciones ancho espesor mínimas en armaduras AASHTO 10.35

$$\frac{4000}{\sqrt{f_a}} = 53.70 \qquad \frac{1625}{\sqrt{f_a}} = 21.81$$

Almas $\frac{b}{t} = 29.43$ Si cumple

Patín $\frac{b}{t} = 6.09$ Si cumple

$$(KL/r)_x = 22.24$$

$$(KL/r)_y = 31.22$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.10$$

En X: si (KL/r) < C_c

$$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1-\frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] =$$ 16717.10 lb/in² = 1175.33 kg/cm²

Px_{max} = 111.47 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} =$$ No Aplica lb/in² = No Aplica kg/cm²

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

En Y: si (KL/r) < C_c

$$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1-\frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] =$$ 16460.83 lb/in² = 1157.31 kg/cm²

Px_{max} = 109.76 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} =$$ No Aplica lb/in² = No Aplica kg/cm²

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

FLEXIÓN EN EL PLANO VERTICAL

Momento de inercia del patín a compresión respecto a Y

b_f =	7.74	cm	
t_f =	1.27	cm	
Ap_c =	9.83	cm²	Area de un patín
I_y =	49.07	cm⁴	I_y de cada patin
t_w =	0.95	cm	

Momento de inercia del patín de compresión respecto a Y

	Area cm²	**Xi** cm	**AiXi** cm³	**Iy_i** cm⁴	**d_y** cm	**Ad_y^2** cm⁴	**$Iy_i + Ad_x^2$** cm⁴	
Patin izq =	9.83	3.87	38.04	49.07	7.76	591.93	641.00	
Patin der =	9.83	23.71	233.06	49.07	7.76	591.93	641.00	
	19.66		271.11			I_y =	1282.00	cm⁴
						I_y =	30.80	in⁴

y = 13.79 cm

Esfuerzo actuante por flexión f_b = 6949.39 lb/in²

$$F_b = \frac{50x10^6 C_b}{S_{xc}}\left(\frac{I_{yc}}{l}\right)\sqrt{0.772\frac{J}{I_{yc}}+9.87\left(\frac{d}{l}\right)^2} =$$

$\frac{50x10^6 C_b}{S_{xc}}$	$\frac{I_{yc}}{l}$	$0.772\frac{J}{I_{yc}}$	$9.87\left(\frac{d}{l}\right)^2$	Raiz	F_b	
1042355.8	0.313	0.029	0.147	0.420	136834.58	lb/in²
				0.55Fy =	19800.00	lb/in²
				RIGE	**19800.00**	**lb/in²** > fb, SI CUMPLE

REVISIÓN A FLEXOCOMPRESIÓN

$$F_e' = \frac{\pi^2 E}{FS\,(KL/r)^2} = \quad 273033.11 \ \text{lb/in}^2$$

Se tiene que cumplir $\dfrac{f_a}{F_a} + \dfrac{C_m f_b}{\left(1 - \dfrac{f_a}{F_e'}\right) F_b} \leq 1.0$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \dfrac{f_a}{F_e'}\right) F_b} = \quad 0.690 \quad < 1.0, \text{ SI CUMPLE}$$

REVISIÓN POR CORTANTE EN EL ALMA

$V_{max} =$ 5271.00 kg

$A_v =$ 57.95 cm^2

$F_v = 0.33 F_y =$ 835.23 kg/cm^2

$f_v =$ 90.96 kg/cm^2 < Fv, Si cumple

6.3.- Cuerdas inferiores

REVISIÓN A CARGA AXIAL

CUERDAS INFERIORES EN COMPRESIÓN **2 CE 305x37.20**

P =	12000.00	kg	P =	26455.20	lb
A =	94.84	cm^2	A =	14.70	in^2
f_a =	126.53	kg/cm^2	f_a =	1799.65	lb/in^2
L =	250.00	cm	L =	98.43	in
F_y =	2531.00	kg/cm^2	F_y =	36000.00	lb/in^2
E =	2039000.00	kg/cm^2	E =	29000000.00	lb/in^2
I_x =	11987.40	cm^4	I_x =	288.00	in^4
r_x =	11.24	cm	r_x =	4.43	in
K_x =	1.00		K_x =	1.00	
I_y =	6083.14	cm^4	I_y =	146.15	in^4
r_y =	8.01	cm	r_y =	3.15	in
K_y =	1.00		K_y =	1.00	

Relaciones ancho espesor mínimas fa < 0.44Fy $\frac{4000}{\sqrt{f_a}} =$ 94.29

Alma $\frac{b}{t} =$ 29.43 Si cumple

Patín $\frac{b}{t} =$ 6.09 Si cumple

$$(KL/r)_x = 22.24$$

$$(KL/r)_y = 31.22$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.10$$

En X: si (KL/r) < C_c

$$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] = 16717.10 \ lb/in^2 = 1175.33 \ kg/cm^2$$

Px_{max} = 111.47 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} = \text{No Aplica} \ lb/in^2 = \text{No Aplica} \ kg/cm^2$$

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

En Y : si (KL/r) < C_c

$$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] =$$ 16460.83 lb/in^2 = 1157.31 kg/cm^2

Px_{max} = 109.76 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} =$$ No Aplica lb/in^2 = No Aplica kg/cm^2

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

CUERDAS INFERIORES EN TENSIÓN			**2 CE 305x37.20**
T =	47000.00	kg	más esforzada
A =	94.84	cm^2	
F_y =	2531.00	kg/cm^2	
$F_t = 0.55F_y$ =	1392.05	kg/cm^2	
$f_t = \frac{T}{A}$ =	495.57	kg/cm^2	< 0.55Fy, Si cumple
P_{max} =	132022.02	kg	

6.4.- Diagonales

REVISIÓN A CARGA AXIAL

DIAGONALES EN COMPRESIÓN, ENTRE ARMADURAS **OR 102 x 9.5**

P =	5500.00	kg	P =	12125.30	lb
A =	32.77	cm^2	A =	5.08	in^2
f_a =	167.84	kg/cm^2	f_a =	2387.17	lb/in^2
L =	381.00	cm	L =	150.00	in
F_y =	3235.00	kg/cm^2	F_y =	46012.50	lb/in^2
E =	2039000.00	kg/cm^2	E =	29001390.26	lb/in^2
I_x =	445.77	cm^4	I_x =	10.71	in^4
r_x =	3.69	cm	r_x =	1.45	in
K_x =	1.00		K_x =	1.00	
I_y =	445.77	cm^4	I_y =	10.71	in^4
r_y =	3.69	cm	r_y =	1.45	in
K_y =	1.00		K_y =	1.00	

Relaciones ancho espesor mínimas fa < 0.44Fy $\frac{4000}{\sqrt{f_a}} =$ 81.87

Canales $\frac{b}{t} =$ 10.74 Si cumple

$(KL/r)_x =$ 103.30

$(KL/r)_y =$ 103.30

$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} =$ 111.54

En X: si (KL/r) < C_c

$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] =$ 12396.09 lb/in^2 = 871.53 kg/cm^2

Px_{max} = 28.56 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} =$ No Aplica lb/in^2 = No Aplica kg/cm^2

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

En Y: si (KL/r) < C_c

$$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] =$$ 12396.09 lb/in^2 = 871.53 kg/cm^2

Px_{max} = 28.56 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} =$$ No Aplica lb/in^2 = No Aplica kg/cm^2

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

DIAGONALES EN TENSIÓN			**OR 102 x 9.5**
T =	31300.00	kg	más esforzada
A =	32.77	cm^2	
F_y =	2531.00	kg/cm^2	
$F_t = 0.55F_y$ =	1392.05	kg/cm^2	
$f_t = \frac{T}{A}$ =	955.14	kg/cm^2	< 0.55Fy, Si cumple
P_{max} =	45617.48	kg	

6.5.- Montantes

REVISIÓN A CARGA AXIAL

MONTANTES EN COMPRESIÓN **OR 102 x 9.5**

P =	**33000.00**	kg	mas esforzada	P =	72751.80	lb
A =	32.77	cm^2		A =	5.08	in^2
f_a =	1007.02	kg/cm^2		f_a =	14323.03	lb/in^2
L =	272.00	cm		L =	107.09	in
F_y =	3235.00	kg/cm^2		F_y =	46012.50	lb/in^2
E =	2039000.00	kg/cm^2	→	E =	29001390.26	lb/in^2
I_x =	445.37	cm^4		I_x =	10.70	in^4
r_x =	3.69	cm		r_x =	1.45	in
K_x =	1.00			K_x =	1.00	
I_y =	445.37	cm^4		I_y =	10.70	in^4
r_y =	3.69	cm		r_y =	1.45	in
K_y =	1.00			K_y =	1.00	

Relaciones ancho espesor mínimas fa < 0.44Fy $\frac{4000}{\sqrt{f_a}} =$ 33.42

Canales $\frac{b}{t} =$ 10.74 Si cumple

$(KL/r)_x =$ 73.78

$(KL/r)_y =$ 73.78

$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} =$ 111.54

En X: si (KL/r) < C_c

$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] =$ 16955.79 lb/in^2 = 1192.11 kg/cm^2

