

1. ANTECEDENTES

El laboratorio de resistencia de materiales de la U.A.J.M.S, no cuenta con el diseño de un puente grúa, siendo el mismo un equipo indispensable para la manipulación de diferentes condiciones de cargas en ensayos de estructura sobre la losa de carga.

El puente grúa es una solución eficiente para el transporte de cargas pesadas, gracias a su alta rentabilidad y bajo costo de mantenimiento. La confiabilidad y versatilidad de estas máquinas de elevación permite que sean adaptadas a cualquier aplicación y cualquier espacio, desde la industria del acero hasta pequeños talleres para el transporte de materiales de forma rápida y segura.

1.1. El problema

El problema que permite realizar el diseño de un Puente grúa tipo monorriel, es la inaplicabilidad de diferentes condiciones de carga en ensayos de estructuras sobre la losa de carga del laboratorio de Resistencia de materiales de la UAJMS.

1.1.1. Planteamiento

En el diseño y construcción de la losa de carga no se tomó la previsión necesaria para el manipuleo de estructuras a ensayar bajo diferentes condiciones de carga.

1.1.2. Formulación

El presente proyecto de ingeniería civil plantea el diseño estructural tomando en cuenta lo siguiente:

- El puente grúa será un elemento que debe ser concordante con las instalaciones de laboratorio de resistencia de materiales.
- La estructura es metálica con elementos que están bajo la normativa utilizada.
- El puente grúa está compuesto por una viga principal.
- La estructura está sometida a diferentes condiciones de carga, tanto en usos académicos como trabajos de investigación.

- El dimensionamiento del puente grúa debe ser un elemento cuya durabilidad sea para la vida útil del laboratorio, con condiciones de uso normales y con mantenimiento continuo.
- Se plantea un diseño estructural del puente grúa con el cómputo métrico y costo final de la estructura a diseñar.

1.1.3. Sistematización

El proyecto del diseño estructural del puente grúa considera lo siguiente para el dimensionamiento:

- a) Determinar los parámetros de diseño de acuerdo a normas.
 - b) Los materiales constituyentes del puente grúa son de acero.
 - c) Los perfiles de cada elemento son diseñados en función a los diferentes tipos de carga a los que están sometidos.
 - d) Establecer las diferentes condiciones de carga a la que estará sometida la estructura.
- La carga que se someterá a la estructura será de 5 toneladas.
 - Las ménsulas de hormigón armado que ya están construidas se verificaron con la misma normativa de Hormigón Armado (EH-91) que fueron diseñadas.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

- Diseñar un puente grúa (semi-pórtico) tipo monorriel para el laboratorio resistencia de materiales de la carrera de ingeniería civil UAJMS.

1.2.2. Específico

- Diseñar cada elemento del puente grúa utilizando el método AISC – LRFD (American Institute of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design).
- Plantear y elegir la mejor alternativa de diseño para la viga principal, con sección tipo cajón y sección en I asimétrico.

- Diseñar las vigas carrileras (viga sobre las ménsulas y viga dentro del canal) de hormigón armado con la Norma Boliviana (CBH-81).
- Realizar las especificaciones técnicas de los elementos que componen la estructura.
- Plantear un procedimiento de montaje para la implementación de la estructura.
- Determinar un presupuesto general de la estructura diseñada.

1.3. Justificación

1.3.1. Social

El proyecto contará con un diseño opcional de un puente grúa, que ayudará en la utilización de la losa de carga para ensayos de investigación y extensión.

1.3.2. Técnico

El puente grúa (semi- pórtico) ayudará en la manipulación de cargas para una buena utilización de la losa de carga.

1.3.3. Académica

Desde el punto de vista académico, este diseño se llevará a cabo con el único propósito de aportar a la Universidad Juan Misael Saracho con una estructura que será utilizada para el manipuleo de cargas dando utilidad a la losa de carga.

1.4. Marco referencial

1.4.1. Conceptual

1.4.1.1. Puente Grúa

El puente grúa ha sido por mucho tiempo una solución eficiente para el transporte de cargas pesadas, gracias a su alta rentabilidad y bajo costo de mantenimiento. La confiabilidad y versatilidad de estas máquinas de elevación permite que sean adaptadas a cualquier aplicación y cualquier espacio, desde la industria del acero hasta pequeños talleres para el transporte de materiales de forma rápida y segura.

El movimiento de los puentes grúa suele realizarse a lo largo de una edificación, y sus movimientos deben estar claramente identificados.

El puente grúa semi-pórtico realizan movimientos de desplazamiento, ya sea sobre rieles u otros medios.

1.4.1.2. Clasificación de los puentes grúa

Un puente grúa se define como una máquina constituida por diferentes elementos y mecanismos, que tiene como función movilizar cargas dentro del espacio de su rango de acción. Su uso se encuentra limitado a su lugar de montaje siendo por tanto una grúa de tipo móvil.

El movimiento de los puentes grúa suele realizarse a lo largo de una edificación, generalmente una nave industrial, y sus movimientos deben estar claramente identificados.

1.4.1.2.1. Dependiendo del número de vigas principales

- **Monorriel**

Se trata de la versión más económica y óptima para pequeñas cargas o grandes cargas y pequeñas luces, ver figura 1.1.

El Puente grúa monorriel esta constituido por una viga y una solución eficaz para mover cargas cuando resulta necesario aprovechar toda la altura disponible del local y el edificio no es extremadamente ancho. Los puentes grúa de este tipo disponen de doble velocidad en todos los movimientos (elevación, traslación del carro y traslación del puente) y estan equipados con polipastos.

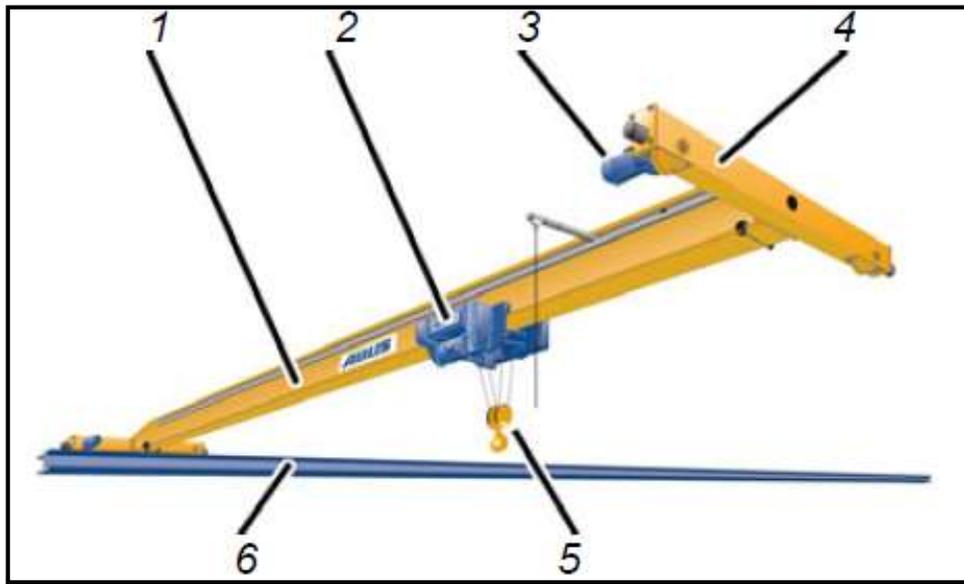


Figura 1.1 Grúa puente Monorriel

- 1.- Viga principal
- 2.- Carro (polipasto de cable o cadena)
- 3.- Accionamiento de traslación de la grúa
- 4.- Testera
- 5.- Gancho
- 6.- Vía de la grúa

- **Birriel**

Los modelos que disponen de dos vigas principales se utilizan mayoritariamente en estructuras que deben cubrir grandes luces, donde una única viga es insuficiente debido a los grandes esfuerzos que deben soportar, o para grandes cargas en las que es necesario dividir los esfuerzos en más de una viga y el carro debe desplazarse por encima de la estructura, ver figura 1.2.

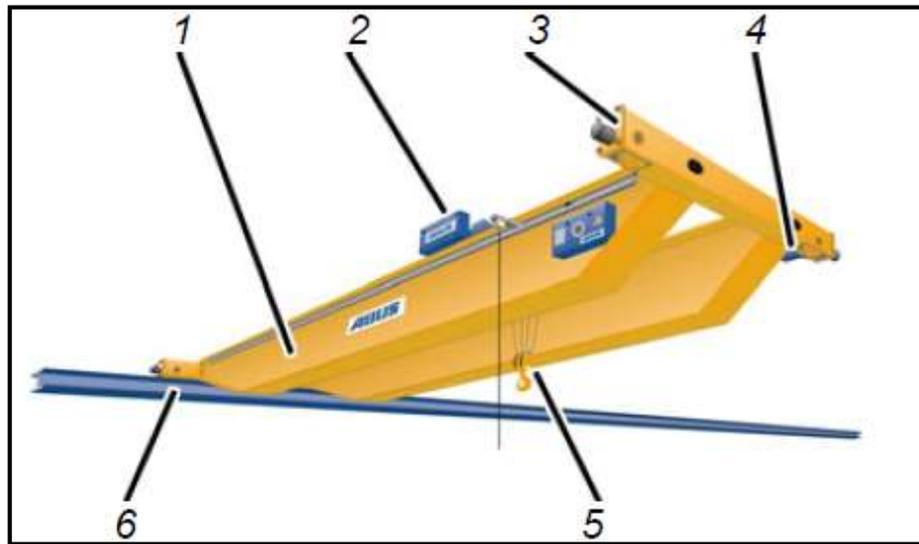


Figura 1.2 Grúa Puente Birriel

- 1.- Viga principal
- 2.- Carro (polipasto de cable o cadena)
- 3.- Accionamiento de traslación de la grúa
- 4.- Testera
- 5.- Gancho
- 6.- Vía de la grúa

1.4.1.2.2. En función de su movimiento

- **Fijas**

Aquellas que se instalan en un lugar en el que desarrollan su trabajo, sin poder desplazarse. Es el claro ejemplo de una grúa de brazo giratorio ver figura 1.3-1.4.

- **Grúa pluma giratoria de columna**

- La grúa sirve para el transporte de cargas dentro de la zona de trabajo en círculo o semicírculo alrededor de la columna de la grúa.

- La columna de la grúa va anclada al suelo de la nave o a un fundamento especialmente creado para ella.

- La grúa tiene un polipasto de cable o un polipasto de cadena.

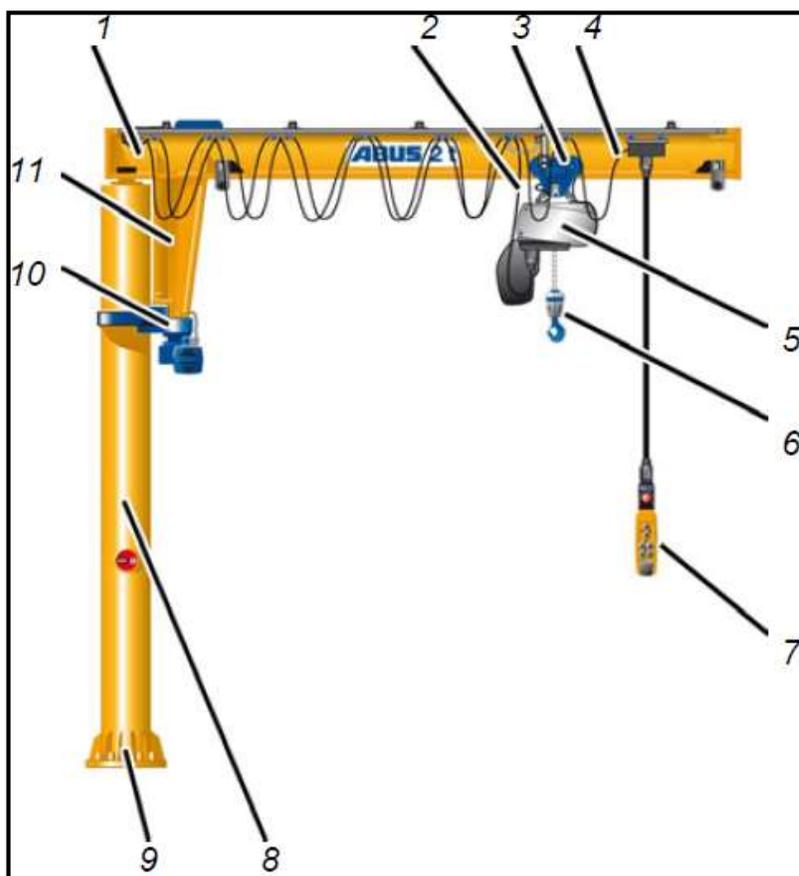


Figura 1.3 Grúa pluma giratoria de columna

- 1.- Brazo
- 2.- Alimentación de corriente del carro
- 3.- Mecanismo de traslación del carro
- 4.- Mando desplazable (opcional)
- 5.- Carro (polipasto de cable o de cadena)
- 6.- Gancho
- 7.- Botonera
- 8.- Columna
- 9.- Pie de columna
- 10.- Sistema giratorio

11.- Consola soporte del brazo

➤ Grúa pluma giratoria mural

- La grúa sirve para el transporte de cargas dentro de la zona de trabajo en semicírculo alrededor de la fijación a la pared.
- La grúa se fija mediante anclaje a la pared de la nave, a una columna estructural o a una columna de hormigón.
- La grúa tiene un polipasto de cable o un polipasto de cadena.

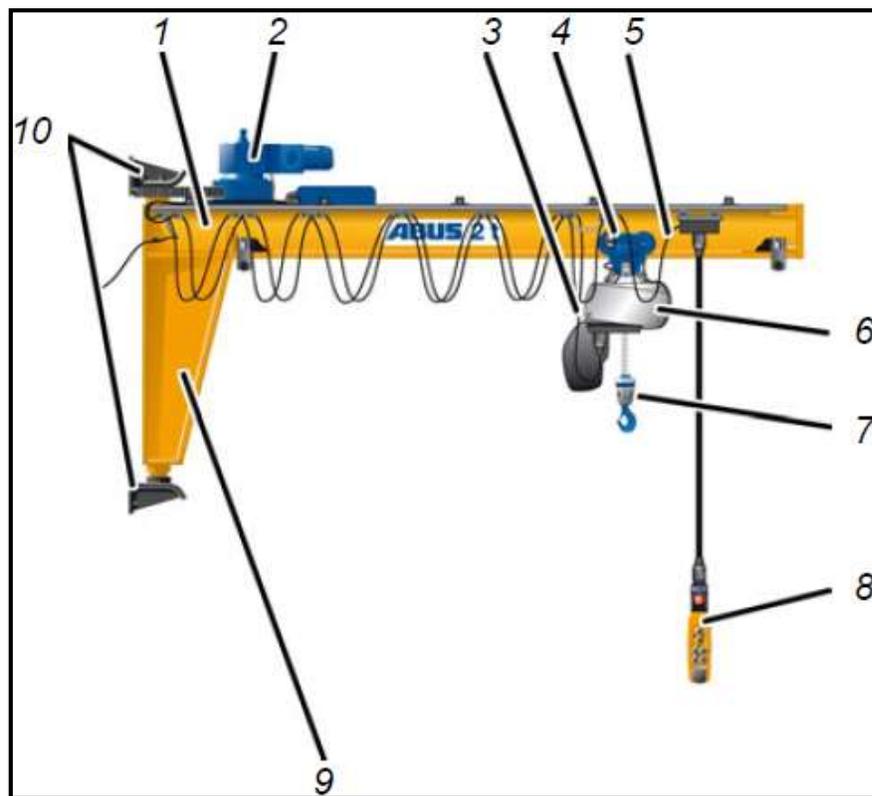


Figura 1.4 Grúa pluma giratoria mural

- 1.- Brazo
- 2.- Sistema giratorio
- 3.- Alimentación de corriente del carro
- 4.- Mecanismo de traslación del carro
- 5.- Mando desplazable (opcional)

- 6.- Carro (polipasto de cable o de cadena)
- 7.- Gancho
- 8.- Botonera
- 9.- Consola soporte del brazo
- 10.- Rodamiento de pared

- **Portátiles**

Son equipos que pueden ser desensamblados y trasladados hasta otro lugar. Un ejemplo sería una grúa torre ver figura 1.5.



Figura 1.5 Grúa Torre

- **Móviles**

Son las que tienen posibilidad de realizar movimientos de desplazamiento, ya sea sobre rieles, ruedas neumáticas, oruga, u otros medios. Por ejemplo, una grúa puente ver figuras 1.6, 1.7, 1.8,1.9.