Px_{max} = 39.07 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} =$ No Aplica lb/in^2 = No Aplica kg/cm^2

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

En Y: si (KL/r) < C_c

$$F_a = \frac{F_y}{2.12}\left[1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] =$$ 16955.79 lb/in^2 = 1192.11 kg/cm^2

Px_{max} = 39.07 ton **OK**

si (KL/r) > C_c

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2} =$$ No Aplica lb/in^2 = No Aplica kg/cm^2

Px_{max} = No Aplica ton **No Aplica**

MONTANTES EN TENSIÓN **OR 102 x 9.5**

T =	6600.00	kg	más esforzada
A =	32.77	cm^2	
F_y =	2531.00	kg/cm^2	
$F_t = 0.55F_y$ =	1392.05	kg/cm^2	
$f_t = \frac{T}{A}$ =	201.40	kg/cm^2	< 0.55Fy, Si cumple
P_{max} =	45617.48	kg	

7.- Conexiones y detalles

7.1.- Revisión de soldaduras

Conexiones soldadas

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan (con o sin la adición de otro metal fundido). En la actualidad se acepta que las juntas soldadas tienen una resistencia considerable a la fatiga. También se admite que las reglas que gobiernan a la capacitación de los soldadores, la técnica mejorada utilizada y los requerimientos para la mano de obra de las especificaciones de la AWS (American Welding Society).

Ventajas de la soldadura

Para la mayoría de los proyectistas, la primera ventaja es la economía, porque el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas, así como la eliminación de las cabezas de remaches o tornillos. En algunas estructuras de puentes es posible ahorrar hasta un 15% o más del peso de acero con el uso de la soldadura.

La soldadura tiene un área de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos.

Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Frecuentemente, las conexiones con remaches o tornillos se realizan a menudo mediante ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo más flexible la estructura completa.

El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza, y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones. Esta ventaja de la continuidad ha permitido el montaje de un sinfín de estructuras de acero estáticamente indeterminadas, esbeltas y agraciadas en todo el mundo.

Resulta más fácil realizar cambio en el diseño y corregir errores durante el montaje si se usa soldadura.
Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

Tipos de soldadura.
En la soldadura por gas, en la boquilla de un maneral o soplete, ya sea manejado por el soldador o por una maquina automática, se quema una mezcla de oxigeno con algún otro tipo adecuado de gas. El gas que se utiliza comúnmente en la soldadura estructural, es acetileno, y el proceso recibe el nombre de soldadura oxiacetilénica. La flama producida puede utilizarse tanto para corte de metales como para soldar.

En la soldadura por arco, se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el operador sostiene el electrodo con algún tipo de maneral o una maquina automática. El arco es una chispa continua entre el electrodo y las piezas que se sueldan, lo que provocara la fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan, convierten la energía eléctrica en calor. Se produce en el arco una temperatura que fluctúa entre los 6000 y 10000 °F. A medida que el extremo del electrodo se funde, se forma pequeñas gotas o globulitos de metal fundido, que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando con precisión por la corriente consumida.

El tipo de electrodo que se use para soldar es muy importante porque afecta decididamente las propiedades de la soldadura tales como resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Se fabrican diferentes tipos de electrodos y el tipo por utilizar en cierto trabajo depende del tipo de metal que se suelda, la cantidad de material que se necesita depositar, la posición del trabajo, etc. Los electrodos se dividen en dos clases generales: los electrodos con recubrimiento ligero y los electrodos con recubrimientos pesado.
Los electrodos con recubrimiento pesado se utilizan normalmente en la soldadura estructural, porque al fundirse sus recubrimientos producen una protección de vapor o atmosfera muy satisfactoria alrededor del trabajo, así como escoria en la soldadura.

Las soldaras resultantes son muy fuertes, más resistentes a la corrosión y más dúctiles que las realizadas con electrodos con recubrimiento ligero. Cuando se usan electrodos con recubrimiento ligero, no se intenta prevenir la oxidación y no se forma escora. Los electrodos se recubren ligeramente con algún estabilizador químico del arco, tal como la cal.

La soldadura por arco sumergido (u oculta) (SAW) es un proceso automático en el que el arco está cubierto por un montículo de material granular fundible y queda entonces oculto a la vista. Un electrodo metálico desnudo es alimentado desde un carrete, es fundido y depositado como material de relleno. El electrodo, la fuente de potencia y una tolva de fundente están unidos a un bastidor que se coloca sobre rodillos y se mueve a cierta velocidad conforme se forma el cordón de soldadura. Las soldaduras SAW se hacen rápida y eficientemente y son de alta calidad, exhibiendo alta resistencia al impacto, alta resistencia a la corrosión y buena ductilidad. Además, ellas proporcionan penetración más profunda, por lo que el área efectiva para resistir cargas es mayor. Un gran porcentaje de las soldaduras hechas para estructuras de puentes es SAW. Si se usa un solo electrodo, el tamaño de la soldadura obtenida con un solo pase es limitado. Sin embargo pueden usarse electrodos múltiples, lo que permite soldaduras mucho más largas.

Otro tipo de soldadura es la soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW). En este proceso un tubo de acero lleno de fundente es alimentado continuamente desde un carrete. Con el fundente se forma una protección de gas y escoria.

Clasificación de las soldaduras.
Los dos tipos principales de soldaduras son las soldaduras de filete y de ranura. Existen además las soldaduras de tapón y de muesca, que no son comunes en el trabajo estructural.

Las soldaduras de filete son aquellas que se hacen con las partes que se traslapan una sobre otra. También pueden usarse en juntas te. Las soldaduras de filete son las de uso

más económico, ya que es necesaria poca preparación de las partes que se van a conectar.

La soldadura de filete han demostrados ser más débiles que las soldaduras de ranura; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldaduras de filete.

Las soldaduras de ranura pueden ser de penetración completa, que se extienden sobre todo el espesor de las partes conectadas o de penetración parcial, que se extienden solo en parte del espesor de los miembros. Las soldaduras de ranura son generalmente más caras que las soldaduras de filete debido a los costos de preparación.

Una soldadura de tapón es una soldadura circular que atraviesa a un miembro hasta llegar a otro, uniéndolos de esta manera. Una soldadura de muesca es una soldadura formada en una muesca o agujero alargado, que se une un miembro con otro a través de la muesca. El material de la soldadura puede llenar parcial o totalmente la muesca. Se puede utilizar este tipo de soldadura cuando los miembros se traslapan y no se tienen la longitud de filete de soldadura. También se pueden utilizar para unir partes de un miembro, como en el caso de tener que fijar las cubreplacas en un miembro compuestos, las soldaduras de tapón y las de muescas no se consideran en general adecuadas para transmitir fuerzas de tensión perpendiculares a la superficie de contacto, ya que generalmente no hay mucha penetración de la soldadura en el miembro situado detrás del tapón o la muesca y el hecho es que la resistencia a la tensión la proporciona principalmente la penetración.