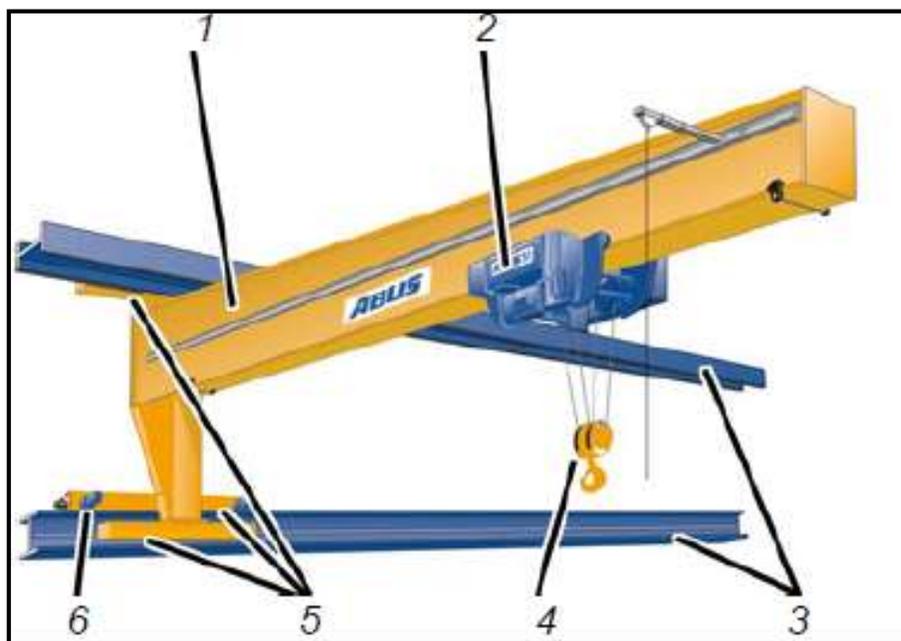


Figura 1.6 Grúa de Consola

- 1.- Viga principal
- 2.- Carro (polipasto de cable o de cadena)
- 3.- Vía de la grúa
- 4.- Trócola y gancho
- 5.- Testero
- 6.- Accionamiento de traslación de la grúa

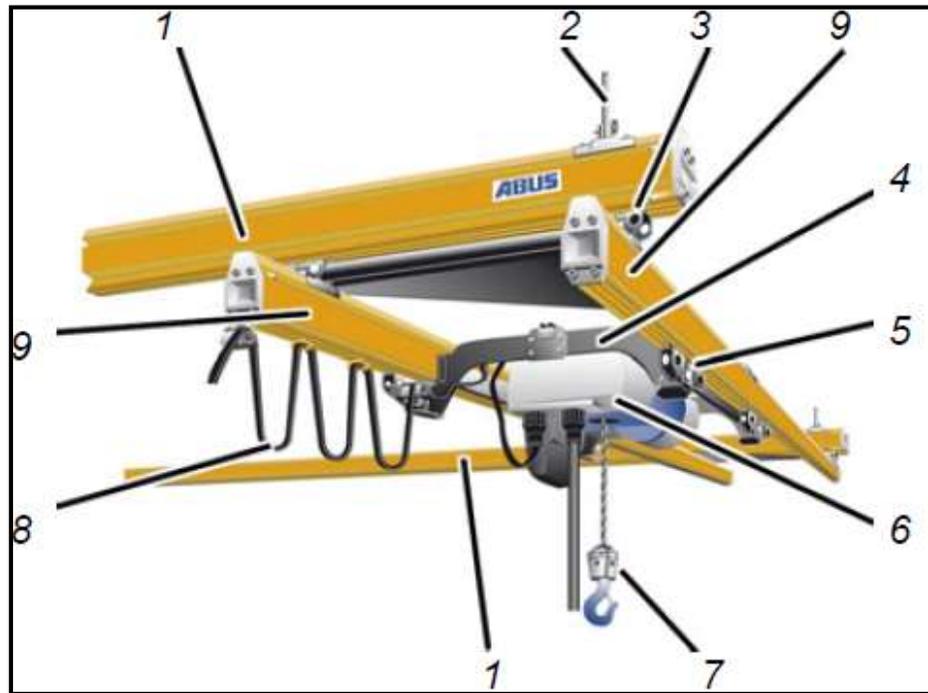


Figura 1.7 Puente Grúa

- 1.- Vía de la grúa
- 2.- Suspensión
- 3.- Mecanismo de traslación de la grúa
- 4.- Bastidor del carro
- 5.- Mecanismo de traslación del carro
- 6.- Carro (polipasto de cadena)
- 7.- Gancho
- 8.- Alimentación de corriente del carro
- 9.- Viga de la grúa

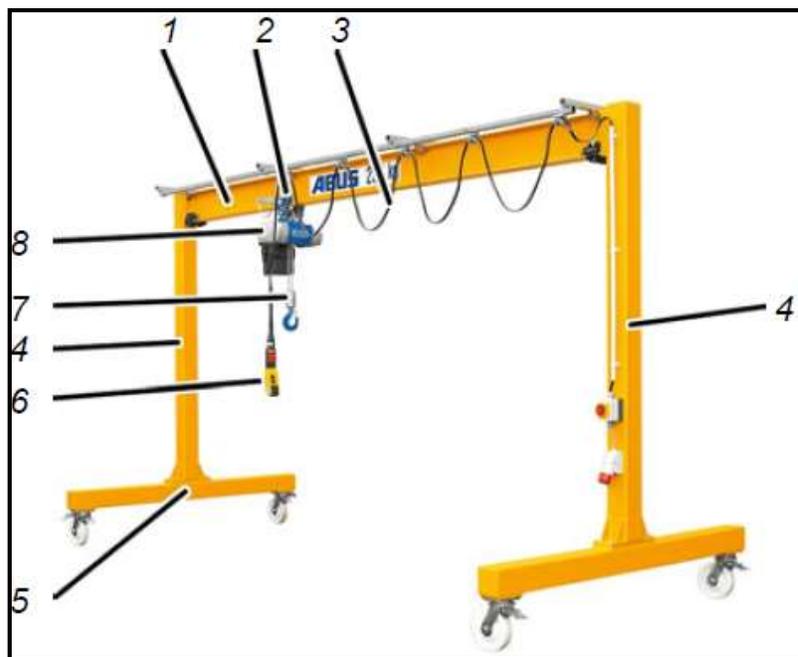


Figura 1.8 Grúa Pórtico Ligera

- 1.- Viga principal
- 2.- Mecanismo de traslación del carro
- 3.- Alimentación de corriente del carro
- 4.- Patas del pórtico
- 5.- Testero
- 6.- Botonera
- 7.- Gancho
- 8.- Carro (polipasto de cadena)

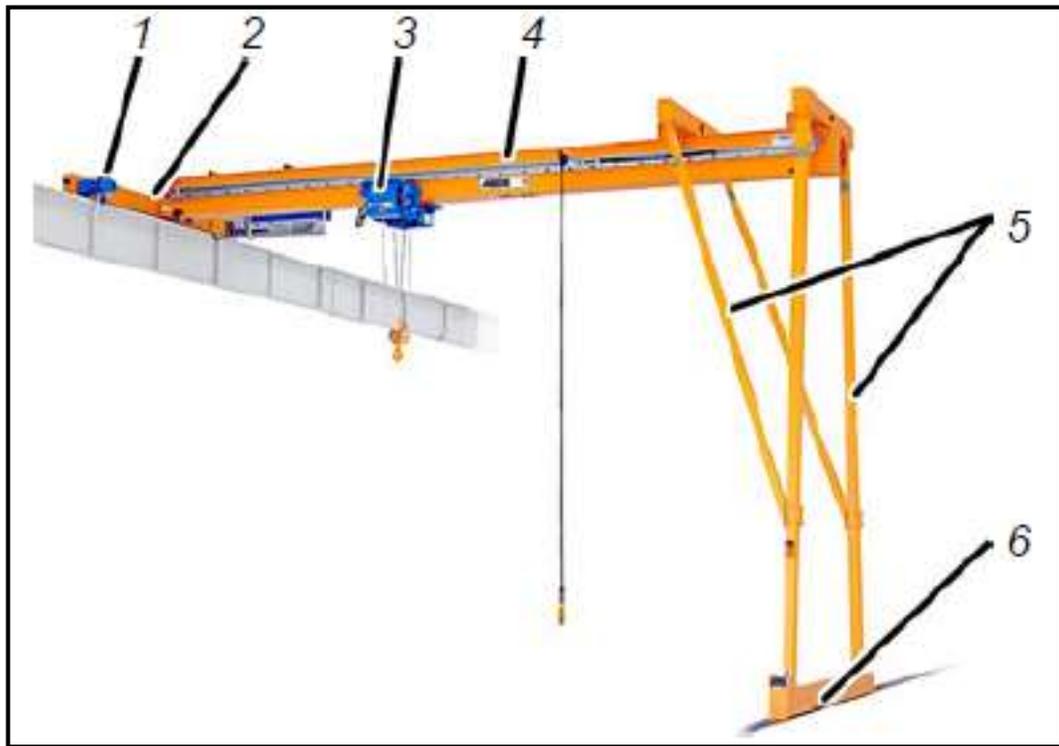


Figura 1.9 Grúa Semi- Pórtico

- 1.- Accionamiento de traslación de la grúa
- 2.- Testero superior
- 3.- Carro (polipasto de cable)
- 4.- Viga principal
- 5.- Patas del pórtico
- 6.- Testero inferior

1.4.1.2.3. Clasificación de grúas según su servicio

CLASE A (servicio poco frecuente)

Esta clase de servicio cubre las grúas que se pueden utilizar en instalaciones tales como las casas de alimentación, servicios públicos, de la turbina, habitaciones, salas de motores y centros de transformación, donde el manejo preciso de los equipos a baja velocidad con tiempo. Cargas de capacidad pueden ser manejados para la instalación inicial de los equipos y de mantenimiento poco frecuente.

CLASE B (servicio ligero)

Este servicio cubre las grúas que se pueden utilizar en los talleres de reparaciones, operaciones de montaje de luz, edificios de servicios, luz, almacenamiento, etc. Donde los requerimientos de servicio son la velocidad lenta. Las cargas pueden variar desde “sin carga” a cargas ocasionales a todo régimen con dos a cinco izados por hora, promediando 3,3 metros (10 pies) por izado.

CLASE C (servicio de moderado)

Este servicio cubre las grúas que se pueden utilizar en los talleres de máquinas o salas de máquinas de fábricas de papel, etc. Donde requisitos de servicio son moderados. En este tipo de servicio de la grúa se encargará de cargas que en promedio el 50 por ciento de la capacidad nominal de 5 a 10 elevaciones por hora, con un promedio de 15 pies, y no más del 50 por ciento de la elevación a la capacidad de régimen.

CLASE D (servicio pesado)

Este servicio cubre las grúas que pueden utilizarse en grandes talleres mecánicos, fundiciones, fabricación de plantas de acero almacenes, patios de contenedores, aserraderos, etc. Y las operaciones de servicio normal con baldes e imanes, donde se requiere una producción de servicio pesado. En este tipo de servicio, las cargas cercanas a 50 por ciento de la capacidad de régimen serán manejados constantemente durante el período de trabajo. Las altas velocidades son deseables para este tipo de servicio con 10 a 20 izados por hora promediando los cinco metros (15 pies), no más del 65 por ciento de los izados a la capacidad de régimen.

CLASE E (servicio severo)

Este tipo de servicio requiere una grúa capaz de manejar cargas se acercan a una capacidad de régimen durante toda su vida.

Las aplicaciones pueden incluir grúas de imán, balde o combinación balde/imán para patio de chatarra, fábrica de cemento, aserraderos, plantas de fertilizante, manejos de contenedores, etc., con veinte o más izados por hora á o cerca de la capacidad de régimen.

CLASE F (servicio severo continua)

Este tipo de servicio requiere una grúa capaz de manejar cargas que se aproximen

continuamente bajo condiciones severas de servicio en toda su vida. Las aplicaciones incluyen grúas especiales diseñadas a medida esencial para la realización de las tareas de trabajo críticos que afectan a la producción total de la instalación fabril. Estas grúas deben proporcionar la más alta fiabilidad con una especial atención a la facilidad de las características de mantenimiento.

1.4.1.3. Componentes del grúa semi-pórtico

1.4.1.3.1. Estructura

La estructura principal del puente grúa es, por normal general, bastante genérica para todos los tipos de puente grúa. Se caracteriza porque en la gran mayoría de los casos contiene los siguientes elementos ver figura 1.10.

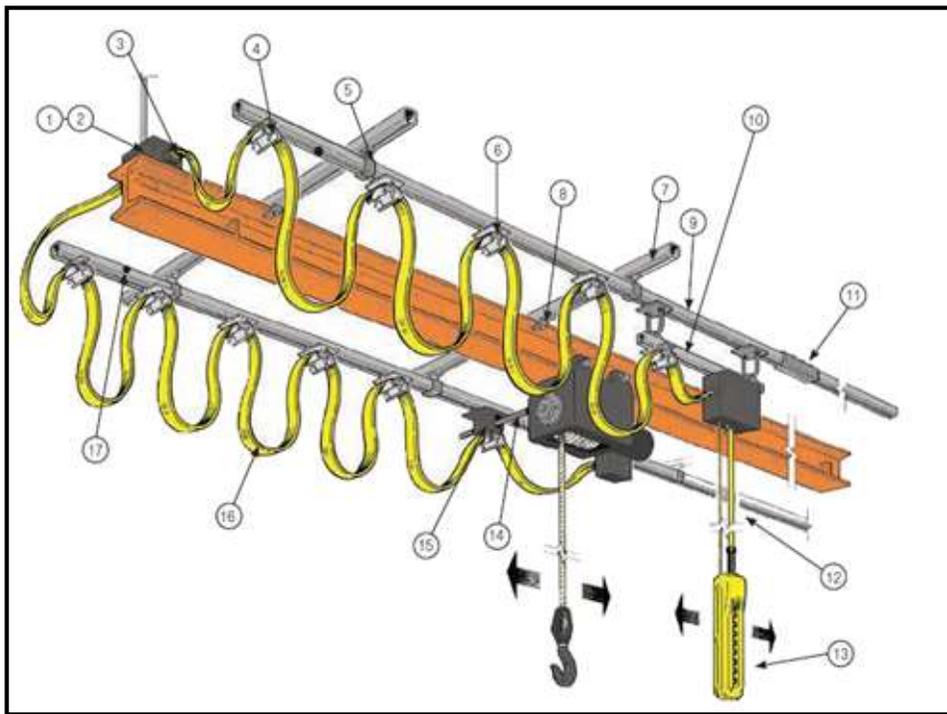


Figura 1.10 Estructura de un Puente Grúa

1. Caja de Conexiones en el Extremo Fijo
2. Bloques de Terminales (adentro de la caja de conexiones)
3. Conectores para Cable
4. Grapa de Fin de Carril

5. Sujetador de Carril
6. Carro Porta-cable
7. Canaletas de Soporte Transversal
8. Grapa para Viga (para las canaletas de soporte transversal)
9. Carril en C
10. Carro Porta Unidad de Control con Caja de Conexiones – o Carro Porta Unidad de Control con Desconexión Automática (no se muestra)
11. Empalme de Carril, ensamble
12. Cable de la Botonera
13. Botonera
14. Brazo de Arrastre
15. Carro de Arrastre
16. Cable Plano de PVC
17. Tope de Fin de Carrera

- **Viga principal**

Es la parte principal de la estructura. Su función es la de soportar el carro móvil y la carga de servicio siendo por tanto la parte crítica de la estructura.

- **Polipasto**

Un aparejo o polipasto es una maquina compuesta por dos o más poleas y una cuerda, cable o cadena que alternativamente va pasando por las diversas gargantas de cada una de aquellas. Se utiliza para levantar o mover una carga con una gran ventaja mecánica, porque se necesita aplicar una fuerza mucho menor que el peso que hay que mover.

Tipos de polipastos:

Existen diferentes tipos de polipastos, los cuales por su forma de operación se clasifican de la siguiente manera:

a) Manuales: Se clasifican en dos tipos:

➤ **Cadena:**

Son aparatos manuales ligeros y concebidos para todo uso, en especial para trabajos pesados. Están contruidos en acero (con lo cuál es idóneo para su utilización en el exterior). Están concebidos de tal manera que permite regular la velocidad de descenso con un mínimo esfuerzo sobre la cadena de mando.

Al tener los engranajes y los piñones endurecidos (tratamiento especial) aseguran una mayor duración y fiabilidad. Están equipados con una serie de dos rodillos y un separador de cadena que aseguran la alineación exacta de la cadena de carga sobre la polea. Todos están sometidos a pruebas dinámicas del 150% de la carga máxima de utilización.

Son de dimensiones reducidas y ligeras de peso, facilitando su manejo, ver figura 1.11.

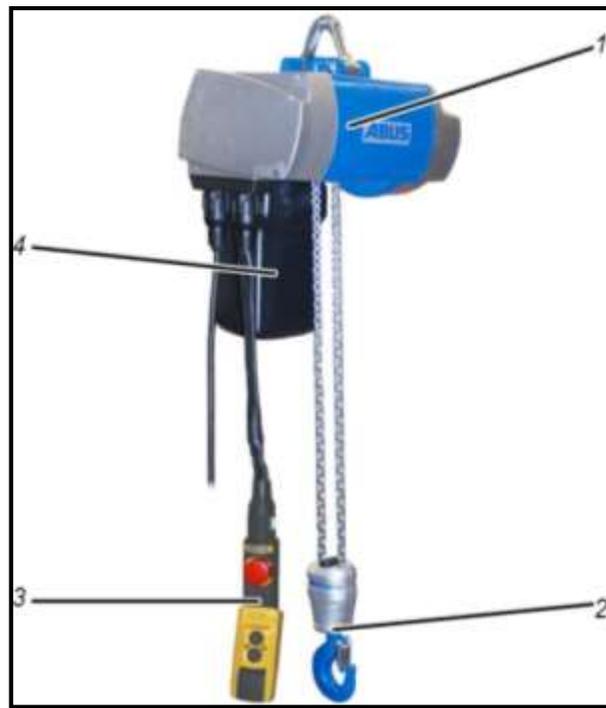


Figura 1.11 Polipasto de Cadena Individual

- 1.- Carcasa
- 2.- Trócola y gancho
- 3.- Botonera

4.- Caja guardacadena

➤ **Palanca**

Polipasto diseñado para manipular cargas en elevación y arrastre, realizando poco esfuerzo sobre la palanca.

Compacto, robusto (especial para trabajos en espacios reducidos), fabricado en acero de alta calidad, dando como resultado un aparato ligero, fiable y seguro. Dispositivo mediante un freno mecánico que lo retiene en cualquier punto y a su vez lo libera cuando es necesario.

Palanca de mano recubierta con empuñadura de goma. Ganchos fabricados en acero forjado, resistencia tanto al calor como al desgaste, incorporan lengüeta de seguridad, giratorios 360° aún en la peor de las posiciones. Ver figura 1.12



Figura 1.12 Polipasto de Palanca

b) Eléctricos

Los polipastos eléctricos (Figura 1.13-1.14) realizan la misma función que los manuales, con la única diferencia que cuentan con un motor y transmisión reversible para la carga y descarga; realizándolo mediante una botonera que sirve como control eléctrico. Estos pueden utilizar cadena o cable de acero.



Figura 1.13 Polipasto Eléctrico para grúa tipo monorraíl

- 1.- Engranaje de elevación
- 2.- Bastidor del carro
- 3.- Mecanismo de traslación del carro
- 4.- Motor de carro
- 5.- Trócola y gancho
- 6.- Motor de elevación



Figura 1.14 Polipasto Eléctrico para grúa tipo birriel

- 1.- Bastidor del carro
- 2.- Engranaje de elevación
- 3.- Motor de elevación
- 4.- Trócola y gancho
- 5.- Mecanismo de traslación del carro

c) Neumáticos

Los polipastos neumáticos de cadena se caracterizan por su alta durabilidad y resistencia en un gran número de aplicaciones industriales. Su robusta pero ligera carcasa permite que su transporte sea sencillo. Diseñado para presiones de funcionamiento de 5 a 7 bares. Tiene un motor de pistón giratorio con un factor de servicio del 100% y un número ilimitado de arranques para un funcionamiento continuo. Interruptores limitadores de carrera superior e inferior integrados como estándar. Disco de freno de ajuste automático, libre de mantenimiento. Control extremadamente sensible con parada de emergencia para un posicionamiento preciso de la carga. Válvula de escape para el freno. Para asegurar un funcionamiento sin fallos, el aire comprimido debe estar filtrado y engrasado.



Figura 1.15 Polipasto de cadena neumáticos

- **Vigas testeras**

Las vigas testeras o simplemente testeros son las vigas laterales sobre las que descansa la viga principal. Deslizan sobre una superficie o ruedan sobre un carril y su función es la de derivar los esfuerzos provenientes de la viga principal a los apoyos. Dentro de ellas se alojan las ruedas que sirve de apoyo a la estructura.



Figura 1.16 Viga Testera

- **Viga carrilera**

Parte del puente grúa en el cual se desliza el carro testero, este se apoya sobre unas guías transportando así la carga a lo largo de la fábrica o almacén.



Figura 1.17 Viga Carrilera

- **Línea de alimentación**

Constituyen todos los cables que energizan los motores de movimientos de los carros y el motor de elevación de carga.

- **Unión Viga - Testeros**

La unión viga – testero es la encargada de transferir los esfuerzos desde la viga principal a las vigas testeras laterales. Debe transferir y soportar todos los esfuerzos y por ello debe de ser excepcionalmente rígida. Para ello se realiza mediante distintos elementos y procedimientos que aseguren su rigidez. Se pueden diferenciar dos procedimientos de unión.

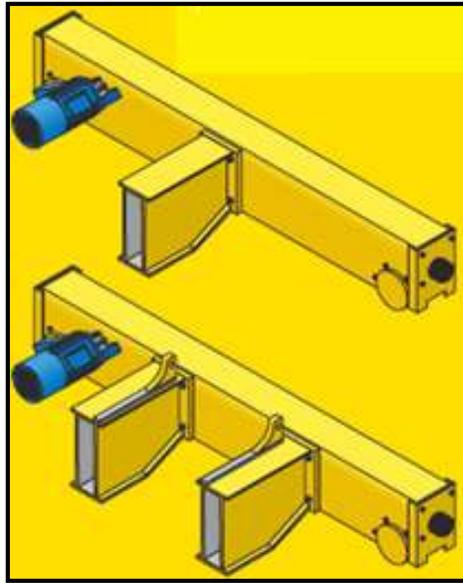


Figura 1.18 Unión Viga-Testera

1.4.1.3.2. Mecanismos

Los Puentes grúa poseen como mínimo tres tipos de movimientos operativos independientes, si no se especifica lo contrario o se limita por disposiciones constructivas. Estos tres movimientos son los mínimos que posibilitan un rango volumétrico, es decir, capaces de mantener una carga dentro de su espacio de operación.

De ahora en adelante se utilizará la notación longitudinal para hacer referencia a la dirección paralela a la longitud de la nave, y transversal para el movimiento en sentido perpendicular.

Estos tres movimientos principales son:

1. Un movimiento de elevación/descenso de carga

Este movimiento se realiza en dirección vertical perpendicular al plano del suelo

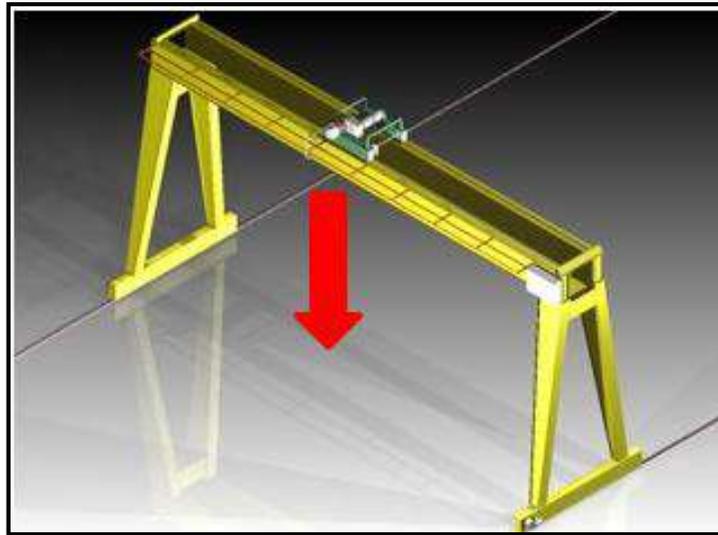


Figura 1.19 Movimiento de elevación y descenso

2. El movimiento del puente a lo largo de los carriles

El citado movimiento se realiza en la dirección horizontal longitudinal de la estructura donde se halla.

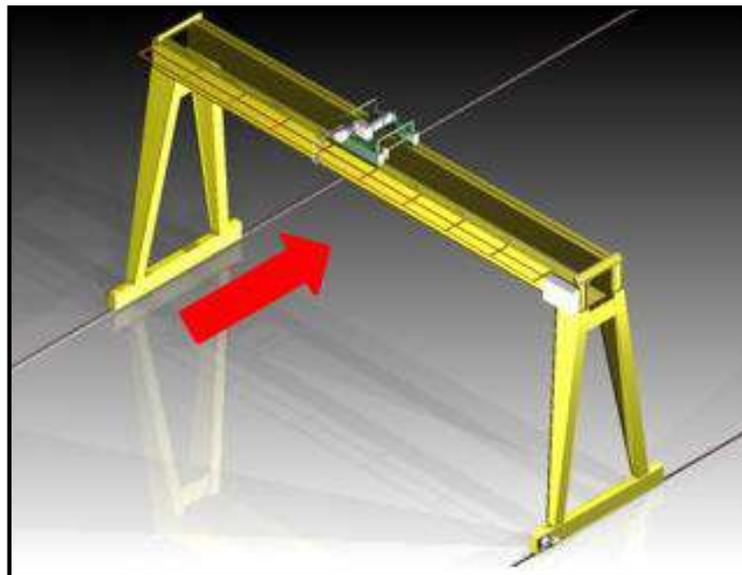


Figura 1.20 Movimiento del puente a lo largo de los carriles

3. El movimiento del carro principal

Se realiza en dirección horizontal y transversal a la estructura. Por motivos de seguridad las combinaciones de movimientos se encuentran bloqueadas electrónicamente por el microcontrolador del aparato. Esto significa que en cada ciclo de manutención, cada movimiento debe realizarse en etapas diferenciadas, exclusivamente se permite la activación de un único mecanismo por etapa.

Los puentes grúa pueden ser clasificados a partir de numerosas y diversas características tales como: carga nominal, tipo de perfil, número de ruedas, tipo de polipasto, colocación del polipasto, etc.



Figura 1.21 movimiento del polipasto

1.4.2. Espacial

El proyecto será emplazado en el laboratorio de resistencia de materiales de nuestra universidad.

La infraestructura estará ubicada en el interior del laboratorio de resistencia de materiales, el mismo se encuentra dentro de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho (Facultad de Ciencias y Tecnología).

1.4.3. Temporal

El proyecto del grúa semi-pórtico será diseñado para un tiempo de duración de 50 años.

1.5. Alcance del proyecto

El presente proyecto tendrá el siguiente alcance:

Se diseñará un semi-pórtico que contendrá una viga principal y una viga testera, una viga carrilera en donde la viga principal del puente grúa estará sujeta por la misma, y por último se diseñará un pórtico testero en donde la viga principal también será apoyada.

- Se hará un relevamiento de información del lugar de emplazamiento del puente grúa para determinar con exactitud las dimensiones y las alturas de cada elemento.
- Se determinará las cargas de servicio.
- El puente grúa estará compuesto por una viga de sección cajón con aletas, la misma tendrá una luz de 11 m con dos apoyos.
- La viga carrilera en donde se desplazará el puente grúa será de hormigón armado de sección rectangular, con una luz de 11,50 m con 4 apoyos fijos.
- El pórtico testero en donde estará apoyada la viga principal se diseñará con una sección cuadrada y dos columnas.
- Se diseñará los apoyos (ruedas) correspondientes del pórtico testero y viga testera.
- Se verificará las ménsulas de hormigón armado que ya están construidos con la normativa vigente de Hormigón Armado (EH-91).
- Se determinará un presupuesto general de la estructura a diseñar.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Relevamiento

Es el registro de la información donde se obtiene los datos más importantes para iniciar con un diseño estructural.

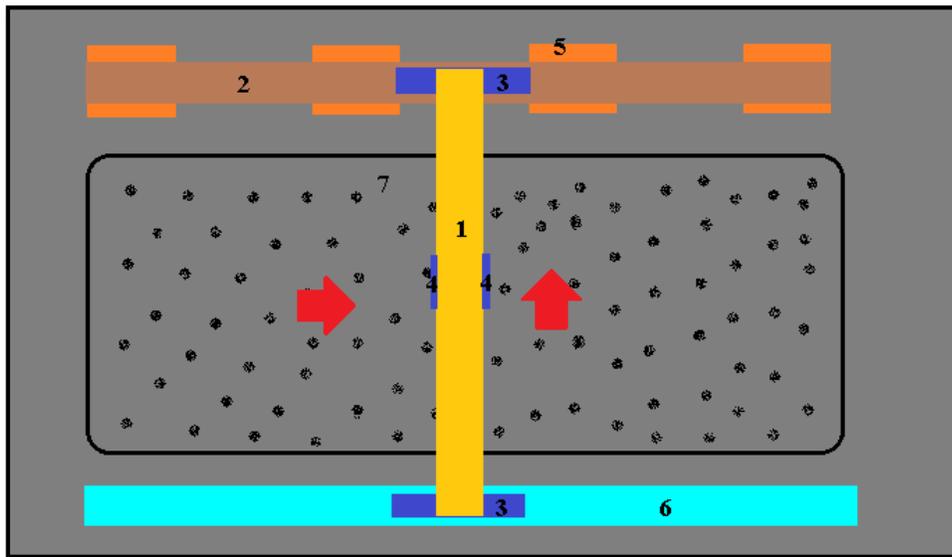


Figura 2.1 Croquis de la Estructura

- 1.- Vigas principal (grúa monorraíl)
- 2.- Viga carrilera
- 3.- Viga testera
- 4.- Polipasto
- 5.- Columnas de H°A°
- 6.- Canal para el riel
- 7.- Losa de carga

2.2. Materiales

Todo el acero estructural usado debe cumplir con las especificaciones ASTM-A36 o debe ser de un tipo aceptado para el propósito para el que se va usar el acero y para las operaciones a ser realizadas con él. Pueden usarse otros materiales adecuados siempre que las partes estén proporcionadas a factores de diseño comparable.

Composicion de colada	Carbono (c)	0,26% máx.			
	Manganeso (Mn)	No hay requisito			
	Fosforo (P)	0,04% máx.			
	Azufre (S)	0,05% máx.			
	Silicio (Si)	0,40% máx.			
	Cobre (Cu)	0,20% máx.			
Propiedades mecanica	Densidad	7850 Kg/m^3		0,28 lb/in^3	
	Límite de fluencia mínimo	250 MPa		36000 Psi	
	Resistencia a la tracción	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
		400 MPa	550 MPa	58000 Psi	80000 Psi
	Módulo de cortante (G)	77 GPa		12200 Ksi	
Módulo de Elásticidad (E)	200 GPa		29000 Ksi		

Tabla 2.1 Composición de la colada y propiedades mecánicas del acero A36

2.2.1.1. Perfiles para viga principal y testera

Para el diseño del puente grúa tipo monorriel, las vigas más adecuadas para la construcción de la estructura que soportará la capacidad de carga son los perfiles de acero que por su forma facilita la colocación de trole. Para el diseño se seleccionará la sección de acuerdo a la norma especificada.

Las vigas del puente grúa deberán ser de secciones en caja de acero estructural soldado, vigas de ala ancha, vigas I normalizadas, vigas reforzadas o secciones construidas con chapas y formas estructurales. El constructor deberá especificar el tipo y la construcción a proveer.

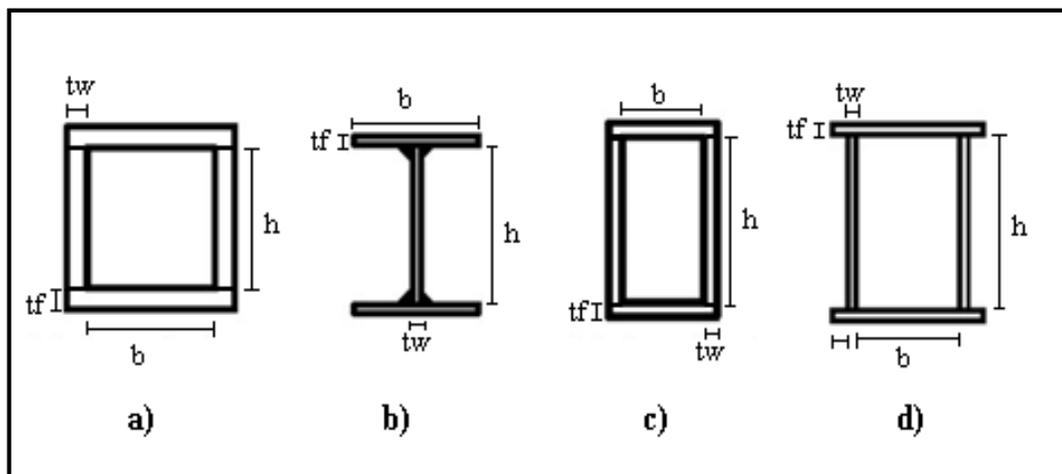


Figura 2.2 Perfiles de Acero

- a) Sección cuadrada armada (cuatro placas soldadas).
- b) Sección I armada (tres placas soldadas).
- c) Sección rectangular armada (cuatro placas soldadas).
- d) Sección rectangular con alas armada (cuatro placas soldadas).

2.2.1.2. Placa de acero estructural

Son productos planos rectangulares que se obtienen por la laminación en caliente de planchones. Se comercializan con bordes de laminación en calidades ASTM A-36 y ASTM A-131.

Se utilizan en la fabricación de calderas, recipientes de presión, tanques para almacenamiento, tubos soldados, industria naval y en la industria metal-mecánica en general.