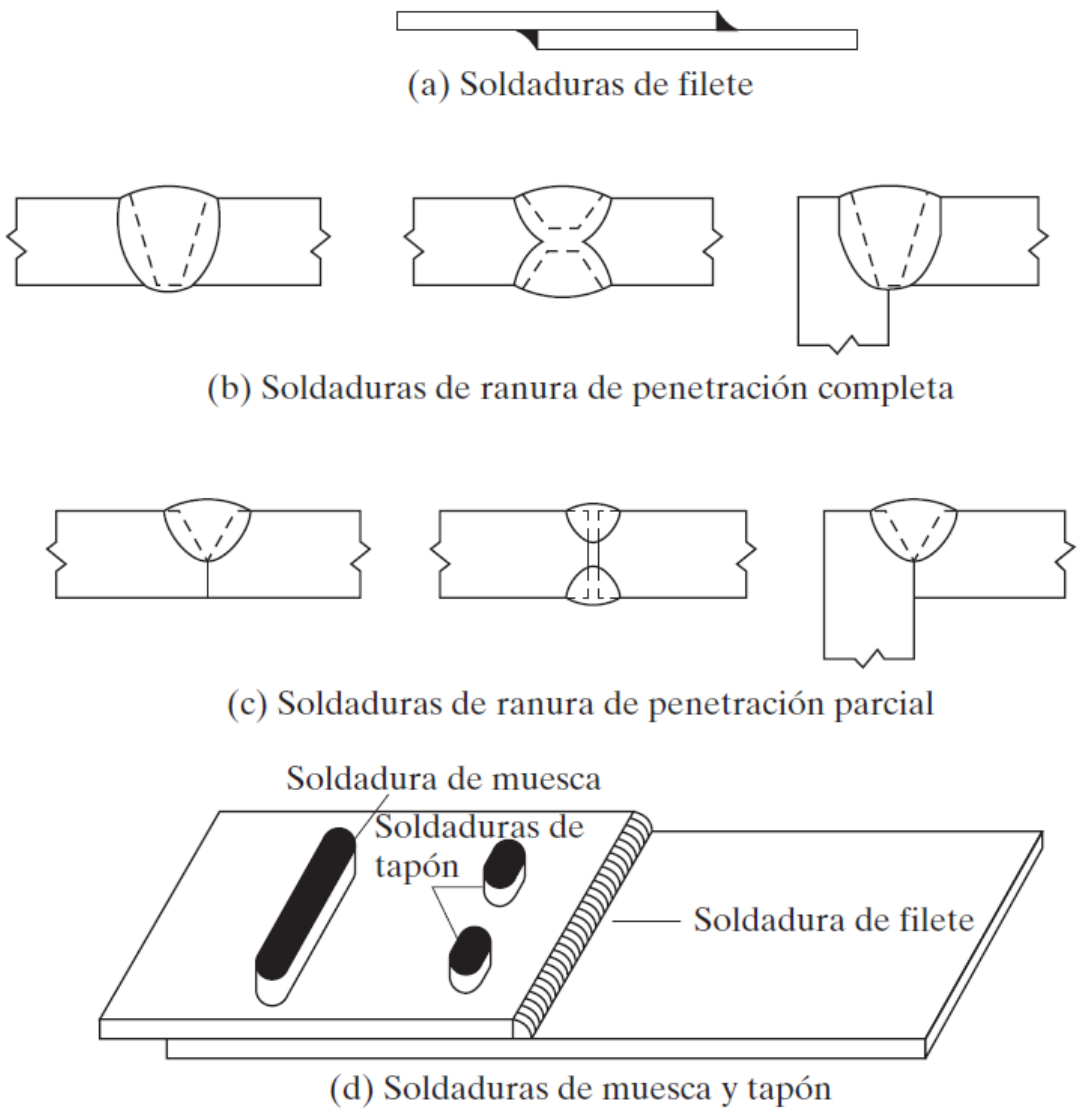
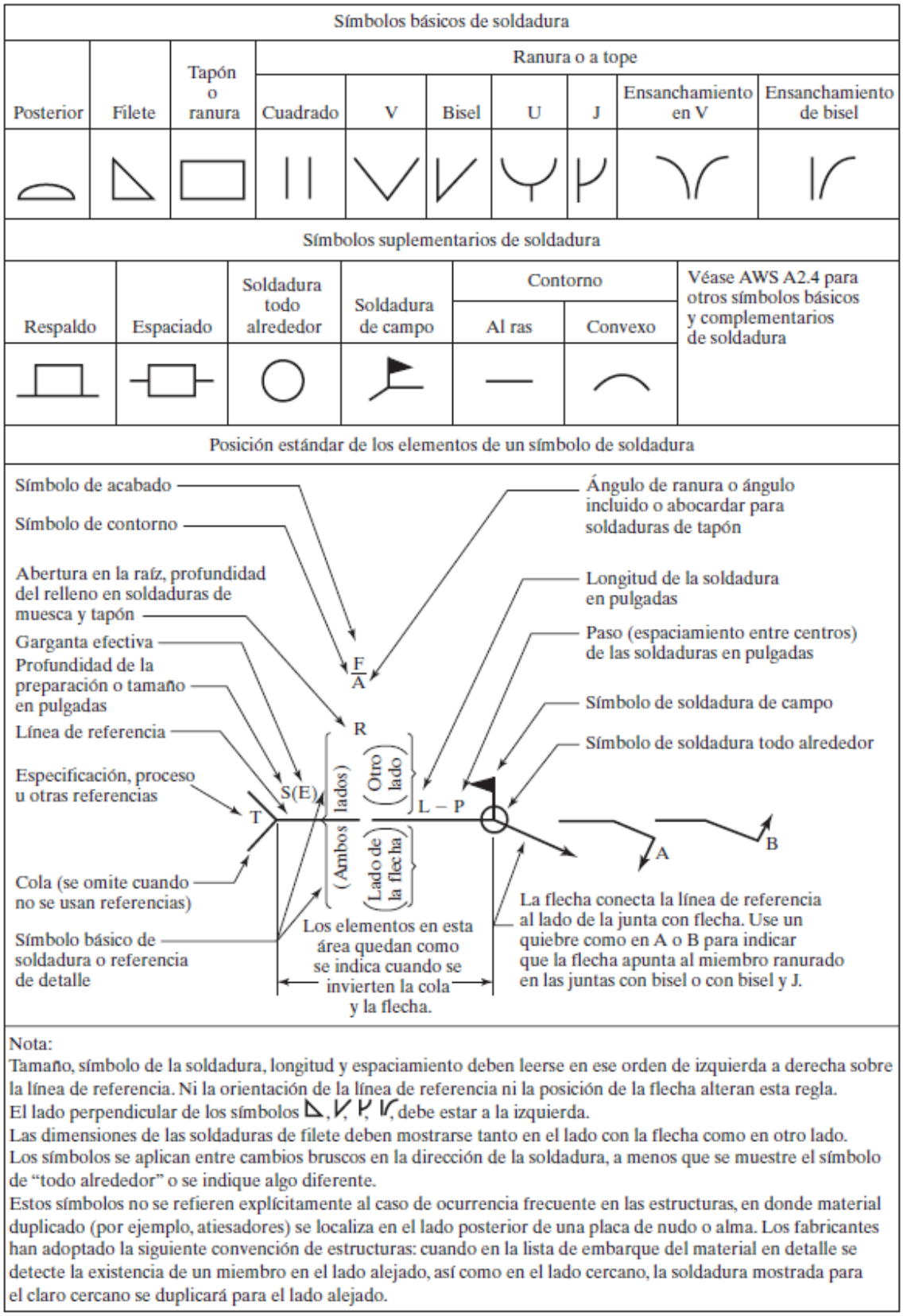


Figura 7.1 Cuatro tipos de soldaduras estructurales.

Símbolos para la soldadura

En la siguiente figura se presentan los diversos símbolos de soldadura desarrollados por la American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura). Con este excelente sistema taquigráfico, se da toda la información necesaria con unas cuantas líneas y números, ocupando apenas un pequeño espacio en los planos y dibujos de ingeniería. Estos símbolos eliminan la necesidad de dibujos en las soldaduras y hacer largas notas descriptivas.



Nota:
Tamaño, símbolo de la soldadura, longitud y espaciamiento deben leerse en ese orden de izquierda a derecha sobre la línea de referencia. Ni la orientación de la línea de referencia ni la posición de la flecha alteran esta regla.
El lado perpendicular de los símbolos , , , debe estar a la izquierda.
Las dimensiones de las soldaduras de filete deben mostrarse tanto en el lado con la flecha como en otro lado.
Los símbolos se aplican entre cambios bruscos en la dirección de la soldadura, a menos que se muestre el símbolo de "todo alrededor" o se indique algo diferente.
Estos símbolos no se refieren explícitamente al caso de ocurrencia frecuente en las estructuras, en donde material duplicado (por ejemplo, atiesadores) se localiza en el lado posterior de una placa de nudo o alma. Los fabricantes han adoptado la siguiente convención de estructuras: cuando en la lista de embarque del material en detalle se detecte la existencia de un miembro en el lado alejado, así como en el lado cercano, la soldadura mostrada para el claro cercano se duplicará para el lado alejado.

Figura 7.2 Juntas soldadas precalificadas.