ESPESOR		PESO		PESOS POR PLACA EN KILOS											
Pulgada	mm.	Kg/m ²	Kg/pla ²	3' X 6'	3' X 8'	3' X 10'	4' X 8'	4' X 10'	5' X 10'	5' X 20'	6' X 20'	6' X 40'	8' X 20'	8' X 40'	
3/16	4.8	37.78	4	---	*84	105	*112	140	176	351	421	---	562	1,123	
1/4	6.3	50.38	5	---	*112	140	*150	187	234	468	562	---	749	---	
5/16	7.9	62.97	6	---	*140	176	*187	234	293	585	702	---	936	---	
3/8	9.5	75.56	7	---	*168	211	*225	281	351	702	842	1,685	1,123	2,246	
7/16	11.1	88.05	8	---	---	246	---	---	---	---	983	---	---	---	
1/2	12.7	100.75	9	---	*225	281	*300	374	468	936	1,123	2,246	1,498	2,995	
9/16	14.3	113.24	11	---	---	*316	---	---	---	---	1,264	---	---	---	
5/8	15.9	125.94	12	211	281	351	374	468	585	1,170	1,404	2,808	1,872	3,744	
3/4	19.0	151.12	14	253	337	421	449	562	702	1,404	1,685	3,370	2,246	4,493	
7/8	22.2	176.31	16	---	---	*491	---	---	---	---	1,966	---	2,621	---	
1	25.4	201.50	19	337	449	562	599	749	936	1,872	2,246	4,493	2,995	5,990	
1 1/8	28.6	226.69	21	---	---	632	---	---	---	---	2,527	---	3,370	6,739	
1 1/4	31.7	251.88	23	---	562	702	749	936	1,170	2,340	2,808	5,616	3,744	7,488	
1 3/8	34.9	277.06	26	---	---	---	---	---	---	---	---	---	4,118	---	
1 1/2	38.1	302.25	28	---	674	842	899	1,123	1,404	2,808	3,370	---	4,493	8,986	
1 5/8	41.3	327.44	30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	4,867	---	
1 3/4	44.4	352.62	33	---	---	983	---	---	1,872	---	3,931	---	5,242	---	
2	50.8	403.00	37	---	899	1,123	1,198	1,498	---	3,744	4,493	---	5,990	11,981	
2 1/4	57.1	453.38	42	---	---	1,264	---	1,685	---	---	5,054	---	6,739	---	
2 1/2	63.5	503.75	47	---	---	1,404	---	1,872	---	---	5,616	---	7,488	---	
2 3/4	69.8	554.12	51	---	---	---	---	---	---	---	---	---	8,237	---	
3	76.2	604.50	56	---	---	1,685	---	2,246	---	---	6,739	---	8,986	---	
3 1/2	88.9	705.25	66	---	---	---	---	---	---	6,552	7,935	---	10,483	---	
4	101.6	806.00	75	---	---	---	---	---	---	7,448	9,069	---	11,981	---	
4 1/2	114.3	906.75	84	---	---	---	---	---	---	---	---	---	13,478	---	
5	127.0	1,007.50	94	---	---	---	---	---	---	---	---	---	14,976	---	
5 1/2	139.7	1,108.25	103	---	---	---	---	---	---	---	---	---	16,474	---	

Tabla 2.2 Placas de Acero ASTM A-36 (Catálogo Fortacero)

2.3. Cargas de diseño

Las cargas estructurales del puente grúa están sometidas en servicio a la aplicación repetidas de cargas variables con el tiempo, que inducen tensiones variables en miembros y conexiones a través de la interacción del sistema estructural y de las formas de los cortes transversales. Las cargas que actúan sobre la estructura se dividen en tres categorías sobre el análisis de ingeniería de la resistencia, son considerables como cargas principales, también llamadas cargas muertas, que están siempre presentes; como la carga del aparejo que actúa durante cada ciclo y las fuerzas de inercia que actúan durante el movimiento de las grúas, sus componentes y las cargas del aparejo. Las cargas de efectos, como las de viento durante la operación, fuerzas de oblicuidad, cargas de nieve, temperaturas, cargas sobre pasarelas, escaleras, plataformas y barandillas son clasificadas como cargas adicionales y solamente son consideradas para el análisis general de la resistencia y para el análisis de la estabilidad.

Las cargas como la colisión, cargas de viento fuera de servicio y cargas de ensayo aplicadas durante el ensayo de cargas, son consideradas como cargas extraordinarias, excepto para las cargas de colisión y vientos fuera de servicio, no son parte de las especificaciones.

2.3.1. Cargas permanentes o muertas

Son aquellas cargas que tiene pequeñas variaciones durante el periodo de vida útil de la estructura, se consideran: el peso propio de la estructura más las carga por concepto de elementos de unión.

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Para diseñar una estructura y pesos exactos de las partes no se conocen, hasta que se hace el análisis estructural y se selecciona los miembros de la estructura. Los pesos, determinados de acuerdo con el diseño, deben compararse con los pesos estimados. Si se tiene grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y efectuar el diseño con una estimación más precisa de las cargas.

2.3.2. Cargas variables o vivas

Son las cargas que tienen una elevada posibilidad de variaciones en pequeños intervalos de tiempos, y no son despreciables tales como:

La carga izada consiste en la carga de trabajo y el peso de los dispositivos de izado empleado para el manejo y sostén de la carga de trabajo, como el cuadernal de carga, viga de izado, balde, imán, quijadas y otros dispositivos suplementarios.

2.3.3. Cargas de impacto

Las cargas de impacto las causan las vibraciones de las cargas móviles. Estas cargas son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente generadas y la magnitud de las cargas consideradas como muertas.

Descripción del trabajo	Porcentajes mínimos
Para soportes de elevadores.	100%
Para traveses de soporte de grúas viajeras operadas desde el piso y sus conexiones.	10%
Para traveses de soporte de grúas viajeras con cabina de operación y sus conexiones.	25 %
Para soportes de maquinaria ligera con árbol de transmisión o motor.	20%
Para soportes de maquinaria con movimiento alternativo o unidades impulsadoras.	50%
Para tirantes que soporten pisos o balcones.	33%

Tabla 2.3 Cargas de impacto.

2.3.4. Cargas laterales

Las cargas laterales son de dos tipos principales: de viento, sismo, otros.

2.3.4.1. Fuerza por acción del viento

Se considera primordialmente la acción del viento sobre las áreas más amplias y expuestas, además se tomará en cuenta fuerzas producidas por la incidencia sobre los

perfiles del puente. La velocidad del viento, se la ha considerado constante sobre toda la estructura, a pesar de ser esta una suposición que sobrevalora las cargas, puesto que la realidad corresponde a un perfil de velocidades que tiene un mínimo en los niveles cercanos al suelo y va aumentando a medida que aumenta la altura desde el suelo.

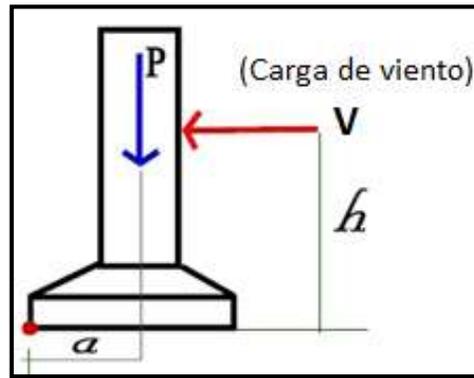


Figura 2.3 Fuerza por acción del viento

Las fuerzas de viento actúan como presiones sobre las superficies verticales o barlovento, como presiones o succiones sobre superficies inclinadas o barlovento y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento debido a la creación de presiones negativas o vacíos.

2.3.4.2. Fuerzas horizontales

La fuerza lateral nominal en la vida útil del puente grúa que se genera por el movimiento del polipasto no debe ser menor al 20% de la suma del peso del izado y del peso del polipasto, no debe incluirse el peso de otras partes del puente grúa. Esta fuerza debe aplicarse en la parte superior de los rieles actuando en la dirección normal al desplazamiento del puente grúa, y debe ser distribuida considerando la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles.

La fuerza longitudinal nominal tendrá un valor mínimo de 5% de las máximas cargas de rueda de la grúa aplicada en la parte alta del riel, a menos que se especifique otra cosa.

2.3.4.2.1. Fuerza sísmica

Las estructuras destinadas a las edificaciones, incluyendo las estructuras auto soportada

que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben de resistir los efectos sísmicos, como puentes grúa deben de cumplir con ciertos requerimientos:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y prevenir daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de los ocupantes.

2.4. Limitaciones de diseño

Según la norma CMAA propone limitaciones para la obtención de las dimensiones de vigas en caja soldadas.

Proporciones:

L/h no debe exceder de 25

L/b no debe exceder de 65

b/t_f y h/t_w deben ser respaldados por el análisis de pandeo

donde:

L = trocha.

b = distancia entre almas de viga.

h = profundidad de la viga.

t = espesor de la placa.

2.5. Diseño a flexión de viga metálica

2.5.1. Clasificación de las secciones transversales metálicas

En función de la sensibilidad de su respuesta resistente a los fenómenos de inestabilidad de chapas se definen cuatro clases de secciones transversales metálicas:

Secciones de Clase 1 (plásticas) son aquellas que alcanzan, sin verse afectadas por fenómenos de abolladura en sus zonas comprimidas, su capacidad resistente plástica, y permite desarrollar, sin reducción de la misma, la capacidad de rotación exigible a

una rótula en un análisis global plástico.

Secciones de Clase 2 (compactas) son aquellas que pueden alcanzar su momento resistente plástico, pero en las que los fenómenos de abolladura limitan su capacidad de rotación por debajo de las exigencias de aplicabilidad del análisis global plástico.

Secciones de Clase 3 (semi compactas) son aquellas en las que la tensión en la fibra metálica más comprimida, estimada a partir de una distribución elástica de tensiones, puede alcanzar el límite de elasticidad del acero, pero en las que los fenómenos de abolladura impiden garantizar el desarrollo de la deformación necesaria para alcanzar el momento resistente plástico de la sección.

Secciones de Clase 4 (esbeltas) son aquellas en las que los fenómenos de inestabilidad de chapas comprimidas limitan incluso el desarrollo de su capacidad resistente elástica, no llegando a alcanzarse el límite elástico del acero en la fibra metálica más comprimida.

2.5.2. Análisis plástico

La resistencia a flexión de perfiles compactos es una función de la longitud no soportada conocida como L_b . Si ésta es menor que el parámetro L_p , se considera que la viga cuenta con un soporte lateral total y por lo tanto su capacidad resistente a flexión es el momento plástico M_p . Cuando la longitud del elemento es mayor a L_p la resistencia en flexión disminuye por efecto de pandeo lateral inelástico o pandeo lateral elástico. Si L_b es mayor que L_p pero menor o igual al parámetro L_r , se trata de un pandeo lateral torsional (PLT) inelástico. Cuando L_b es mayor que L_r la resistencia del perfil se basa en el pandeo lateral torsional elástico. La Figura 2.4 muestra la relación entre la longitud soportada L_b y el momento resistente M_n .

La resistencia de diseño de perfiles de acería a flexión para análisis plástico es:

$$\varphi_b * M_n = \varphi_b * M_p \quad (\text{ec.1})$$

Donde:

$$\varphi_b = 0.9$$

M_n = Resistencia nominal

$$M_p = Z_x * F_y \leq 1.5M_y \quad (\text{ec.2})$$

M_y =Momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia en la fibra extrema de la sección transversal con una distribución elástica de esfuerzos:

$$M_y = S * F_y \quad (\text{ec.3})$$

S =Modulo elástico de la sección

Z =Modulo plástico de la sección.

La resistencia ala fluencia del material que puede usarse cuando se diseña con análisis plástico será como máximo igual a 45.7kg/mm^2 , el análisis plástico se limita a secciones compactas.

$$\lambda_p = \frac{b_f}{2t_f} < \frac{55}{\sqrt{F_y}} \quad \text{para aletas de perfiles en flexión (ec.4)}$$

$$\lambda_p = \frac{h_c}{t_w} < \frac{537}{\sqrt{F_y}} \quad \text{para almas de vigas en compresión por flexión (ec.5)}$$

Donde:

λ_p = Parámetro de esbeltez límite para elementos compactos.

b_f = Ancho de la sección, mm.

t_f = Espesor de la aleta, mm.

h_c = Distancia entre las caras inferiores de las aletas menos el filete o el radio de la esquina, mm.

t_w = espesor del alma de la viga, mm.

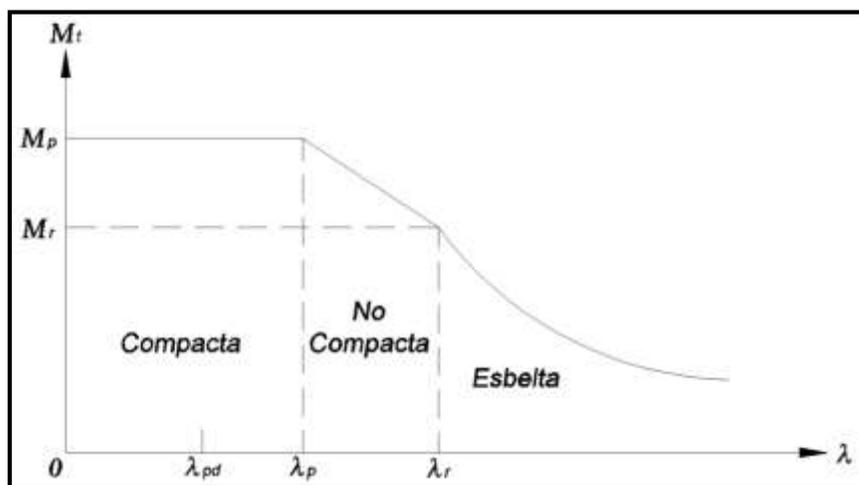


Figura 2.4 Momento resistente nominal en función de la longitud sin arriostramiento

Se establece para una sección flexionada con respecto al eje mayor, que la longitud sin arriostramiento lateral en los sitios donde se presentan las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo no debe exceder el valor L_{pd} dado por la siguiente ecuación:

$$L_{pd} = \frac{2530 + 1550 M_1 / M_2}{F_y} * r_y \quad \text{para perfil en I (ec.6)}$$

$$L_{pd} = \frac{3500 + 2100 M_1 / M_2}{F_y} * r_y \geq 2100 \frac{r_y}{F_y} \quad \text{para perfil tipo cajón (ec.7)}$$

Donde:

F_y = El esfuerzo de flexión especificado de la aleta en compresión, kg/mm^2

M_1 = El menor de los momentos en los extremos del tramo sin soporte lateral, kg/mm^2

M_2 = El mayor de los momentos en los extremos del tramo sin soporte lateral, kg/mm^2

M_1 / M_2 es positivo cuando los momentos causan doble curvatura, y negativo, para curvatura simple.

r_y = Radio de giro con respecto al eje débil.

2.5.3. Análisis elástico

La resistencia de diseño a la flexión de perfiles cuando se usan análisis elásticos es:

$$\phi_b * M_n \quad (\text{ec.8})$$

Donde:

$$\Phi_b = 0.9$$

M_n = momento Resistente nominal determinado por uno de los estados límites, pandeo lateral-torsional o pandeo local.

Dependiendo si la sección es compacta o no, y la magnitud de la longitud entre arriostramiento L_b , la resistencia de diseño varía a continuación se presenta el procedimiento para seguir en cada caso.

Cb	Longitud L_b	Pandeo local tipo de sección
1	Pequeña, L _b ≤ L _p	Compacta No compacta
	Intermedia, L _b ≤ L _p ≤ L _r	Compacta No Compacta
	Larga, L _b > L _r	Compacta No Compacta
>1	Pequena, L _b ≤ L _m	Compacta No compacta
	Intermedia, L _m ≤ L _b ≤ L _r	Compacta No Compacta
	Larga, L _b > L _r	Compacta No Compacta

Tabla 2.4 Análisis Elástico

Los parámetros indicados en la figura 2.4 se obtienen con las siguientes ecuaciones:

Las longitudes L_p y L_r vienen dadas por:

$$L_p = \frac{250}{\sqrt{F_y}} \Gamma_y \quad (\text{ec.9})$$

En flexión con respecto al eje menor, esta aplicación es aplicable para cualquier distancia entre arrostamiento lateral; para flexión con respecto al eje mayor, la distancia L_b entre puntos de la aleta en compresión soportados lateralmente, o entre puntos para prevenir torsión de la sección transversal, no debe exceder el valor L_p.

$$L_r = \frac{\Gamma_y * X_1}{(F_y - F_r)} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} \quad (\text{ec.10})$$

y los términos X₁ y X₂ son:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (\text{ec.11})$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (\text{ec.12})$$

donde:

r_y = radio de giro mínimo

A = área de la sección

C_w = constante de alabeo

F_y = esfuerzo de fluencia

$F_r = 7 \text{ kg/mm}^2$ para perfiles laminados

$F_r = 11,6 \text{ kg/mm}^2$ para perfiles soldados

Z = módulo de sección plástico

S_x = módulo de sección elástico

L_b = longitud no soportada

E = módulo de elasticidad

G = módulo de cortante

I_y = momento de inercia menor

J = momento polar de inercia

C_w = constante de alabeo

El factor de gradiente de momentos C_b , que toma en cuenta la variación del momento flexionante a lo largo del elemento se determina con la expresión:

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{ec.13})$$

M_{\max} M_A M_B M_C , son los momentos máximos, al cuarto, al centro, y a los tres cuartos del tramo L_b .

La capacidad resistente de un perfil para cada una de las tres zonas representadas en la Figura 2.4 (pandeo plástico, PLT inelástico, PLT elástico) se determina de la siguiente forma:

Pandeo plástico

Si:

$$L_b \leq L_p \quad M_n = M_p \quad (\text{ec.14})$$

PLT inelástico

Si:

$$L_p < L_b \leq L_r$$

entonces:

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad (\text{ec.15})$$

PLT elástico

Si:

$$L_b > L_r$$

entonces:

$$M_n = C_b \left(\frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_Y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \right) \leq M_p \quad (\text{ec.16})$$

Los perfiles no compactos, debido a su geometría, se encuentran expuestos a sufrir una falla debida a pandeo lateral torsionante (PLT) y pandeo local del patín (PLP).

La capacidad resistente varía linealmente entre M_p y M_r en función de la esbeltez λ de alma o patín.

Entonces, si el perfil es no compacto se deberá revisar adicionalmente, si el momento nominal obtenido con la siguiente expresión rige con respecto a los valores determinados con las ecuaciones (15) o (16) según sea el caso.

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (\text{ec.17})$$

Los parámetros λ , λ_p y λ_r , a considerar para el patín y alma se indican en la Tabla 2.5.

Elemento	λ	λ_p	λ_r
Patin	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{55}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{118}{\sqrt{F_y - 7}}$
Alma	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{537}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{813}{\sqrt{F_y}}$

Tabla 2.5 Limitaciones de pandeo local

2.5.4. Diseño al corte

Se aplica esta sección al alma o almas sin atiesar de vigas con simetría sencilla o doble, incluso vigas híbridas (vigas armadas con planchas de diferente resistencia), solicitadas por corte en el plano de simetría, y a perfiles solicitados por corte en el alma. Para la evaluación del área que resiste el corte se toma el peralte total del perfil.

$$A_w = d * t_w \quad (\text{ec.18})$$

La resistencia al corte de almas de vigas con $\frac{h}{t_w} \leq 260$ es $\phi * V_n$ donde ϕ es igual a 0.9 y la resistencia nominal al corte, V_n se determina de la siguiente manera:

$$\text{Para: } \frac{h}{t_w} \leq \frac{350}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w \quad (\text{ec.19})$$

$$\text{Para: } \frac{350}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{439}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w \frac{\frac{439}{\sqrt{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (\text{ec.20})$$

$$\text{Para: } \frac{439}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w}$$

$$V_n = 92.700 * F_y * \frac{A_w}{\frac{h}{t_w}} \quad (\text{ec.21})$$

$$V_d = \phi_b * V_n \quad (\text{ec.22})$$

$$V_u < V_d \quad \text{si:} \quad \frac{h}{t_w} \leq 260 \quad \text{no se requieren atiesadores transversales}$$

$V_u > V_d$ se requieren atiesadores transversales

Donde:

h = distancia libre entre las aletas, menos el filete o el radio de la esquina para perfiles de acería; para perfiles armados con platinas (vigas ensambladas), es la distancia entre líneas adyacentes de sujetadores (pernos o remaches) o la distancia libre entre aletas cuando se usa soldaduras, mm.

t_w = espesor del alma, mm

V_n = resistencia al corte nominal kg

F_y = esfuerzo de fluencia especificado del alma, kg/mm^2

A_w = área del alma = $d * t_w$, mm^2

V_u = resistencia al corte último, kg

V_d = resistencia al corte obtenido del análisis de carga

2.6. Deflexiones

La deflexión máxima vertical de la viga, producida por el peso del trole y la carga de régimen no debe exceder de 0.001125 pulgadas por pulgada de trocha. Las fuerzas (verticales de inercia) no deberán considerarse para determinar la flexión.

Las vigas en caja convendrá que estén combadas en una cantidad igual a la deflexión de la carga muerta más la mitad de la deflexión de la carga viva.

Las deflexiones de la viga de acero se limitan generalmente a ciertos valores máximos. Algunas de las buenas razones para limitar las deflexiones son las siguientes:

- Las deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportar por las vigas consideras. Las grietas en los plafones ocasionadas por grandes deflexiones en los largueros que soportan son un ejemplo.
- La apariencia de las estructuras se ve afectada por deflexiones excesivas.
- Las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan una estructura, aunque existe una completa seguridad desde el punto de vista de la resistencia.
- Puede ser necesario que diferentes vigas que soportan la misma carga, tengan las

mismas deflexiones.

Las especificaciones LRFD no se especifican exactamente deflexiones máximas permisibles. Existen tantos materiales diferentes, tipos de estructuras y cargas que no es aceptable un solo grupo de deflexiones máximas para todos los casos. Por ello los valores máximos debe establecerlos el proyectista basándose en su experiencia y buen juicio. Antes de sustituir a ciegas la fórmula que da la flecha de una viga para determinada condición de carga, el lector deberá saber los métodos teóricos para calcular deflexiones; entre estos métodos se incluyen los de área de momentos, los de la viga conjugada y el trabajo virtual. Con estos métodos puede obtenerse varias expresiones como la del final del párrafo para la deflexión en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente repartido, para vigas simple con una carga puntual en el centro del claro y para una viga simple con dos cargas puntuales, respectivamente:

$$\Delta L = \frac{5wL^4}{384 EI} \quad (\text{ec.23})$$

$$\Delta L = \frac{PL^3}{48 EI} \quad (\text{ec.24})$$

$$\Delta L = \frac{Pb}{24 EI} (3L^2 - 4b^2) \quad (\text{ec.25})$$

Donde:

ΔL = Deflexión de la viga, cm

W = Carga distribuida en la viga, kg/cm²

P = Carga puntual, kg

E = Modulo de elasticidad, kg/cm.

I = Inercia respecto al eje x, cm⁴

b = Distancia entre cargas puntuales, cm

L = Longitud de la viga, cm

En las expresiones para deflexiones como esta, el lector debe ser muy cuidadoso para usar unidades consistentes.

El combeo es un requisito muy común en vigas largas de acero. De hecho, un porcentaje bastante grande de vigas usadas actualmente en construcción compuesta son combadas. Sin embargo, en muchas ocasiones es más económico seleccionar vigas más pesadas con mayores momentos de inercia para reducir las deflexiones y evitar así los costos de mano de obra implícitos en combar las vigas. Una regla empírica comúnmente usada es que toma aproximadamente una hora-hombre de trabajo extra combar cada viga.

El combeo es una molestia para muchos fabricantes y puede introducir algunos problemas adicionales. Por ejemplo, como las vigas se comban puede ser necesario alterar los detalles de las conexiones para lograr un ajuste apropiado de los miembros. El extremo de una viga combada girara y puede entonces ser necesario girar los detalles de la conexión el mismo ángulo para garantizar un ajuste apropiado.

Si podemos escoger el perfil superior en peso, reduciendo así las deflexiones de manera que no sea necesario el combeo, tendremos una solución muy deseable. Similarmente, si se está usando un acero de resistencia superior, puede ser conveniente cambiar las vigas que necesitan combeo por un acero de fluencia de esfuerzo menor. Se tendrán entonces vigas mayores, pero menos deflexiones y tal vez ahorro si el combeo pueda eliminarse.

Las deflexiones puedan determinar el tamaño de la viga para claros grandes o para pequeños, en los que las limitaciones a la deflexión son muy severas. Para ayudar al proyectista a seleccionar secciones en la que puede regir la deflexión.

La deflexión máxima vertical de la viga, producida por el peso del polipasto y la carga de régimen no debe exceder de 0.001125 pulgadas por pulgada de trocha. Las fuerzas (verticales de inercia) no deberán considerarse para determinar la flexión.

La deflexión máxima dada para puentes grúas según la norma CMAA es:

$$\Delta L = \frac{L}{888} \quad (\text{ec.26})$$

La Deflexión máxima para las vigas testeras es:

$$\Delta L = \frac{L}{600} \quad (\text{ec.27})$$

Las vigas en caja convendrá que estén combadas en una cantidad igual a la deflexión de la carga muerta más la mitad de la deflexión de la carga viva.

2.7. Compresión

Se entiende por elemento solicitado por compresión axial aquel que trasmite una fuerza de compresión cuyas resultantes en cada extremo coinciden aproximadamente con el eje centroidal del elemento. Sin embargo, aun cuando no haya cargas que produzcan flexión, pueden presentarse momentos como resultados de imperfecciones iniciales, curvatura accidental o excentricidades no intencionales en los extremos. Tales momentos reducen la resistencia del miembro.

La falla de una columna incluye el fenómeno de inestabilidad conocido como pandeo, por cuyo resultado el elemento experimenta deflexiones de un carácter totalmente diferente al de aquellos que están asociados con la carga inicial, el caso es que cuando una columna es cargada axialmente en un comienzo se acorta, eso es, sufre deformaciones en la misma dirección de la carga, sin embargo, cuando se alcanza una determinada carga, conocida como carga crítica o de pandeo, comienzan a presentarse deformaciones laterales o torsionales.

La resistencia de una barra en tensión es independiente de la longitud de la misma, mientras que es una columna tanto la resistencia como el modo de la falla dependen de su longitud. Una columna muy corta puede desarrollar una resistencia prácticamente igual a la que se determinaría si estuviese en tensión si es larga, fallara con una carga menor que la anterior, que es proporcional a la rigidez a la flexión de la barra, EI , y a su longitud, e independiente de la resistencia del material; finalmente si es de longitud intermedia, deberán considerarse otros factores en la determinación de su resistencia.

2.7.1. Longitud efectiva y limitaciones de esbeltez

Longitud Efectiva

El factor de longitud efectiva K deberá determinarse de acuerdo al siguiente cuadro.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La línea punteada indica la forma de la columna pandeada						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre					

Figura 2.5 Factores de longitud efectiva para columnas

2.7.2. Resistencia de diseño en compresión para pandeo por flexión.

La resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros comprimidos en los que sus elementos tienen una relación ancho - espesor menor a λ .

$$P_n = \phi_c A_g F_{cr} \quad (\text{ec.28})$$

$$\phi_c = 0,85 \quad \text{factor de resistencia}$$

a) En el rango inelástico, para $\lambda \leq 1,5$

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{ec.29})$$

b) En el rango elástico, para $\lambda > 1,5$

$$F_{cr} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} F_y \quad (\text{ec.30})$$

Donde:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{ec.31})$$

A_g = área total del miembro

F_y = esfuerzo de fluencia especificada

E = módulo de Elasticidad

K =factor de longitud efectiva

L =longitud lateralmente no arriostrada

R =radio de giro respecto del eje de pandeo

2.8. Diseño de placa base

La columna esta sometida a cargas axiales, su placa base debe ser lo suficientemente grande y gruesa para resistir las presiones ejercidas por la columna.

Existen tres casos generales de diseño para placas base sujetas solo a cargas axiales:

Caso I: $A_2 = A_1$

Caso II: $A_2 > 4A_1$

Caso III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

La aproximación más directa es tomar, conservadoramente, “A2” igual a “A1” (Caso I); no obstante, esto generalmente arroja las dimensiones más grandes de una placa base. Las dimensiones más pequeñas se obtienen cuando la relación, entre el área de concreto y el área de la placa, es mayor o igual a cuatro, esto es $A_2 > 4A_1$ (Caso II). Usualmente el área de concreto “A2” es mayor que el área de la placa base “A1”, pero menor que $4A_1$, lo que conduce al Caso III.

A continuación se presentan los pasos a seguir para el cálculo de las dimensiones de placas base sometidas a cargas axiales.

Caso I: No se utiliza confinamiento de concreto ($A_2 = A_1$).

1. Calcular la carga axial última P_u .
2. Calcular el área mínima requerida para la placa base.

$$A_{1 \text{ req}} = \frac{P_u}{\phi_c 0,85 f_c} \quad (\text{ec.32})$$

3. Optimizar las dimensiones N y B de la placa base.

$$N = \sqrt{A_{1 \text{ req}}} + \Delta \quad (\text{ec.33})$$

Donde:

$$\Delta = \frac{0,95 d - 0,8 b_f}{2} \quad (\text{ec.34})$$

Calcular:

$$B = \frac{A_{1req}}{N} \quad (ec.35)$$

4. Determinar el espesor mínimo requerido para la placa base.

$$m = \frac{N-0,95 d}{2} \quad (ec.36)$$

$$n = \frac{B-0,8 b_f}{2} \quad (ec.37)$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{d b_f}}{4} \quad (ec.38)$$

donde:

$$\lambda = \frac{2 \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1-X}} \leq 1 \quad (ec.39)$$

$$X = \frac{4 d b_f}{(d+b_f)^2} * \frac{P_u}{\phi_c P_p} \quad (ec.40)$$

$$P_p = 0,85 F_c A \quad (ec.41)$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

Espesor de la placa:

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2 P_u}{\phi_f F_y B N}} \quad (ec.42)$$

Donde:

P_u = La carga axial última

N = Largo de la placa base

B = Ancho de la placa base

b_f = Ancho del patín de la columna

d = Peralte de la columna

ϕ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a:

$0.90 F_y$ = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa base

ϕ_c = Factor de reducción de resistencia al aplastamiento, igual a:

$0.65 f'_c$ = Resistencia a la compresión del concreto

A_1 = Área de la placa base

A_2 = Área de soporte máxima, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada

2.9. Rieles

Todos los rieles del puente serán de primera calidad y cumplirán con todos los requerimientos establecidos en las especificaciones de la ASCE, ARA-A, BETH y cualesquiera otras secciones laminadas comerciales con especificaciones equivalentes. Los rieles del puente estarán unidos por barras de unión normalizadas o soldados. Los extremos de las secciones sin soldar estarán a escuadra, uniéndose las secciones sin abertura entre los extremos, se tomarán provisiones para prevenir el deslizamiento de los rieles del puente, estarán firmemente asegurados en su lugar para mantener su distancia entre centros, el trole deberá estar de acuerdo con la norma CMAA (Asociación Americana Manufacturera de Grúas 70) Tabla 4.13.3-4 y consistentes en el diámetro de las ruedas y la carga máxima sobre las ruedas.

Wheel Hardness	Wheel dia. (D) inches	ASCE 20#	ASCE 25#	ASCE 30#	ASCE 40#	ARA-A 90#	ASCE 60 & 70# ARA-B 100#	ASCE 80 & 85# ARA-A 100# BETH 104# USS 105#	ASCE 100#	BETH & USS 135#
200 BHN	5	4200	5000	5300						
	6	5050	6000	6400	7500					
	8	6750	8000	8500	10000					
	9	7600	9000	9500	11250	14900	15750			
	10	8450	10000	10650	12500	16550	17500			
	12		12000	12750	15000	19850	21000	22500	25500	
	15			15950	18750	24850	26250	28150	31850	
18			19150	22500	29800	31500	33750	38250	40500	
260 BHN	5	5500	6500	6900						
	6	6600	7800	8300	9750					
	8	8800	10400	11050	13000					
	9	9850	11700	12450	14800	19400	20450			
	10	10950	13000	13800	16250	21550	22750			
	12		15600	16600	19500	25850	27300	29250	33150	
	15			20750	24400	32300	34100	36550	41450	
18			24850	29250	38750	40850	43850	49700	52650	
320 BHN	5	5850	6950	7400						
	6	7050	8350	8900	10450					
	8	9400	11150	11850	13900					
	9	10550	12550	13300	15650	20750	21950			
	10	11750	13900	14800	17400	23050	24350			
	12		16700	17750	20900	27650	29250	31300	35500	
	15			22200	26100	34600	36550	39150	44400	
18			26650	31300	41500	43850	47000	53250	56400	
58Rc (615 BHN)	5	7300	8650	9200						
	6	8750	10350	11000	12950					
	8	11650	13800	14700	17250					
	9	13100	15550	16500	19450	25750	27200			
	10	14600	17250	18350	21800	28800	30200			
	12		20700	22050	25900	34300	36250	38850	44050	
	15			27550	32400	42900	45350	48550	55050	
18			33050	38850	51500	54400	58300	66050	69950	
Effective Width of Rail Head (W) inches (Top of head minus corner radii)		.844	1.000	1.063	1.250	1.656	1.750	1.875	2.125	2.250

Tabla 2.6 Guía para las Cargas Básicas Sobre las Ruedas de Puente y Trole
(fuente:CMAA)

2.10. Ruedas

- Las ruedas metálicas son el elemento de apoyo que facilitan el desplazamiento en los aparatos de elevación.
- Las ruedas unidas directamente al elemento motriz son denominadas tractoras, el resto son libres.
- Los perfiles de rodadura pueden constar de uno o dos salientes laterales o pestañas, con objeto de direccionar el movimiento de la rueda a lo largo de los raíles. Las ruedas sin pestañas pueden utilizarse solamente en presencia de rodillos guía complementarios con el eje vertical de rotación.
- La superficie de rodadura puede ser cilíndrica o cónica.

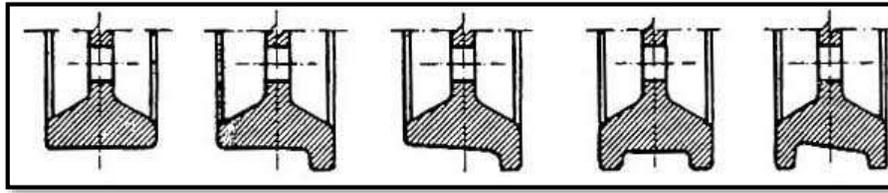


Figura 2.6 Tipos de Perfiles de Rodadura

Llanta cilíndrica: grúas con accionamiento independiente, grúas que tiene un número de ruedas mayor que cuatro y ruedas libres

Llanta cónica: grúas con mecanismo de avance con accionamiento central y con dos ruedas impulsoras.

Las llantas suelen ser de 30 a 40 mm más anchas que el carril, tal que exista el juego necesario para el guiado.