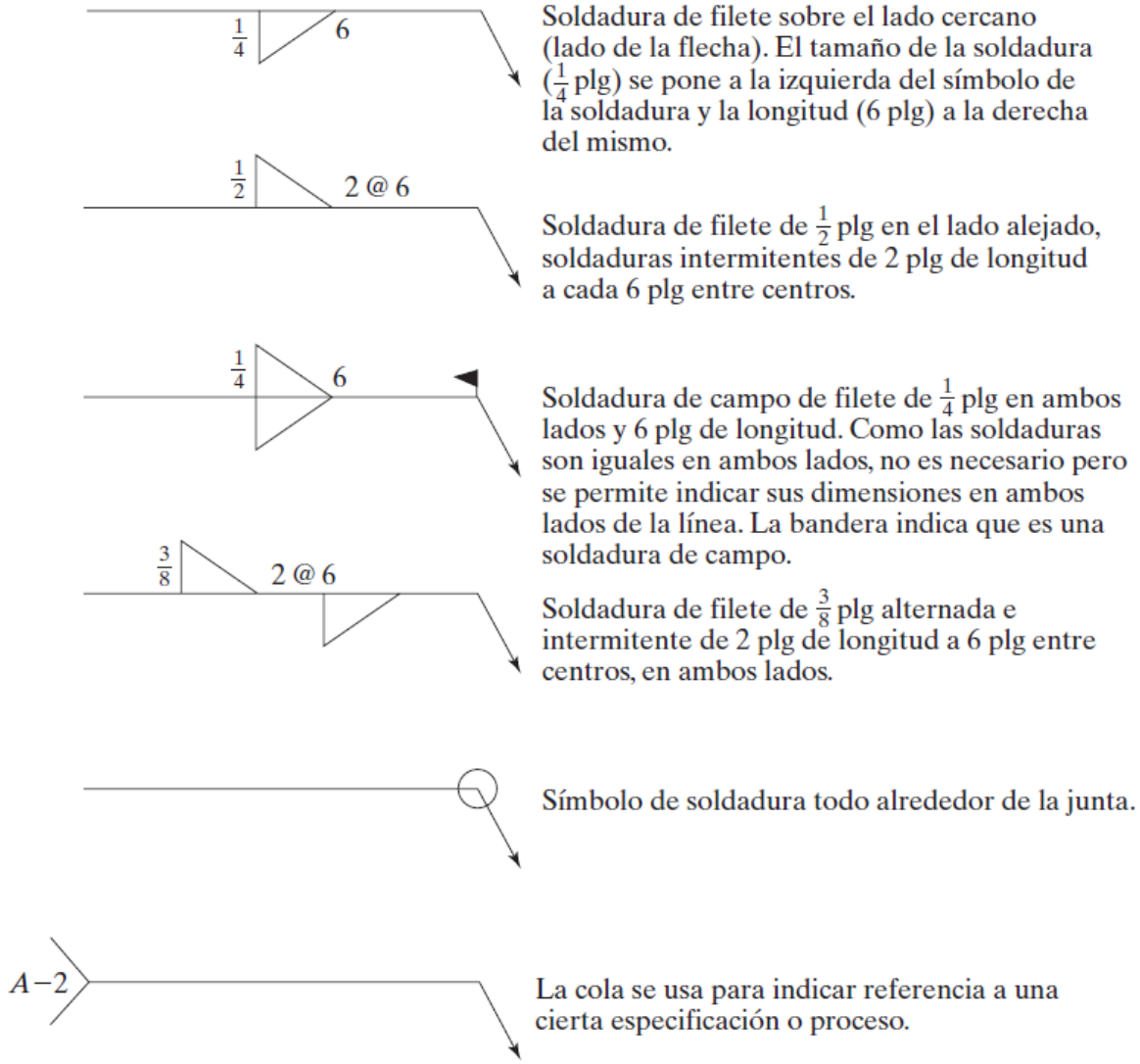


Figura 7.3 Ejemplos de símbolos de soldadura.

Resistencia de las soldaduras.

El esfuerzo en un filete de soldadura se considera igual a la carga divida entre el área efectiva de la garganta de la soldadura sin tomar en cuenta la dirección de la carga. Sin embargo, las pruebas han mostrados que las soldaduras de filete cargadas transversalmente son apreciablemente más fuertes que las cargas paralelamente al eje de la soldadura.

Las soldaduras de filete transversales son más fuertes por dos razones; primero, ellas quedan sometidas a esfuerzos más uniformes sobre toda su longitud, mientras que las soldadura de filete longitudinales quedan sometidas a esfuerzos no uniformes debido a deformaciones varían a lo largo de su longitud; segundo, las pruebas muestran que la falla ocurre según ángulos diferentes a 45°, por lo que las soldaduras tienen entonces áreas efectivas más grandes en la garganta.

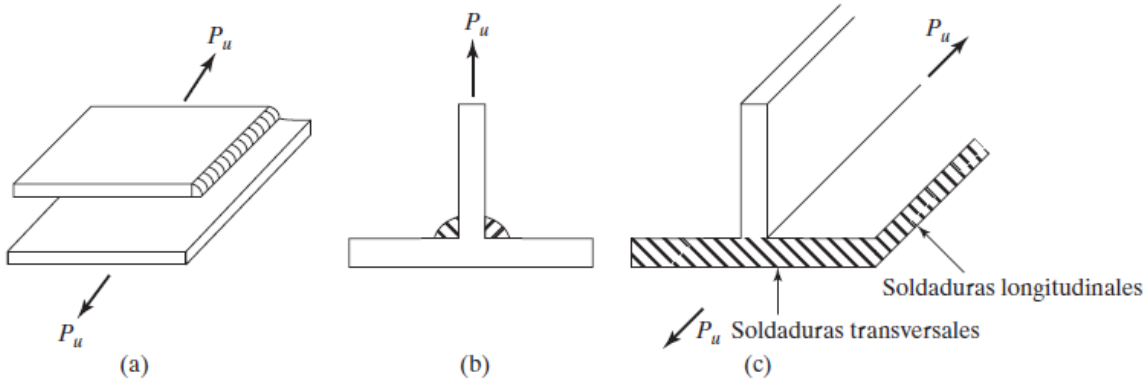


Figura 7.4 (a)Soldadura de filete longitudinal. (b) Soldadura de filete transversal. (c) Soldaduras transversales y longitudinales.

El método para determinar la resistencia de los filetes a lo largo de sus ejes longitudinales, independientemente de la dirección de la carga, tiene por objetivo simplificar los cálculos. Es bastante común que los proyectistas determinen la resistencia de todas las soldaduras de filete suponiendo que las cargas se aplican en la dirección longitudinal.

Resistencia de soldaduras

Cuando se hacen soldaduras, el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base. Si las propiedades son comparables, se dice que el metal de aportación es compatible con el metal base. (Es decir, sus resistencias nominales son similares.)

De acuerdo a la siguiente tabla obtenida del manual AISC, se proporciona la resistencia nominal de varios tipo de soldadura, incluyendo las de filete, de tapón, de muesca y las de ranura con penetración completa y parcial.

La resistencia de diseño de una soldadura especifica (Φ Rn) y la resistencia permisible Rn/Ω de las juntas soldadas se toma como el menor de los valores de la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límite de la fractura a la tensión y de la fractura límite de la fractura mediante las siguientes expresiones:

Para el metal base, la resistencia nominal es

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM}$$

Para el metal de la soldadura, la resistencia nominal es

$$R_n = F_{nw} * A_{we}$$

En las ecuaciones anteriores:

- F_{nBM} = El esfuerzo nominal del metal base, klb/plg2
- F_{nw} = El esfuerzo nominal de metal de la soldadura, klb/plg2
- A_{BM} = Área efectiva del metal base, plg2
- A_{we} = Área efectiva de la soldadura, plg2

En las especificaciones del AISC se proporciona los valores de soldadura necesarios para usar estas ecuaciones; Φ, Ω, F_{BM}, y F_w también se dan limitaciones para estos valores.

TABLA 14.1 Resistencia disponible de las juntas soldadas, klb/plg^2 (MPa).

Tipo y dirección de la carga en relación con el eje de la soldadura	Metal pertinente	ϕ y Ω	Resistencia nominal (F_{nBM} o F_{nw}) klb/plg^2 (MPa)	Área efectiva (A_{BM} o A_{we}) plg^2 (mm^2)	Nivel de resistencia requerido del metal de aportación[a][b]
SOLDADURAS DE RANURA CON PENETRACIÓN COMPLETA EN LA JUNTA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Debe usarse metal de aportación que sea compatible. Para juntas de esquina o en T con refuerzo colocado en su lugar, se requiere metal de relleno robusto en la muesca. Véase la Sección J2.6.
Compresión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
Cortante	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Deberá usarse metal de aportación que sea compatible.[c]
SOLDADURAS DE RANURA CON PENETRACIÓN PARCIAL EN LA JUNTA INCLUYENDO SOLDADURAS DE RANURA ACAMPANADA EN V Y CON RANURA ACAMPANADA BISELADA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	Base	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	F_u	Área efectiva	Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Compresión Placas de columna con base y empalmes de columnas diseñados conforme a J1.4(a)	No es necesario considerar el esfuerzo a compresión en el diseño de las soldaduras que unan a las partes.				
Compresión Conexiones de miembros diseñadas para el soporte de elementos que no sean columnas como se describe en J1.4(b)	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Véase J4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Compresión Conexiones sin terminado para el soporte	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Véase J4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				
Cortante	Base	Regido por J4			
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Véase J2.1a	

Tabla 7.1 Resistencia disponible en juntas soldadas

TABLA 14.1 (*Continuación*).

Tipo y dirección de la carga en relación con el eje de la soldadura	Metal pertinente	ϕ y Ω	Resistencia nominal (F_{nBM} o F_{nw}) klb/plg^2 (MPa)	Área efectiva (A_{BM} o A_{we}) plg^2 (mm^2)	Nivel de resistencia requerido del metal de aportación[a][b]
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN LOS AGUJEROS Y RANURAS ASÍ COMO JUNTAS T ESVIAJADAS					
Cortante	Base	Regido por J4			Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				
SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE MUESCA					
Cortante Paralela al área de contacto en el área efectiva	Base	Regido por J4			Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	J2.3a	

[a] Para metal de soldadura que sea compatible véase AWS D1.1, Sección 3.3.
[b] Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia que sea un nivel mayor que la resistencia del metal compatible.
[c] Pueden usarse metales de aportación con un nivel de resistencia menor que el metal compatible para soldadura de ranura entre el alma y los patines de secciones compuestas que transfieren cargas de cortante, o en aplicaciones donde sea relevante una alta sujeción. En estas aplicaciones, deberá detallarse la junta de la soldadura y la soldadura se diseñará usando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 0.80$, $\Omega = 1.88$ y $0.60F_{EXX}$ como la resistencia nominal.
[d] Alternativamente se permiten las disposiciones de J2.4(a), siempre que se considere la compatibilidad de deformación de los diversos elementos de soldadura. Como alternativa, las Secciones J2.4(b) y (c) son aplicaciones especiales de J2.4(a) que proporcionan la compatibilidad de la deformación.