Pestaña única, se utiliza:

- ❖ Cuando la distancia entre carriles no sobrepasa los cuatro metros y ambos caminos se encuentran en la misma cota vertical.
- ❖ La disposición de las pestañas de las ruedas en un rail es opuesta a la disposición de las pestañas de las ruedas del otro rail.
- ❖ En los carros de apoyo y suspendidos de los puentes grúa.
- ❖ En los carros suspendidos que se desplazan por un monorraíl.

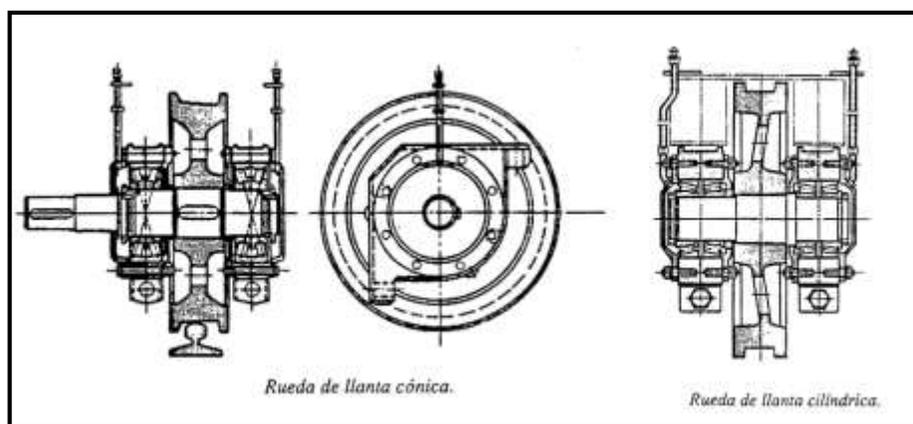


Figura 2.7 Tipo de Ruedas

- ❖ Las pestañas deben ser ampliamente dimensionadas, son solicitadas por las fuerzas

de guiado frecuentemente muy importantes y están expuestas a un gran desgaste.

- ❖ Esto es igualmente válido para la llanta de la rueda, solicitada localmente por las grandes reacciones normalmente admitidas en los aparatos de elevación y por el desgaste acelerado del servicio duro.
- ❖ En el caso de rueda libre sobre eje fijo, la unión entre rueda y eje se lleva a cabo mediante casquillos de bronce y rodamientos.
- ❖ En las ruedas motoras es útil transmitir el esfuerzo tangencial mediante casquillos y rodamientos que absorben los esfuerzos de cortadura.
- ❖ La facilidad de montaje y desmontaje es un factor influyente en el diseño de la instalación, el cambio de ruedas y rodamientos es una operación relativamente frecuente.

2.11. Flexión simple o compuesta en vigas de hormigón

En secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a flexión simple, siempre se conocen, tanto el momento de cálculo M_d como la resistencia de cálculo de los materiales. El momento reducido de cálculo es:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} \quad (\text{ec.43})$$

Desde el punto de vista económico conviene disponer armadura de compresión para valores de μ_d mayores que el momento límite μ_{lim} , ya que de esta forma se aprovecha integramente la armadura de tracción, recuerdese que los valores mínimos, para aceros deformados en frío son:

$$\epsilon_{lim} = 0,4696 \quad \mu_{lim} = 0,260 \quad w_{lim} = 0,325$$

2.11.1. Canto mínimo

Generalmente se fija el ancho b de la sección y , por tanto, las únicas incógnitas son el canto útil d y la armadura de tracción. Por definición el canto mínimo corresponde a una profundidad del eje neutro igual al valor límite, por lo que se obtiene haciendo $x=0.4696*d$ y $A'=0$, obtenemos:

$$\frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} = 0,260 \quad (\text{ec.44})$$

$$\frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,325 \quad (\text{ec.45})$$

En donde se tiene:

$$d_{\min} = 1,96 * \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{yd}}} \quad (\text{ec.46})$$

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{ec.47})$$

2.11.2. Esfuerzo cortante reducido

Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante reducido, V_d , dado por la siguiente expresión:

$$V_d = V_d + V_{cd} \quad (\text{ec.48})$$

donde:

V_d = Valor de cálculo del esfuerzo cortante, producido por las acciones exteriores.

V_{cd} = Valor de cálculo de la componente paralela a la sección, de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

Comprobaciones

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma o por agotarse su resistencia a tracción.

En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$V_d \leq V_{cu} \quad V_d \geq V_{ou}$$

donde:

V_d = Esfuerzo cortante reducido de cálculo

V_{ou} = Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{cu} = Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Obtención del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{ou} = 0,30 f_{cd} (1 + \cotg a) b \cdot d / > 0,45 f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (\text{ec.49})$$

En el caso de armadura transversal formada por barras levantadas y estribos normales al eje de la pieza.

$$V_{ou} = 0,30 f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (\text{ec.50})$$

Esta comprobación no se exige en el eje del apoyo, sino en su borde.

Obtención del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el

$$V_{su} = V_d + V_{cu} \quad (\text{ec.51})$$

donde:

V_{su} = contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

V_{cu} = contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

Cálculo de V_{su}

$$V_{su} = S A_s \cdot f_{yd} 0,9 \cdot d \quad (\text{ec.52})$$

f_{ya} , d = resistencia de cálculo de las armaduras transversales 4.200 kp/cm²

Cálculo de V_{cu}

En general, el término V_{cu} de cálculo se tomará igual a:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{ec.53})$$

siendo:

d = canto útil de la sección;

b_w = anchura del alma de la viga;

f_{vd} = resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, dada en kp/cm²

por la expresión:

$$f_{vd} = 0,50 \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{ec.54})$$

donde:

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón, expresada en kilopondios por centímetro cuadrado.

Armadura mínima

$$A_{\min} = \frac{0,002f_{cd}b_w s}{f_{yd}} \quad (\text{ec.55})$$

2.12. Soldaduras

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

Los tipos 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. Estos tipos de soldadura se muestran en la figura (2.8).

Las soldaduras de filete han demostrado 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 ranuras se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano. Usarlas en cualquier situación implicaría un ensamble perfecto de los miembros por conectar.

Las soldaduras de ranura son bastante comunes en muchas conexiones tales como los empalmes en columnas y las conexiones de patines de vigas a columnas, etc. las soldaduras de ranura comprenden:

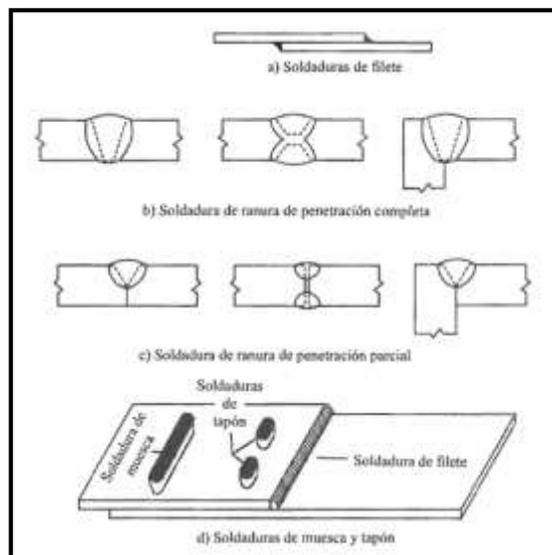


Figura 2.8 Tipos de soldaduras estructurales

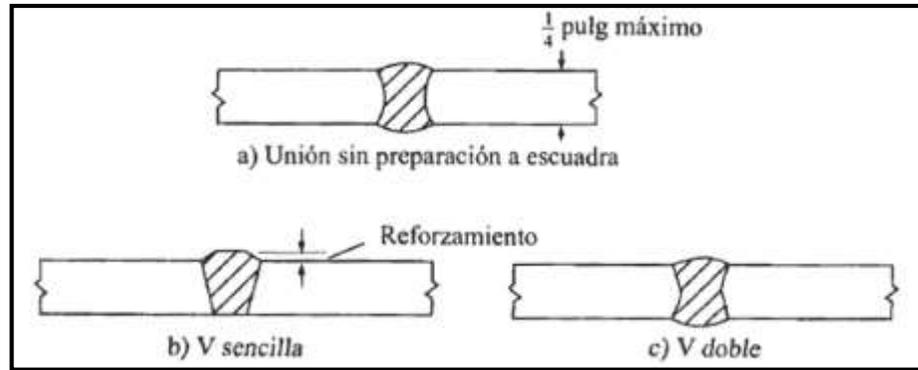
2.12.1. Soldaduras de ranura:

Figura 2.9 soldaduras de ranura

La penetración es completa y las soldaduras de ranura están sujetas a tensión o compresión axial, el esfuerzo en la soldadura se supone igual a la carga, dividida entre el área transversal neta de la soldadura. En la figura (2.9) se muestran tres tipos de soldaduras de ranura. La unión sin penetración, mostrada en la parte a) de la figura, se utiliza para unir material relativamente delgado, de hasta aproximadamente 5/16 pulgadas (7,90mm) de espesor. A medida que el material es más grueso, es necesario usar soldaduras de ranura en V, y de soldaduras de ranura doble V como las ilustradas en las partes b) y c) de la figura (2.9) respectivamente, para permitir la penetración total de la soldadura. Se dice que las soldaduras de ranura mostradas en la figura (2.9) tiene refuerzo. El refuerzo es metal de aportación que hace mayor la dimensión de la garganta que la del espesor del material soldado. En función del refuerzo, las soldaduras de ranuras se llaman soldaduras de 100%,125%,150%, etc. Según sea el espesor extra en la soldadura, es indudable que el refuerzo origina soldaduras de ranura más fuertes.

En la figura (2.10) se muestran algunas de las preparaciones en los bordes, para las soldaduras de ranura. En la parte a) se muestra un borde biselado. Cuando se usan estos bordes existe siempre el problema de la socavación; esta se puede reducir dándole al bisel una porción recta b) o usando una solera de respaldo como se muestra en c).

La placa de respaldo puede ser de cobre de $\frac{1}{4}$ pulgada de espesor o mayor. El metal de aportación no se adhiere al cobre y este tiene una muy alta conductividad que resulta útil para remover el exceso de calor y reducir la distorsión. En ocasiones se usan respaldos de acero, los que generalmente se dejan para que formen parte de la conexión. Las porciones rectas en los biseles no deben usarse con bisel d) a veces se introducen separadores para prevenir la socavación; estos se remueven después de soldar por un lado de la junta.

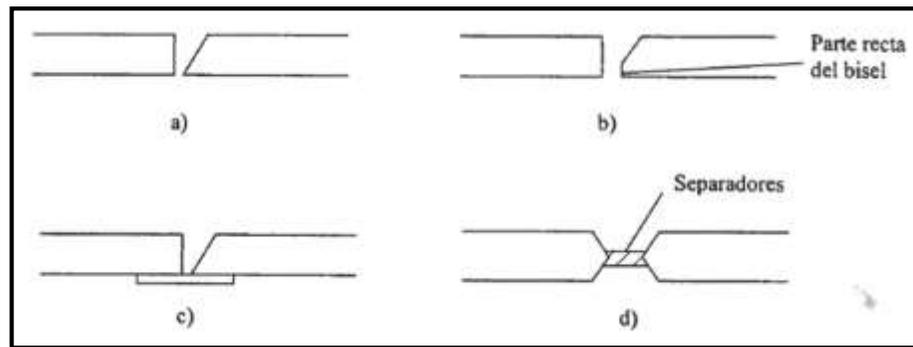


Figura 2.10 Preparación de los bordes para soldaduras de ranura a) canto biselado b) bisel con parte recta c) bisel con placa de respaldo d) bisel doble con separador

2.12.2. Soldaduras de filete.

Mediante pruebas se ha demostrado que la soldadura de filete es más resistente a la tensión y a la compresión que al corte, de modo que los esfuerzos a determinar en soldadura de filete son los esfuerzos de corte. Para ello cuando se utiliza soldadura de filete es conveniente arreglar las conexiones de tal forma que solo se encuentren sujetas a esfuerzos cortantes, y no a esfuerzos combinados de cortante - tensión o cortante - compresión.

Generalmente este tipo de soldadura cuando se le somete a pruebas de ruptura suele fallar por cortante en ángulos aproximados a 45° , en la parte de la garganta. La resistencia para este tipo de soldadura se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta (área de la garganta igual al grueso teórico de la garganta por la longitud de la soldadura). Se debe considerar que para filetes de 45° o de lados iguales el grueso de la garganta es 0.707 veces el tamaño de la soldadura.

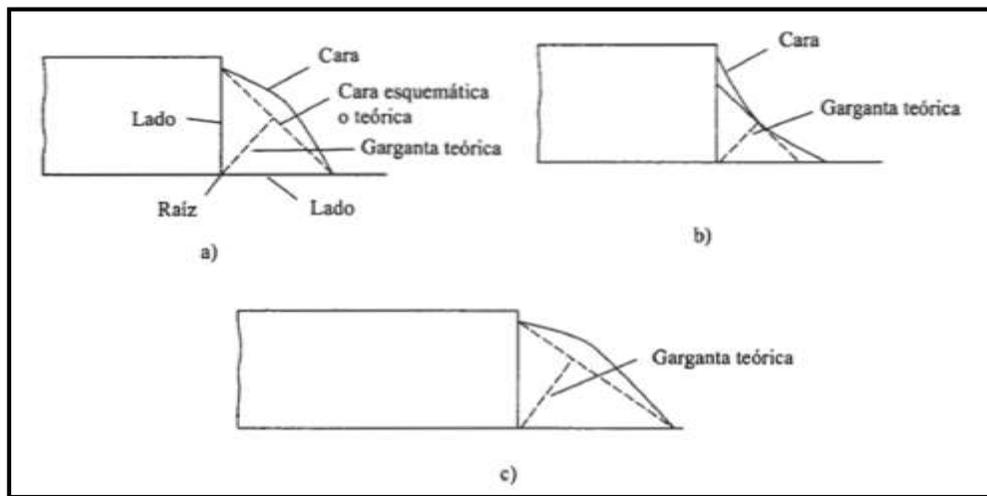


Figura 2.11 a) superficie convexa b) superficie cóncava c) soldadura de filetes de lados desiguales

La soldadura de filete de preferencia debe tener una superficie plana o ligeramente convexa, ver la figura 2.12, puesto que un filete cóncavo de contraer y su superficie tiene lugar una tensión, lo que tiende a agrietar, pero si es convexa la contracción no provocará tensión en la superficie sino lo contrario como la cara se acorta, se produce compresión.

También se debe considerar que el ángulo más conveniente para este tipo de soldadura está en los 45° y las dimensiones de sus lados deben ser iguales.

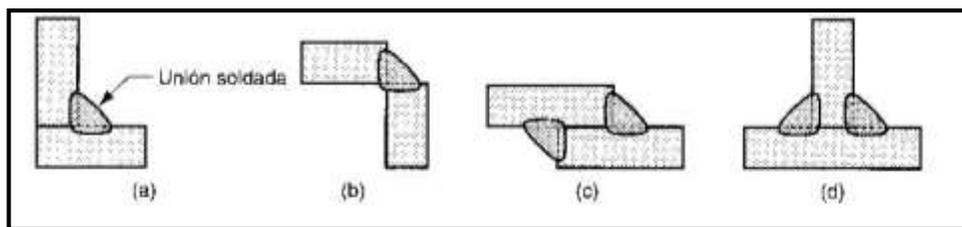


Figura 2.12 soldadura de filete

Simbología de las soldaduras

Tipo de soldadura							
Cordón	Filete	Tapón o muesca	Ranura				
			Cuadrada	V	Bisel	U	J

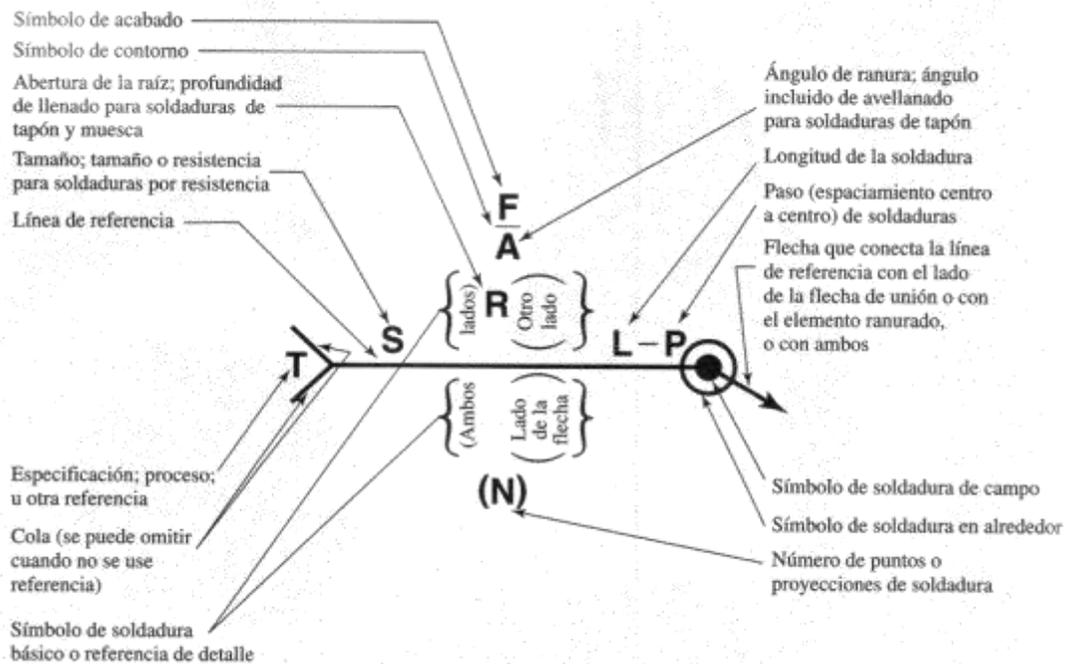


Figura 2.13 Simbología para soldaduras (AISC)