Tabla 7.2 Resistencia disponible en juntas soldadas

Los electrodos de metal de relleno para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En esta clasificación, la letra E representa a un electrodo, mientras que el primer conjunto de dígitos (60, 70, 80, 90, 100 o 110) indica la resistencia mínima a la tensión de la soldadura, en klb/plg^2 .

Los dígitos restantes especifican el tipo de recubrimiento. Para la situación usual, los electrodos E70 se usan para aceros con valores Fy de entre 36 a 60 klb/plg^2, mientras que los E80 se usan cuando Fy = 65 klb/plg^2.

Existen otras disposiciones aplicables a la soldadura que se dan en la sección J2.2b de la Especificación del LRFD. Entre las más importantes están las siguientes:

- La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor que cuatro veces la dimensión nominal de lado de la soldadura. Si su longitud es menor que este valor, el tamaño de la soldadura que se considera efectiva debe reducirse a un cuarto de la longitud de la soldadura.
- El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de los bordes de material menor de ¼ de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, no debe ser mayor que el espesor del material menor 1/16 plg, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta. Para una placa con un espesor de ¼ plg, o mayor, conviene terminar la soldadura por lo menor a 1/16 plg del borde para que el inspector pueda ver claramente el borde la placa y determinar con exactitud las dimensiones de la garganta de la soladura.

En general, la soldabilidad de un material mejora conforme el espesor de la parte por soldar disminuye. El problema de las placas gruesas es que absorben el calor de las soldaduras más rápidamente que las placas delgadas, aun si se usan los mismos tamaños de soldadura.

- Los tamaños de filetes permisibles mínimos de soldadura según la Especificación del AISC se dan en la siguiente tabla. Estos valores varían entre 1/8 plg para material de ¼ plg de espesor o menor y 5/16 plg para material con espesor mayor a ¾ plg. El tamaño mínimo practico para la soldadura es de aproximadamente 1/8 plg, y el tamaño que probablemente resulta más económico es de alrededor de ¼ plg o 5/16 plg. La soldadura es 5/16 plg es aproximadamente la máxima que puede hacerse en una sola pasada con el proceso de arco protegido (SMAW) y la de ½ plg cuando se usa el proceso de arco sumergido (SAW).

TABLA 14.2 Tamaños mínimos para las soldaduras de filete.

Espesor del material de la parte unida más delgada, plg (mm)	Tamaño mínimo de las soldaduras de filete,[a] plg (mm)
Hasta $\frac{1}{4}$ (6) inclusive	$\frac{1}{8}$ (3)
Mayor de $\frac{1}{4}$ (6) hasta $\frac{1}{2}$ (13)	$\frac{3}{16}$ (5)
Mayor de $\frac{1}{2}$ (13) hasta $\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{1}{4}$ (6)
Mayor de $\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{5}{16}$ (8)

Tabla 7.3 Tamaño mínimo para las soldadura de filete

Estos tamaños mínimos no se desarrollaron con base en consideraciones de resistencia, sino debido al hecho de que los materiales gruesos tienen un efecto de enfriamiento rápido en las soldaduras pequeñas. Si esto sucede, el resultado es con frecuencia una pérdida de ductilidad en la soldadura. Además, el material grueso tiende a restringir el acortamiento propio de la soldadura al enfriarse ésta y pueden en consecuencia, aparecer grietas en los cordones que presenten problemas.

En la tabla anterior los tamaños mínimos dependen de la parte más delgada de las dos partes que se van a unir. Sim embargo, pueden ser mayor si así lo requiere la resistencia calculada.

- Algunas veces se usan remates de extremo o marcos en la terminación de las soldaduras de filete. Se recomienda esta práctica para proporcionar una mejor resistencia a la fatiga y para asegurarse de conservar el espesor de la soldadura en toda su longitud. Las investigaciones recientes hay demostrado que estos remates no son necesarios para desarrollar la capacidad de estas conexiones. Los remates de extremo también se usan para incrementar la capacidad de deformación plástica de estas conexiones.

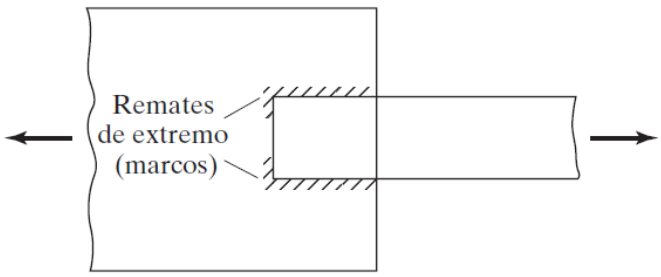


Figura 7.5 Remate de extremo (o marcos)

- Si se usan soldaduras de filete longitudinal para la conexión de placas o barras, su longitud no debe ser menor que la distancia perpendicular entre ellas, debido al retraso del cortante.
- Para juntas traslapadas, la cantidad mínima de traslape que se permite es igual a cinco veces el espesor de la parte más delgada que se va a unir, pero no menor de 1 plg. El propósito de este traslape mínimo es evitar que la junta gire excesivamente.
- Si la longitud real (l) de una soldadura de filete con carga en el extremo es mayor que 100 veces el tamaño de su ala (w), la especificación (J2.2b) del AISC establece que, debido a la variación de esfuerzos a lo largo de la soldadura, es necesario determinar una longitud más pequeña o efectiva para la determinación de la resistencia. Esto se hace multiplicando l por el termino β, de acuerdo con la siguiente ecuación en donde w es el tamaño del ala de soldadura:

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{w}\right) \leq 1.0$$

Si la longitud real de la soldadura es mayor que 300 w, la longitud efectiva se toma como 180 w

Diseño de soldaduras de filete para miembros de armaduras

Si los miembros de una armadura soldada consisten en ángulos simples o dobles, o perfiles semejantes y están sujetos solamente a cargas axiales estáticas, la Especificación del AISC acepta que sus conexiones se diseñen mediante los mismos procedimientos descritos anteriormente. Los proyectistas pueden seleccionar el espesor de la soldadura, calcular la longitud total de la soldadura necesaria, y colocar los cordones de soldadura alrededor de los extremos de los miembros.

DISEÑO DE SOLDADURAS

Soldadura entre Montantes y Diagonales con placas de conexión

Electrodo E- 70 4921.49 kg/cm^2

Espesor de placas de unión = 0.95 cm
Espesor de cajones = 0.95 cm
Espesor de canales, t_w = 0.95 cm

Tamaño máximo de soldadura : $t_{max} = t_{PL} - 1/16" = t_{PL} - 0.16mm =$ 9.34 mm

Tamaño propuesto = 6.00 mm

Capacidad de la soldadura por centímetro de longitud:

0.707 x 0.6 x 0.3 x 4921 = 626.25 kg/cm

P_{MAX} EN MONTANTES							
Detalle	**P_{max} kg**	**P_{max}/2 (2 placas)**	**Tamaño mm**	**Resist kg/cm**	**$L_{requerida}$ mm**	**L_{real} mm**	
1	0.00	0.00	**6.00**	626.31	0.00	0.00	
2	2284.00	1142.00	**6.00**	626.31	18.23	762.00	Lreq<Lreal, OK
3	4183.00	2091.50	**6.00**	626.31	33.39	746.00	Lreq<Lreal, OK
4	150.00	75.00	**6.00**	626.31	1.20	499.00	Lreq<Lreal, OK
5	400.00	200.00	**6.00**	626.31	3.19	770.00	Lreq<Lreal, OK
6	1820.00	910.00	**6.00**	626.31	14.53	762.00	Lreq<Lreal, OK
7	0.00	0.00	**6.00**	626.31	0.00	0.00	
8	6503.00	3251.50	**6.00**	626.31	51.92	962.00	Lreq<Lreal, OK
9, 10 y 12	13348.00	6674.00	**6.00**	626.31	106.56	762.00	Lreq<Lreal, OK
11	150.00	75.00	**6.00**	626.31	1.20	866.00	Lreq<Lreal, OK
13	5845.00	2922.50	**6.00**	626.31	46.66	762.00	Lreq<Lreal, OK
14	1820.00	910.00	**6.00**	626.31	14.53	944.00	Lreq<Lreal, OK

P_{MAX} EN DIAGONALES							
Detalle	**P_{max}**	**$P_{max}/2$**	**Tamaño**	**Resist**	**$L_{requerida}$**	**L_{real}**	
	kg	**(2 placas)**	**mm**	**kg/cm**	**mm**	**mm**	
1	2418.00	1209.00	**6.00**	626.31	19.30	680.00	Lreq<Lreal, OK
2	8663.00	4331.50	**6.00**	626.31	69.16	330.00	Lreq<Lreal, OK
3	5490.00	2745.00	**6.00**	626.31	43.83	342.00	Lreq<Lreal, OK
4	0.00	0.00	**6.00**	626.31	0.00	0.00	
5	5490.00	2745.00	**6.00**	626.31	43.83	376.00	Lreq<Lreal, OK
6	6600.00	3300.00	**6.00**	626.31	52.69	332.00	Lreq<Lreal, OK
7	2305.00	1152.50	**6.00**	626.31	18.40	636.00	Lreq<Lreal, OK
8	2417.00	1208.50	**6.00**	626.31	19.30	302.00	Lreq<Lreal, OK
9, 10 y 12	18585.00	9292.50	**6.00**	626.31	148.37	330.00	Lreq<Lreal, OK
11	5490.00	2745.00	**6.00**	626.31	43.83	462.00	Lreq<Lreal, OK
13	6600.00	3300.00	**6.00**	626.31	52.69	330.00	Lreq<Lreal, OK
14	2305.00	1152.50	**6.00**	626.31	18.40	236.00	Lreq<Lreal, OK

Soldadura de Diagonales entre Armadura y Armadura

Fuerza máxima de diagonal 3D P_{max} = -21145.00 ton

P_{max}	**Tamaño**	**Resist**	**$L_{requerida}$**	**L_{real}**	
kg	**mm**	**kg/cm**	**mm**	**mm**	
21145.00	**6.00**	626.31	337.61	412.00	Lreq<Lreal, OK

Soldadura entre placas de conexión y cuerdas.

Detalle			CARGAS EN LA CONDICIÓN MAS DESFAVORABLE					2 placas	**Tamaño**	Resist E	L_{req}	L_{real}	Condicion
tipo	Φ°	Φ_{rad}	FZA MONT	FZA DIAG	ΣFx	ΣFy	R (ton)	R/2 (ton)	**mm**	kg/cm	mm	mm	
1	59.00	1.03	0.00	2.42	1.25	2.07	2.42	1.21	**6.00**	626.31	19.30	908.00	Lreq<Lreal, OK
2	47.00	0.82	23.43	8.66	5.91	29.76	30.35	15.17	**5.00**	521.92	290.71	948.00	Lreq<Lreal, OK
3	45.00	0.79	25.33	5.49	3.88	29.21	29.47	14.73	**6.00**	626.31	235.24	959.00	Lreq<Lreal, OK
4	90.00	1.57	21.30	0.00	0.00	21.30	21.30	10.65	**6.00**	626.31	170.00	678.00	Lreq<Lreal, OK
5	45.00	0.79	21.55	5.49	3.88	25.43	25.72	12.86	**6.00**	626.31	205.34	965.00	Lreq<Lreal, OK
6	47.00	0.82	22.97	6.60	4.50	27.79	28.15	14.08	**5.00**	521.92	269.71	948.00	Lreq<Lreal, OK
7	63.00	1.10	21.15	2.31	1.05	23.20	23.22	11.61	**6.00**	626.31	185.39	867.00	Lreq<Lreal, OK
8	59.00	1.03	27.65	2.42	1.24	29.72	29.75	14.87	**6.00**	626.31	237.47	848.00	Lreq<Lreal, OK
9, 10 y 12	47.00	0.82	34.49	18.59	12.67	48.09	49.73	24.86	**5.00**	521.92	476.39	924.00	Lreq<Lreal, OK
11	45.00	0.79	21.30	5.49	7.76	29.06	30.08	15.04	**6.00**	626.31	240.12	1188.00	Lreq<Lreal, OK
13	47.00	0.82	26.99	6.60	4.50	31.82	32.13	16.07	**5.00**	521.92	307.84	946.00	Lreq<Lreal, OK
14	63.00	1.10	22.97	2.31	1.05	25.02	25.04	12.52	**6.00**	626.31	199.91	848.00	Lreq<Lreal, OK

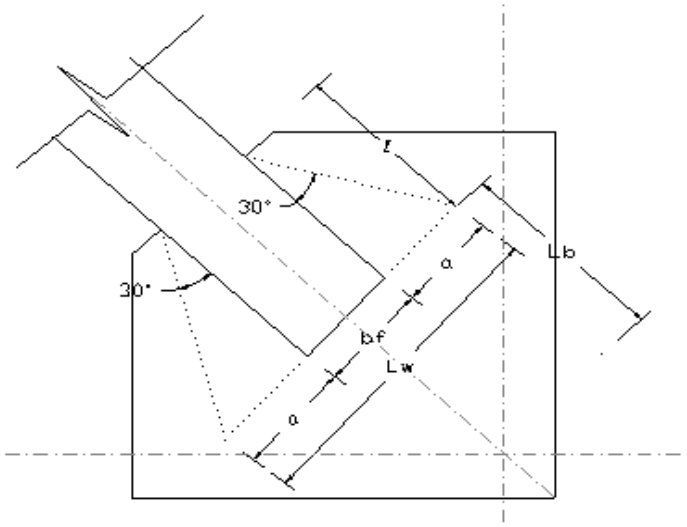
7.2.- Revisión de placas de conexión

REVISIÒN DE PLACAS DE CONEXIÒN (Gusset Plates)

Se eliminaron las excentricidades haciendo coincidir los ejes de cada elemento en los nudos, por lo tanto sobre las placas actúan solo cargas axiales de los montantes, diagonales o cuerdas, que coinciden en el nudo teórico.

L_W = Ancho de la sección de Whitmore
L_b = Longitud de posible pandeo en placa
ℓ = Longitud unión soldada

K = 1.0
b_f = 10.2 cm (OR 102x9.5)
t = 0.95 cm
E = 2039000.0 kg/cm^2
F_y = 3518.0 kg/cm^2 Acero A-50



Detalle	MONTANTE									
tipo	Compres / 2 (kg)	ℓ (cm)	a (cm)	L_W (cm)	L_b (cm)	A (cm^2)	I (cm^4)	r (cm)	KL/r	C_c
1	0.00	0.00	0.00	10.20	0.00	9.69	0.73	0.27	0.00	106.96
2	-1142.00	38.10	22.00	54.19	15.30	51.48	3.87	0.27	55.79	106.96
3	-2091.50	37.30	21.54	53.27	12.00	50.61	3.81	0.27	43.76	106.96
4	-150.00	24.95	14.40	39.01	12.00	37.06	2.79	0.27	43.76	106.96
5	-400.00	38.50	22.23	54.66	12.00	51.92	3.91	0.27	43.76	106.96
6	-1820.00	38.10	22.00	54.19	12.00	51.48	3.87	0.27	43.76	106.96
7	0.00	0.00	0.00	10.20	0.00	9.69	0.73	0.27	0.00	106.96
8	-6503.00	48.10	27.77	65.74	12.00	62.45	4.70	0.27	43.76	106.96
9, 10 y 12	-13348.00	38.10	22.00	54.19	12.00	51.48	3.87	0.27	43.76	106.96
11	-150.00	43.30	25.00	60.20	11.04	57.19	4.30	0.27	40.26	106.96
13	-5845.00	38.10	22.00	54.19	12.00	51.48	3.87	0.27	43.76	106.96
14	-1820.00	47.20	27.25	64.70	10.00	61.47	4.62	0.27	36.46	106.96

Detalle tipo	DIAGONAL Compres / 2 (kg)	ℓ (cm)	a (cm)	L_W (cm)	L_b (cm)	A (cm^2)	I (cm^4)	r (cm)	KL/r	C_c
1	-1209.00	34.00	19.63	49.46	14.00	46.99	3.53	0.27	51.05	106.96
2	-4331.50	16.50	9.53	29.25	15.20	27.79	2.09	0.27	55.43	106.96
3	-2745.00	17.10	9.87	29.95	14.40	28.45	2.14	0.27	52.51	106.96
4	0.00	0.00	0.00	10.20	0.00	9.69	0.73	0.27	0.00	106.96
5	-2745.00	18.80	10.85	31.91	14.40	30.31	2.28	0.27	52.51	106.96
6	-3300.00	16.60	9.58	29.37	15.20	27.90	2.10	0.27	55.43	106.96
7	-1152.50	31.80	18.36	46.92	13.57	44.57	3.35	0.27	49.48	106.96
8	-1208.50	15.10	8.72	27.64	21.63	26.25	1.97	0.27	78.87	106.96
9, 10 y 12	-9292.50	16.50	9.53	29.25	15.20	27.79	2.09	0.27	55.43	106.96
11	-2745.00	23.10	13.34	36.87	16.02	35.03	2.63	0.27	58.42	106.96
13	-3300.00	16.50	9.53	29.25	15.20	27.79	2.09	0.27	55.43	106.96
14	-1152.50	11.80	6.81	23.83	24.14	22.63	1.70	0.27	88.02	106.96