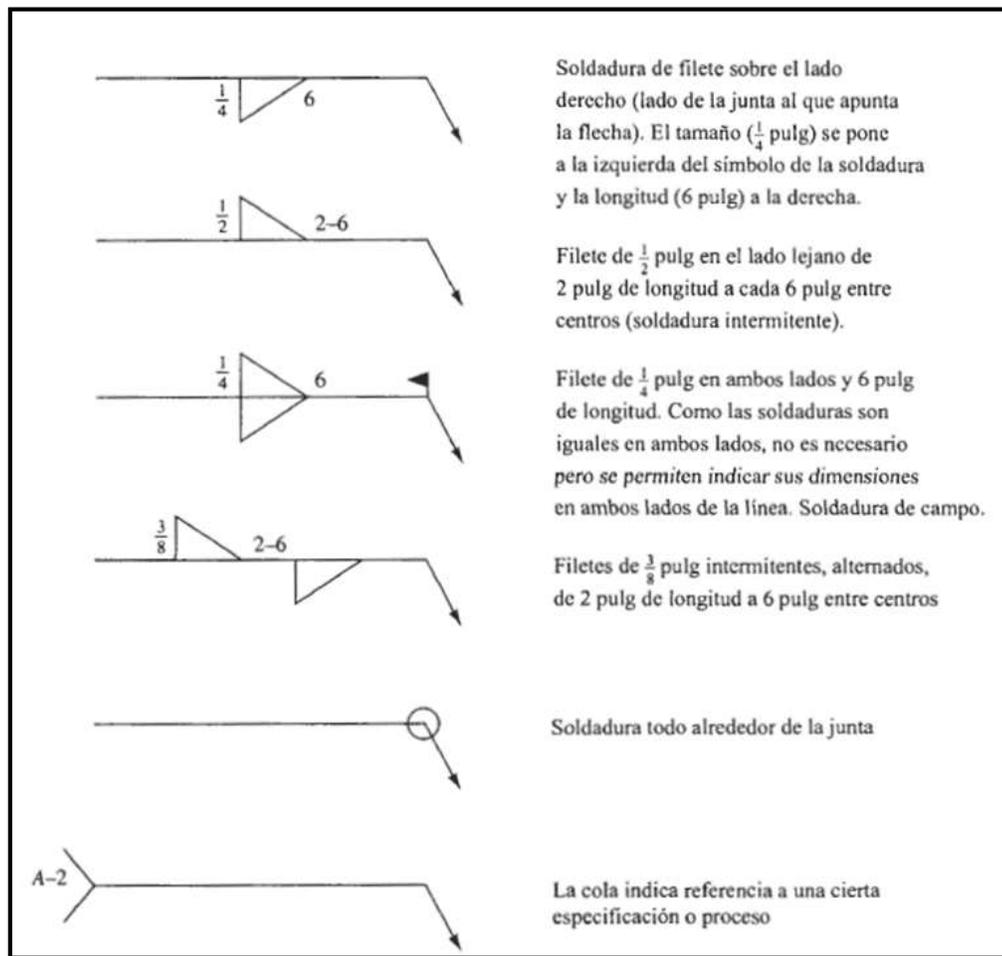


Figura 2.14 ejemplos de símbolos de soldadura

2.12.3. Resistencia de la soldadura.

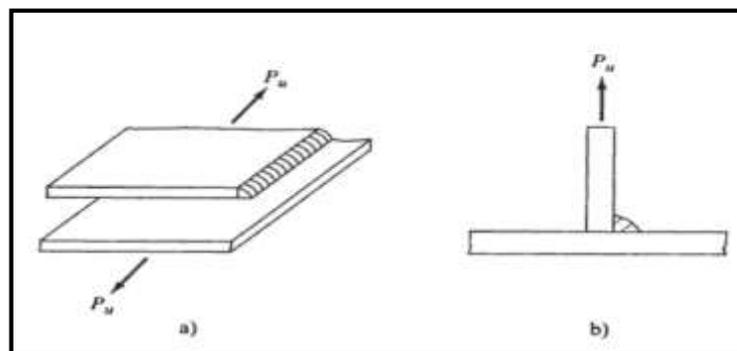


Figura 2.15 a) soldadura de filete longitudinal b) soldadura de filete transversal

Las soldaduras de filete transversales son más fuertes por dos razones. Ellas quedan sometidas a esfuerzos más uniformes sobre su longitud, mientras que las soldaduras de filete longitudinal quedan sometidas a esfuerzos no uniformes debido a deformaciones que varían a lo largo de su longitud. Además, 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.

El método de determinar la resistencia de los filetes a lo largo de sus ejes longitudinales independientemente de la dirección de la carga tiene por objeto simplificar los cálculos. En las soldaduras el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base (es decir sus resistencias nominales son similares).

En la tabla 2.7 (tabla j2.5 de las especificaciones LRFD) proporciona las resistencias nominales de varios tipos 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 específica se toma como el menor de los valores ϕF_w , (F_w es la resistencia nominal de la soldadura) y ϕF_{BM} , (F_{BM} es la resistencia nominal del metal base).

Para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es $0,60 F_{XX}$ (F_{XX} es la resistencia por clasificación del metal base) y ϕ es igual a $0,75$. Si se tiene tensión o compresión paralela al eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base F_{BM} es F_y y ϕ es igual a $0,90$. La resistencia de diseño por cortante de los miembros conectados es $\phi f_n A_{ns}$ en donde:

$$\phi = 0,75$$

$$f_n = 0,60 F_u$$

$$A_{ns} = \text{área neta sujeta a cortante}$$

Tipos de soldadura y esfuerzo [a]	Material	Factor ϕ de resistencia	Resistencia nominal F_{BM} o F_w	Nivel de resistencia requerido [b,c]
Soldadura de ranura con penetración completa				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Debe usarse soldadura "compatible".
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible".
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.9 0.80	$0.60 F_y$ $0.60 F_{EXX}$	
Soldaduras de ranura con penetración parcial				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible".
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura [d]				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Base; electrodo de soldadura	0.75	[e] $0.60 F_{EXX}$	
Tensión normal al área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.90 0.80	F_y $0.60 F_{EXX}$	
Soldaduras de filete				
Cortante en el área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.75	[e] $0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible".
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura [d]	Base	0.90	F_y	
Soldaduras de tapón o muesca				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base; electrodo de soldadura	0.75	[e] $0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible".

Fuente: American Institute of Steel Construction, *Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design*, 2a. ed. Chicago, AISC, 1994, tabla J2.25, pág. 6-78. Recimpreso con autorización del AISC.

Tabla 2.7 Resistencia de diseño de soldaduras

Tamaños mínimos para soldaduras:

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; cuando esto sucede, en las soldaduras se manifiesta pérdidas de ductilidad.

Espesor del material de la parte unida con mayor espesor (pulg)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete ^a (pulg)
Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Mayor de $\frac{1}{4}$, hasta $\frac{1}{2}$ inclusive	$\frac{3}{16}$
Mayor de $\frac{1}{2}$, hasta $\frac{3}{4}$ inclusive	$\frac{1}{4}$
Mayor de $\frac{3}{4}$	$\frac{5}{16}$

^a Dimensiones de lado de los filetes. La soldadura debe ser de una sola pasada.

Figura 2.16 Tamaños mínimos para soldaduras de filete

2.12.4. Cortante y torsión

A menudo en las soldaduras de filete están sometidas a cargas aplicadas excéntricamente, por lo que las soldaduras quedan expuestas a cortantes y torsión, o bien a cortante y flexión.

Las especificaciones ADS proporcionan las resistencias de diseño permisibles de las soldaduras, pero no especifican el método de análisis para estas cuando están cargadas excéntricamente. El proyectista selecciona el método, y entre ellos tenemos:

Método Elástico

En este método la fricción a resistencia al deslizamiento entre las partes conectadas se ignora ya que estas se suponen totalmente rígidas.

Se considera que toda la deformación ocurre en la soldadura; el esfuerzo ocasionado por la torsión se puede calcular con la siguiente expresión.

$$f = \frac{Td}{J} \quad (\text{ec.56})$$

Donde:

T=par de torsión.

d=distancia del c.g. de la soldadura al punto que se considera

J=momento polar de inercia de la soldadura.

Se puede descomponer la fuerza en sus componentes horizontales y verticales (h y v) que corresponden a las componentes de la distancia.

$$f_h = \frac{T_v}{J} \quad (\text{ec.57})$$

$$f_v = \frac{T_h}{J} \quad (\text{ec.58})$$

Para diseñar una soldadura sujeta a corte y torsión es conveniente considerar una soldadura de una pulgada, y calcular los esfuerzos en una soldadura de estas dimensiones. Si la soldadura considerada estuviera sobre esforzada, se necesitaría una soldadura más grande; si estuviera sub esforzada es conveniente una soldadura menos. Dentro de todas las posibilidades mostrar que una soldadura esta sobre esforzada o sub esforzada no se tiene que estar repitiendo el proceso matemático para encontrar la dimensión de la soldadura.

2.12.5. Soldaduras de ranura de penetración completa y de penetración parcial

2.12.5.1. Soldaduras de ranura de penetración completa

cuando se unen placas de diferentes espesores, la resistencia de una soldadura de penetración completa se basa en la resistencia de la placa más delgada. En forma similar, si se unen placas de diferentes resistencias, la resistencia de una soldadura de penetración completa se basa en la resistencia de la placa más débil.

Las soldaduras de penetración completa son el mejor tipo de soldadura para resistir fallas de fatiga. De hecho, en algunas especificaciones ellas son las únicas soldaduras de ranura permitidas si la fatiga es posible.

2.12.5.2. Soldaduras de ranura de penetración parcial

Estas soldaduras no se extienden completamente sobre todo el espesor de la parte conectada. Tales soldaduras pueden hacerse desde uno o ambos lados con o sin preparación de los bordes (biseles).

Las soldaduras de ranura de penetración parcial suelen ser económicas cuando no se requiere que desarrollen grandes fuerzas en los materiales conectados como en los empalmes de columnas y en las conexiones de las diversas partes de miembros compuestos.

2.12.6. Resistencia de las soldaduras de ranura de penetración completa y parcial:

la resistencia de diseño por cortante del miembro es la menor de los tres valores siguientes:

$$\text{Fractura por cortante del material base} = \phi F_n A_{ns} \quad (\text{ec.59})$$

$$\phi = 0,75$$

$$F_n = 0,60F_u \quad (\text{ec.60})$$

A_{ns} = área sometida a cortante

Fluencia por cortante de los elementos conectados

$$\phi R_n = \phi(0,60A_{vg}) * F_y \quad (\text{ec.61})$$

$$\phi = 0,90$$

Fluencia por cortante de soldadura

$$\phi F_w = \phi(0,60F_{XX}) * A_w \quad (\text{ec.62})$$

$$\phi = 0,75$$

A_w = área de la soldadura

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Relevamiento del lugar de emplazamiento

El relevamiento realizado en el laboratorio de Resistencia de los materiales fue necesario para obtener datos necesarios para el diseño del grúa semi pórtico.

3.2. Elementos de carga a levantar

Se realizó el análisis de tres elementos tipo para obtener la carga máxima que elevará el grúa semi pórtico. Se consideró los siguientes elementos que serán sometidos a ensayos sobre la losa de carga:

- 1.- Viga de hormigón armado
- 2.- Losa de hormigón armado
- 3.- Viga pretensada

Elemento 1: viga de hormigón armado



Figura 3.1 Viga de hormigón armado

$$L = 5,00 \text{ m}$$

$$b_w = 0,3 \text{ m}$$

$$h = 1,20 \text{ m}$$

Cálculo del volúmen

$$V = b_w * h * L$$

$$V = 0,3\text{m} * 1,20\text{m} * 5\text{m}$$

$$V = 1,80 \text{ m}^3$$

Peso de la viga

$$P = V * \gamma_H$$

$$P = 1,80 \text{ m}^3 * 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$P = 4500 \text{ kg}$$

Elemento 2: losa de hormigón armado

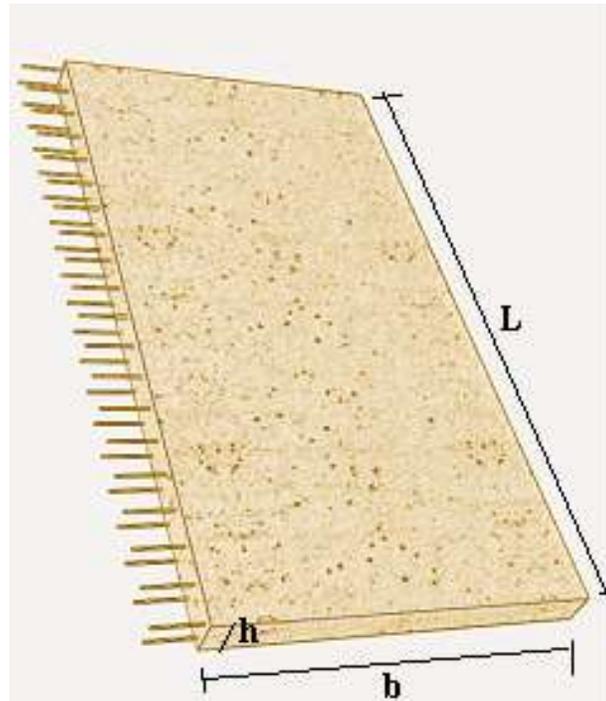


Figura 3.2 Losa de hormigón armado

$$L = 5,00 \text{ m}$$

$$b_w = 1,2 \text{ m}$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

Cálculo del volumen

$$V = b_w * b * L$$

$$V = 1,2 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 5 \text{ m}$$

$$V = 1,2 \text{ m}^3$$

Peso de la losa

$$P = V * \gamma_H$$

$$P = 1,20 \text{ m}^3 * 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$P = 3000 \text{ kg}$$

Elemento 3: viga de hormigón pretensado

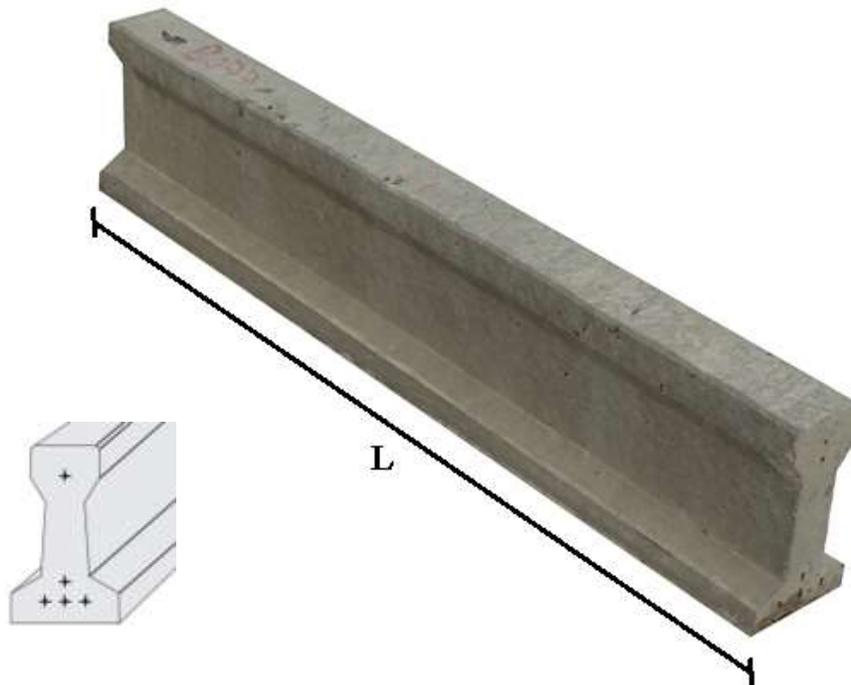


Figura 3.2 Viga de hormigón pretensado

$$L = 5,00 \text{ m}$$

$$A = 0,12 \text{ m}^2$$

Cálculo del volúmen

$$V = A * L$$

$$V = 0,12 \text{ m}^2 * 16 \text{ m}$$

$$V = 1,92 \text{ m}^3$$

Peso de la viga

$$P = V * \gamma_H$$

$$P = 1,92 \text{ m}^3 * 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$P = 4800 \text{ kg}$$

Nº	Análisis de carga	Carga (kg)
1	Viga de hormigón armado	4500
2	Losa de hormigón armado	3000
3	Viga de hormigón pretensado	4800

Carga de diseño = 5000 kg

3.3. Datos de diseño

Capacidad	5000 kg
Claro (L)	11.10 m
Tipo de servicio	clase "C"

Velocidades de operación media CMAA#70	
Aparejo (gancho)	14 pies/min
Trole	50pies/min
Puente	50 pies/min

Polipasto DRH:DST/N	
Distancia entre ruedas	0,60 cm
Luz del carro	139,5 cm
Número por ramales	2

Tambor	C
Peso	740 kg

Cargas verticales	
Carga máxima a levantar (Cl)	5000 kg
Peso del polipasto (Pl)	745 kg
Margen de impacto (Mi)	$0,3 * 5000 \text{ kg} = 1500 \text{ kg}$

Material ASTM A-36	
Limite elástico (F_y)	2530 kg/cm^2
Módulo de elasticidad (E)	2100000 kg/cm^2

3.4. Diseño de la viga principal

Análisis de dilatación para la viga principal

Estructuras afectadas

Las acciones producidas por las deformaciones debidas a las variaciones de temperatura y por las que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo, por otras causas, deben tenerse en cuenta en las estructuras hiperestáticas, muy especialmente en arcos, bóvedas estructuras semejantes, salvo en los casos que se detallan, a continuación:

Pueden no considerarse acciones térmicas y reológicas en las estructuras formadas por pilares y vigas cuando se disponen juntas de dilatación a distancias adecuadas.