FUERZAS DE MONTANTES SOBRE PLACAS

PLACA EN COMPRESIÓN

Detalle tipo	kg/cm^2 Fa ≥ fa		
1	1659.43	Sin Comp	OK
2	1542.71	22.18	OK
3	1587.63	41.33	OK
4	1587.63	4.05	OK
5	1587.63	7.70	OK
6	1587.63	35.35	OK
7	1659.43	Sin Comp	OK
8	1587.63	104.12	OK
9, 10 y 12	1587.63	259.26	OK
11	1598.66	2.62	OK
13	1587.63	113.53	OK
14	1609.57	29.61	OK

FUERZAS DE DIAGONALES SOBRE PLACAS

PLACA EN COMPRESIÓN

Detalle tipo	kg/cm^2 Fa ≥ fa		
1	1561.70	25.73	OK
2	1544.23	155.87	OK
3	1556.04	96.49	OK
4	1659.43	Sin Comp	OK
5	1556.04	90.56	OK
6	1544.23	118.28	OK
7	1567.61	25.86	OK
8	1426.15	46.03	OK
9, 10 y 12	1544.23	334.38	OK
11	1531.47	78.36	OK
13	1544.23	118.75	OK
14	1368.87	50.92	OK

7.3.- Capacidad requerida y propuesta de gato hidráulico

De acuerdo al Plano E-01 plano general, se tiene la siguiente especificación para el gato hidráulico

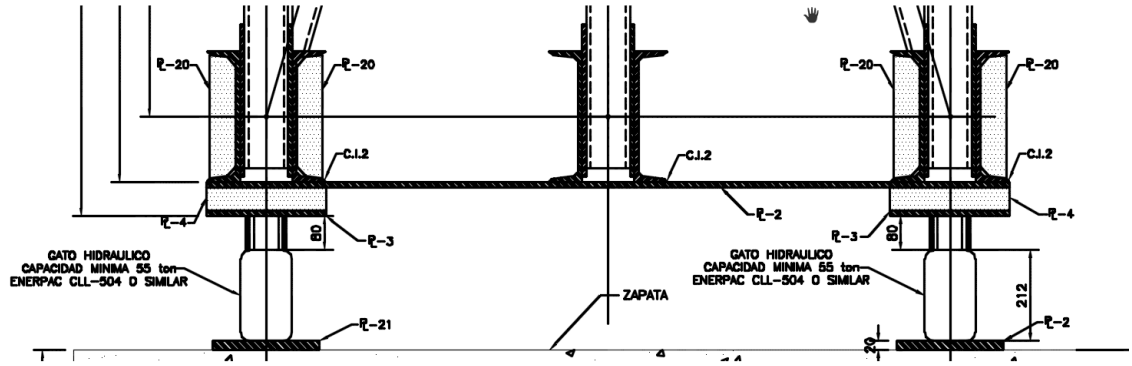


Figura 7.6 Especificaciones del gato hidráulico.

Gato hidráulico, capacidad mínima de 55 t, ENERPAC CLL-504 o similar, posteriormente al realizar el modelo estructural se obtienen las siguientes reacciones en los apoyos izquierdo y derecho.

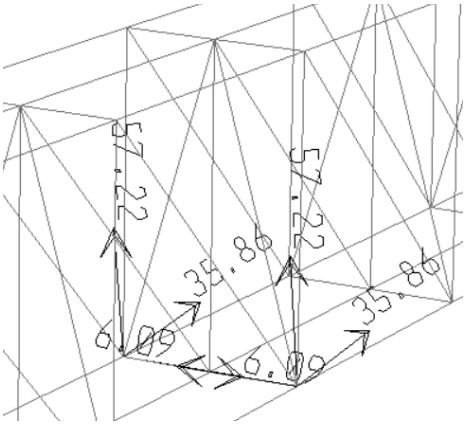


Fig. 7.7 Reacciones en apoyos izquierdos

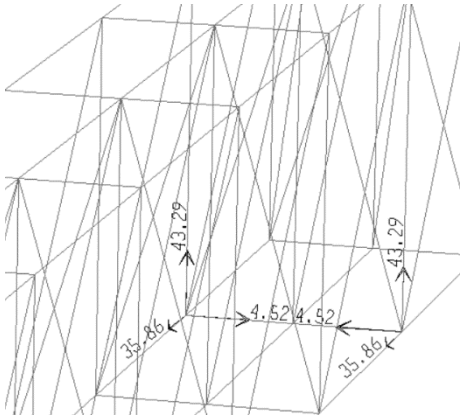


Fig. 7.8 Reacciones en apoyos derechos

De acuerdo a lo anterior los gatos hidráulicos no son suficientes y se requiere una mayor capacidad a la mostrada en los planos estructurales.

7.4.- Diseño de zapatas de concreto reforzado

La armadura de acero se apoyo sobre zapatas de concreto reforzado que transmitieron las cargas al suelo, se revisará si el armado propuesto en los planos es suficiente

ZAPATAS DE CONCRETO REFORZADO

Según análisis estructural.

CM + CV:	Reacciones en apoyos izq. =	114.44	ton	
	Reacciones en apoyos der. =	86.58	ton	

Capacidad de carga estimada del suelo: 30.00 ton/m²

Dimensiones propuestas de zapata

h =	55.00	cm
r =	4.00	cm
d =	51.00	cm
$\gamma_{concreto}$ =	2.40	t/m³

q_e = 28.78 ton/m² Cap. de carga restante

Area mínima requerida = 3.98 m²

Dimensiones propuestas	b =	2.70	m	
	L =	1.50	m	
	A =	4.05	ton/m²	OK

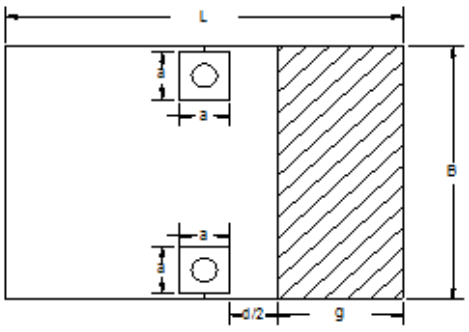
Distancia mín permitida al borde 1.5 L =	2.25	m	
Distancia mínima real al borde =	2.38	m	OK

Placa base entre Gato y Concreto: a x a

a =	25	cm	=	9.84 in
a + d/2 =	50.50	cm	=	19.88 in

Revisión por cortante en un sentido o cortante de viga

B =	270.00	cm	→	106.30	in
L =	150.00	cm	→	59.06	in
A_{tot} =	40500.00	cm	→	6277.51	in
a =	25.00	cm	→	9.84	in
d =	51.00	cm	→	20.08	in
g =	37.00	cm	→	14.57	in
$2P_u$ =	297544.0	kg		655961.2	lb
q_u =	7.347	kg/cm²			
V_{u1} =	73394.19	kg		161803.8	lb



$$d = \frac{V_{u1}}{\phi 2.\sqrt{f'c}\,b} = 15.02 \text{ in} = 38.14 \text{ cm} \quad < d, \text{ OK}$$

Revisión del cortante por penetración

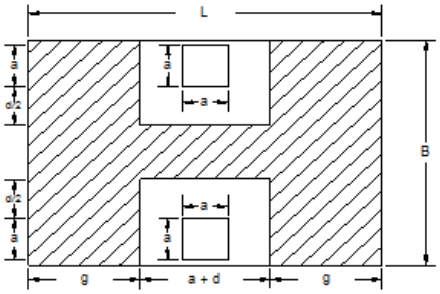
$2P_u$ =	297544.00	kg	f'c =	250.00	kg/cm² =	3555.84	lb/in²
$A_{sombreada}$ =	36662.00	cm²	fy =	4200.00	kg/cm² =	59738.03	lb/in²
$2A_o$ =	3838.00	cm²	$2b_o$ =	354.00	cm =	139.37	in
			ϕ =	0.85			
			β_c =	1.00			

En la sección crítica V_u = 269347.1 kg = 593798.75 lb

$$d = \frac{V_u}{\phi\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f'_c}\,b_o} = 14.01 \text{ in} = 35.58 \text{ cm}$$

$$d = \frac{V_u}{4\sqrt{f'_c}\,b_o} = 17.86 \text{ in} = 45.37 \text{ cm}$$

< d, OK



Revisión por flexión

En sentido longitudinal del puente

$$M_{max} = Bq_u(g + d/2)\frac{(g+d/2)}{2} = 3874270.8 \text{ kg-cm} = 38.743 \text{ t-m}$$

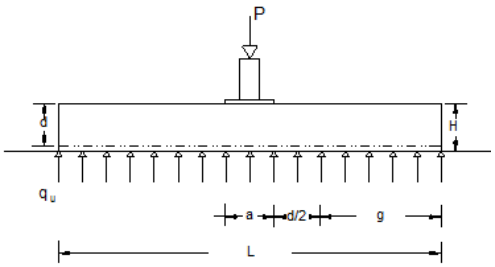
Acero requerido

φ =	0.90		d =	51.00	cm
b =	270.00	cm	f'c =	250.00	kg/cm²
h =	55.00	cm	fy =	4200	kg/cm²
r =	4.00	cm			

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 6.13 \qquad \rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_u}{0.85 f'_c}}\right) = 0.0015$$

$A_s = \rho b d$ = 20.40 cm²

$A_s \geq$ 20.40 cm²



En sentido transversal del puente

φ =	0.90		d =	51.00	cm
b =	150.00	cm	f'c =	250.00	kg/cm²
h =	50.00	cm	fy =	4200	kg/cm²
r =	4.00	cm			

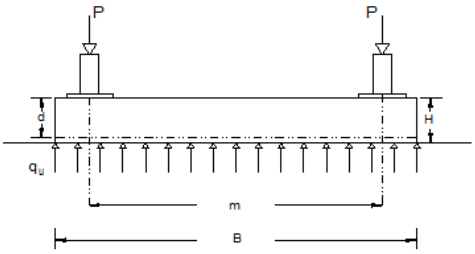
m = 230.00 cm

$$M_{max} = \frac{\omega B}{4}\left(m-\frac{B}{2}\right) = 7066670.0 \text{ kg-cm} = 70.667 \text{ t-m}$$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 20.13 \qquad \rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_u}{0.85 f'_c}}\right) = 0.0050$$

$A_s = \rho b d$ = 38.58 cm²

$A_s \geq$ 38.58 cm²



Acero mínimo

$$M_{cr} = \frac{f_t I_g}{y_t} = \frac{1.98\sqrt{f_c'}\left(\frac{bh^3}{12}\right)}{h/2} = \quad 42.616 \quad \text{t-m} \longleftarrow \text{Mom. de agrietamiento}$$

$1.2M_{cr}$ = 51.139 t-m

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \quad 8.09 \qquad \rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f_c'}}\right) = \quad 0.0020$$

Acero requerido A_{min} = 27.05 cm²

Si se utilizan barras del No: 6
$As_{UNA\ BARRA}$ = 2.85 cm²
No de barras = 10
As = 28.50 cm²
Barras del No 6 @ 15

Revisión del acero mínimo por temperatura 2.65 cm²/m

con barras del No 4: As = 0.71 cm²

b =	2.70	m	⟶	7.16	cm²	⟶	11.00	vars	@	24.00 cm
L =	1.50	m	⟶	3.98	cm²	⟶	6.00	vars	@	25.00 cm

Se usarán barras del No 6 @ 15 cm

7.5.- Revisión del aplastamiento del alma en el apoyo

La fluencia local del alma se aplica a todas las fuerzas concentradas, ya sean de tensión o compresión, la resistencia nominal del alma de una viga en la base del cordón de soldadura que la conecta al patín, cuando se aplica una carga concentrada o una reacción, se determina con alguna de las dos expresiones siguientes, en la que k es la distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura, l_b es la longitud de apoyo de la fuerza paralela al plano del alma, F_{yw} es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado del alma, y t_w es su espesor

Si la fuerza es una carga concentrada o una reacción que causa tensión o compresión y esta aplicada a una distancia mayor que el peralte del miembro, d, medido desde su extremo, entonces

$$R_n = (5k + l_b)F_{yw} * t_w$$

$$\Phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 1.5 \text{ (ASD)}$$

Si la fuerza es una carga concentrada o una reacción aplicada a una distancia d o menor desde el extremo del miembro, entonces

$$R_n = (2.5k + l_b)F_{yw} * t_w$$

$$\Phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 1.5 \text{ (ASD)}$$

Aplastamiento del alma, si se aplican cargas concentradas de compresión a un miembro cuya alma no está atiesada, la resistencia nominal por aplastamiento del lama debe determinarse por medio de alguno de las dos ecuaciones siguientes. Si se proporcionan uno o dos atiesadores al alma o una o dos placas de refuerzo y estos se extienden por lo menos hasta la mitad del peralte, no es necesario revisar el aplastamiento

Si la carga concentrada se aplica a una distancia mayor que o igual a d/2, medida desde el extremo del miembro, entonces.

$$R_n = 0.80\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

Si la carga concentrada se aplica a una distancia menor que d/2 medida desde el extremo del miembro, entonces:

$$para\ \frac{l_b}{d} \leq 0.2$$

$$R_n = 0.40\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

$$para\ \frac{l_b}{d} \geq 0.2$$

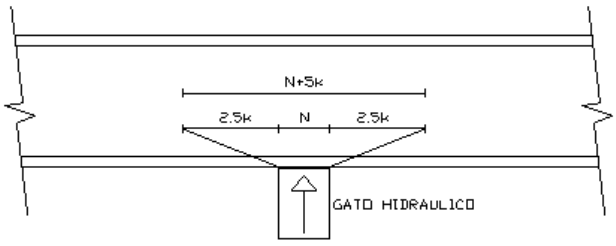
$$R_n = 0.40\, t_w^2 \left[1 + \left(4\frac{l_b}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

APLASTAMIENTO DEL ALMA

SECCION TRANSVERSAL

2 CANALES CE 305x37.2



F_y =	2530	kg/cm^2
0.55*Fy=	1391.5	kg/cm^2
E=	2039000	kg/cm^2

Del manual IMCA:

		t_w =	0.983	cm
		t_f =	1.27	cm
		d =	30.5	cm
k =	29	mm =	2.9	cm

Dimensión del apoyo, l_b o N = 15 cm

Fluencia local en el alma

$$R_n = (5k + l_b)F_{yw} * t_w$$

Rn = 40351.41 kg

Rn/1.5 = 26.90094 ton

ASD	
Ω =	1.5
Ω =	2

fluencia

aplastamiento

Aplastamiento del alma

Reacciones en extremos

$$\frac{l_b}{d} = 0.491803 \quad > \quad 0.2$$

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} = \quad 51562.939 \quad \text{kg}$$

Rn/2 = 25.78147 ton

Reacciones en las cargas concentradas

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} = \quad 93825.787 \quad \text{kg}$$

Rn/2 = 46.91289 ton

Del análisis se obtiene la máxima reacción en el apoyo (Gato hidráulico):

Ra = 57.22 ton dividida entre las dos canales

Ra = 28.61 ton / canal

28.61 < 46.9 OK

Por lo tanto el alma no se aplasta y teóricamente no requiere atiesadores de apoyo, sin embargo se colocaron atiesadores en los apoyos, uno en cada canal.

8.- Conclusiones y comentarios

A partir de los resultados de la revisión se puede concluir que los elementos estructurales de la cuerda superior trabajaron no solo bajo carga axial de tensión o compresión, esto debido a las cargas en los nodos de la armadura. Lo anterior se modelo mediante cargas distribuidas sobre las cuerdas superiores por lo que se realizó una revisión por flexocompresión de dichas elementos y se comprobó que las cuerdas superiores cumplen ya que el esfuerzo permisible es mayor al actuante.

En el caso de cuerdas inferiores, diagonales y montantes que solo trabajan a carga axial posterior a la revisión se tiene que los esfuerzos actuantes son menores a los permisibles.

De los resultados de la revisión de la soldadura se puede comprobar que gracias a la resistencia de la soldadura y la longitud real en la armadura se proporcionó la suficiente capacidad para que el elemento estructural pudiera soportar las cargas solicitadas para la construcción del puente.

Se debió verificar que el electrodo sea compatible con los aceros a unir, en este caso se usó un electrodo tipo E-70XX, que permite soldar las cuerdas superiores e inferiores a los montantes y diagonales mediante placas de conexión.

Por otro lado, se tiene una diferencia tanto en la propuesta del gato hidráulico y las dimensiones de la zapata, esto se debe a que cada modelo estructural es diferente por lo tanto en esta revisión se obtuvo como resultado un gato hidráulico con una mayor capacidad de carga y una cimentación con dimensiones diferentes a las indicadas en los planos anexos

9.- Referencias bibliográficas

American Institute of Steel Construction Inc. 13 Edition. Manual AISC

Manual de Construcción en Acero IMCA, Editorial Limusa.

González Cuevas Oscar M., Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. 4 Edición, Limusa.

McCormac Jack C. Diseño de Estructuras de Acero, 5 Edición, Alfaomega.

McCormac Jack C. Diseño de Concreto Reforzado, 8 Edición, Alfaomega.

Tena Colunga Arturo, Análisis de Estructuras con Métodos Matriciales, Editorial Limusa.

González Cuevas Oscar M., Análisis Estructural, Editorial Limusa.

Estudio y proyecto ejecutivo para la construcción en paralelo al existente del puente "El Tapón^ ubicado en el km 118 +500 del tramo Guadalajara-Colima, Abril 2008

Anexo 1.- Planos estructurales