La distancia estimada entre juntas de dilatación en estructuras ordinarias de edificación de acero laminado, o de hormigón armado no debe sobrepasar 40 m. Esta distancia

suele aumentarse a 50 m si los pilares son de rigidez pequeña, y reducirse a 30 m si los pilares son de rigidez grande.

Variación de temperatura

Los valores de variación de temperatura que deben adoptarse en el cálculo, a menos que se hayan realizado determinaciones directas en la localidad, son los siguientes:

- a) Estructuras de acero a la intemperie y expuestas a la radiación solar directa $\pm 30^\circ$.
- b) Estructuras a la intemperie en los demás casos $\pm 20^\circ$.

En las estructuras con revestimiento que aseguren una variación de temperatura no superior a $\pm 10^\circ$ puede prescindirse, en general, de considerar las acciones térmicas.

Variaciones diferenciales de temperatura

Deben considerarse las acciones producidas por deformaciones debidas a temperaturas diferentes en zonas distintas de la estructura, en el caso de que puedan presentarse.

Coefficiente de dilatación

En el cálculo de las deformaciones, se adoptarán los siguientes valores para el coeficiente de dilatación térmica:

- Acero laminado 0,000012 m/m $^\circ\text{C}$
- Hormigón armado 0,000011 m/m $^\circ\text{C}$

$$\Delta_L = L * \Delta_T * \alpha$$

$$\alpha = \text{Acero laminado } 0,000012 \text{ m/m } ^\circ\text{C}$$

$$L = 11 \text{ m}$$

$$\Delta_L = 11 \text{ m} * (40^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C}) * 0,000012 \text{ m/m } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta_L = 0,00264 \text{ m} = 0,26 \text{ cm} = 2,6 \text{ mm}$$

$$L_f = L + \Delta_L$$

$$L_f = 11 \text{ m} + 0,00264 \text{ m}$$

$$L_f = 11,0026 \text{ m}$$

Alternativa 1

Sección cajón

Limitaciones para el diseño según CMAA#70 (3.5)

$$\begin{array}{llll}
 \frac{L}{h} \leq 25 & h \geq \frac{L}{25} & h \geq \frac{1100 \text{ cm}}{25} & h \geq 44,00 \text{ cm} \\
 \frac{L}{b} \leq 65 & b \geq \frac{L}{65} & b \geq \frac{1100 \text{ cm}}{65} & b \geq 16,92 \text{ cm} \\
 \frac{h}{t_w} \leq 240 & t_w \geq \frac{h}{240} & t_w \geq \frac{44,00 \text{ cm}}{240} & t_w \geq 0,18 \text{ cm} \\
 \frac{b}{t_f} \leq 60 & t_f \geq \frac{b}{60} & t_f \geq \frac{16,92 \text{ cm}}{60} & t_f \geq 0,28 \text{ cm}
 \end{array}$$

Dimensiones adoptadas de la sección tipo cajón

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$t_w = 0,635 \text{ cm (1/4")}$$

$$t_f = 1,27 \text{ cm (1/2")}$$

$$t_f' = 1,59 \text{ cm (5/8")}$$

Además, según especificaciones LRFD-AISC debe cumplir:

Para $t_f = 1,27 \text{ cm}$

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{25 \text{ cm}}{2 \cdot 1,27 \text{ cm}} \leq \frac{55}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 9,84 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{45 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 70,87 \leq 106,76 \quad \text{OK}$$

Para $t_f' = 1,59 \text{ cm}$

$$\frac{b}{2t_f'} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{25 \text{ cm}}{2 \cdot 1,59 \text{ cm}} \leq \frac{55}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 7,86 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{45 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 70,87 \leq 106,76 \quad \text{OK}$$

Verificación del espesor y ala de la sección donde se sujetará la rueda del carro

Carga por rueda

$$C_r = C_1 + P_1 + M_i$$

$$C_r = 5000 \text{ kg} + 745 \text{ kg} + 1500 \text{ kg}$$

$$C_r = 7245 \text{ kg}$$

$$R_1 = 75\% \quad C_r = 5433,75 \text{ Kg}$$

$$R_2 = 25\% \quad C_r = 1811,25 \text{ Kg}$$

Reacción producida por el peso del carro

$$R_1 = \left(\frac{7245}{2 \text{ ruedas}} \right) * 75\% = 2716,88 \text{ kg}$$

$$R_2 = \left(\frac{7245}{2 \text{ ruedas}} \right) * 25\% = 905,63 \text{ kg}$$

Momento producido por el peso del carro

$$M = 3622,50\text{kg} * \left(6\text{cm} + \frac{0,635\text{cm}}{2} \right) = 22885,1 \text{ kg. cm}$$

Verificación de la resistencia del ala

Se asumió un ala de 12 cm para que pueda resistir el peso del carrito, posteriormente se verificó si la misma resistirá el peso producido por el trolley.

Inercia

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Modulo resistente

$$Z = \frac{b * h^2}{6}$$

Verificación

$$\sigma = \sigma_{adm}$$

$$\frac{M}{Z} = \sigma_{adm}$$

$$\frac{22885,1 \text{ kg.cm}}{\frac{6,32 * 1,59^2}{6}} = \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{adm} = 8593,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{M}{\sigma_{adm}}$$

$$Z = \frac{22885,1 \text{ kg. cm}}{8593,9}$$

$$Z = 2,66 \text{ cm}^3$$

$$2,66 = \frac{b * h^2}{6}$$

$$b_{min} = \frac{6 * Z}{h^2}$$

$$b_{\min} = \frac{6 * 2,66\text{cm}^3}{1,59^2}$$

$$b_{\min} = 6,3\text{cm}$$

Se colocará una riel de 5cm para el movimiento del polipasto , por lo cual el ala de la sección será de 12 cm.

$$\sigma = \frac{M}{\frac{b * h^2}{6}}$$

$$\sigma = \frac{22885,1 \text{ kg. cm}}{\frac{12,32 * 1,59^2}{6}}$$

$$\sigma = 4408,6\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$4408,6\text{kg/cm}^2 \leq 8593,9\text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Dimensiones de la sección cajón

t_f	1,27 cm
t_f'	1,59 cm
b_f	29,27 cm
b_f'	50,27 cm
e	1,50 cm
e'	12,0 cm
t_w	0,64cm
b	25,00 cm
h	45,00 cm
d	47,86 cm

Propiedades geométricas**Área**

$$A = 145,84 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 40381,9 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 18833,86 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(cg)} = 22,63 \text{ cm}$$

$$Y_{(cg)} = 14,56 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{18833,86 \text{ cm}^4}{145,84 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 11,36 \text{ cm}$$

Cálculo de momento y cortante máximo**Cargas verticales****Carga muerta (C_m)**

$$C_m = A * L * \gamma$$

A= área de la sección cajón m^2

L= longitud de la viga puente m

γ = peso específico del acero (se usará un acero A-36) kg/m^3

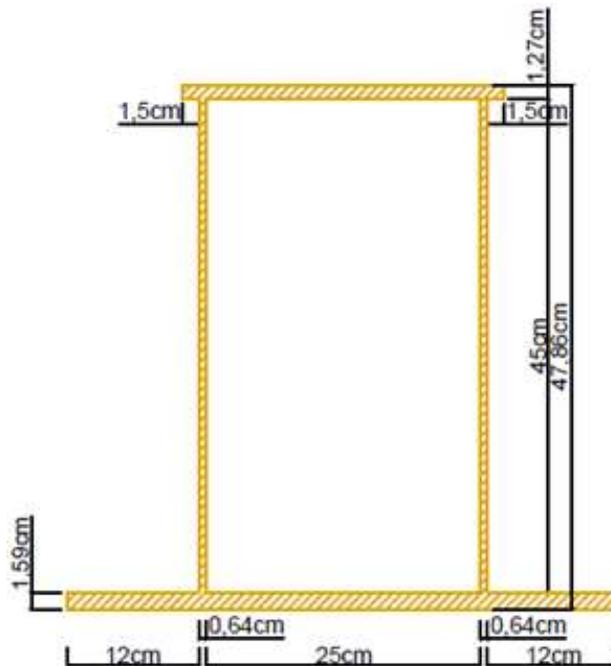
$$C_m = A * L * \gamma$$

$$C_m = 0,014 \text{ m}^2 * 11,00 \text{ m} * 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$C_m = 1259,33 \text{ kg}$$

Carga muerta distribuida (W)

$$W = \frac{C_m}{L}$$



$$W = \frac{1259,33 \text{ kg}}{11,00 \text{ m}}$$

$$W = 114,48 \text{ kg/m}$$

Carga por rueda (C_r)

$$C_r = C_1 + P_1 + M_i$$

$$C_r = 5000\text{kg} + 745\text{kg} + 1500\text{kg}$$

$$C_r = 7245 \text{ kg}$$

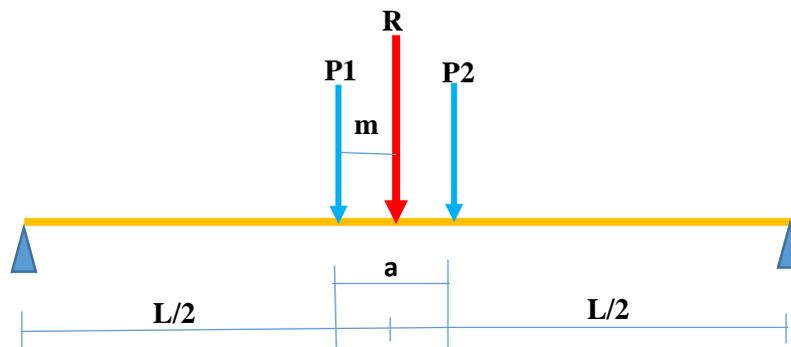
Distribución de las cargas por rueda

$$R_1=75\% \quad C_r=5433,75 \text{ Kg}$$

$$R_2=25\% \quad C_r=1811,25 \text{ Kg}$$

Análisis de carga producido por las ruedas del polipasto

Teorema de barré



$$a=60\text{cm (distancia entre ruedas)}$$

$$L/2=550\text{cm}$$

$$P_1=5433,75 \text{ kg}$$

$$P_2= 1811,25 \text{ Kg}$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$R = 5433,75 \text{ kg} + 1811,25 \text{ Kg}$$

$$R = 7245 \text{ kg}$$

$$P_1 > P_2$$

$$5433,75 \text{ kg} > 1811,25 \text{ Kg}$$

$$\sum P_1 = 0$$

$$R * m = P_2 * a$$

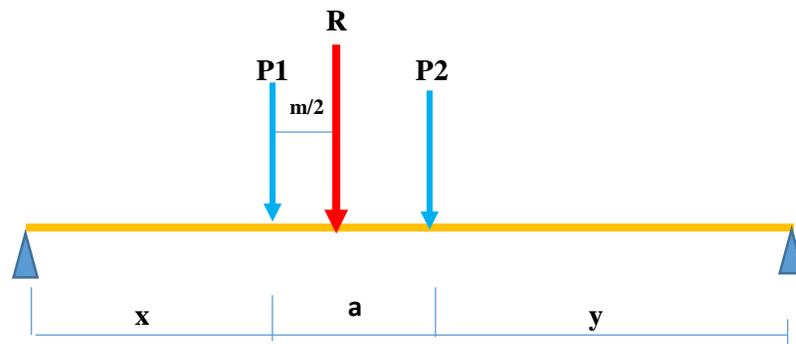
$$m = \frac{P_2 * a}{R}$$

$$m = \frac{1811,25 \text{ Kg} * 60 \text{ cm}}{5433,75 \text{ kg}}$$

$$m = 20 \text{ cm}$$

$$m = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{m}{2} = \frac{20 \text{ cm}}{2} = 10 \text{ cm}$$



$$x = \frac{L}{2} - \frac{m}{2}$$

$$x = 550 - 10 \text{ cm}$$

$$x = 540 \text{ cm}$$

$$x = 540 \text{ cm} - m$$

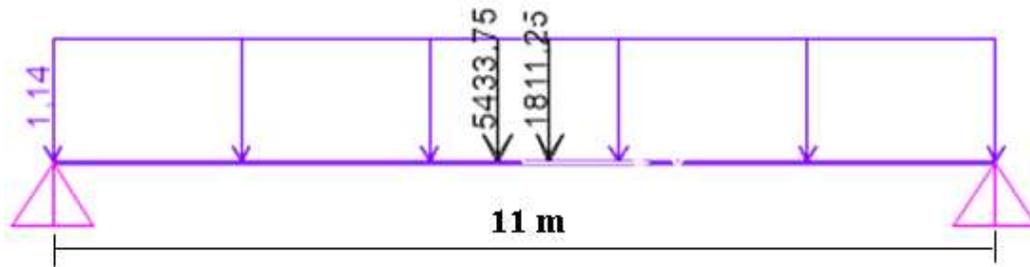
$$x = 540 \text{ cm} - 20 \text{ cm}$$

$$x = 520 \text{ cm}$$

$$x + a = 520 \text{ cm} + 60 \text{ cm}$$

$$x + a = 580 \text{ cm}$$

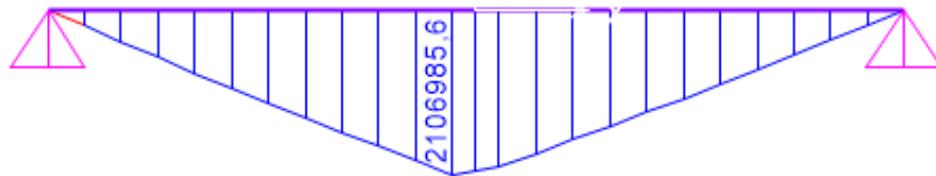
Diagrama de momentos y cortantes



$$R_A = 4348,30 \text{ kg}$$

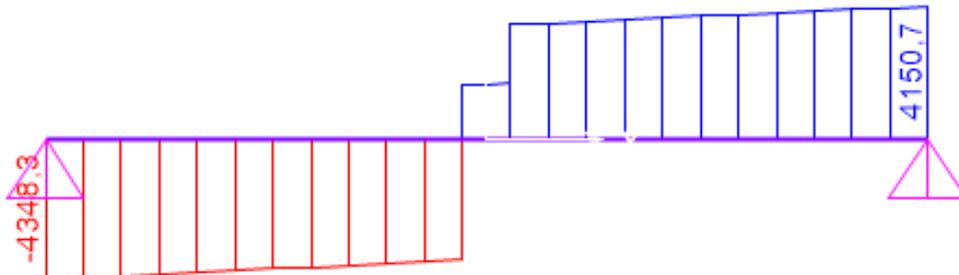
$$R_B = 4150,70 \text{ kg}$$

Diagrama de momentos



$$M_{\max} = 2106985,60 \text{ kgcm}$$

Diagrama de cortantes



$$V_{\max} = 4348,30 \text{ kg}$$

Cargas horizontales

Fuerzas horizontales en vigas carril de puentes grúas

Fuerza lateral. - La fuerza lateral total sobre ambas vigas carril se debe calcular como el 20 % de la suma de la carga nominal del puente grúa y del peso del carro de carga transversal y del aparejo de izaje, con exclusión del peso de las otras partes de la grúa.

Se considerará como una fuerza horizontal de dirección perpendicular a la viga carril, actuando en ambos sentidos en la superficie superior del riel y será distribuida según la rigidez lateral de las vigas carril y de la estructura de soporte de las mismas.

Fuerza longitudinal. - Se debe adoptar como mínimo, el 10% de la máxima carga por rueda del carro frontal del puente grúa. Se considerará como una fuerza horizontal de dirección paralela a la viga carril, actuando en ambos sentidos en la superficie superior del riel.

Carga por sismo

Para realizar el análisis y diseño se requiere los parámetros de aceleración en suelo firme y el tipo de espectro que le corresponde.

CIUDAD CAPITAL	DEPARTAMENTO	A _o / g	ESPECTRO
TRINIDAD	BENI	0.05	TIPO 1
COCHABAMBA	COCHABAMBA	0.10	TIPO 6
SUCRE	CHUQUISACA	0.10	TIPO 6
LA PAZ	LA PAZ	Según zonas	TIPOS A, B, C y E
ORURO	ORURO	0.06	TIPO 2
POTOSI	POTOSI	0.07	TIPO 3
COBIJA	PANDO	0.06	TIPO 2
SANTA CRUZ	SANTA CRUZ	0.08	TIPO 4
TARIJA	TARIJA	0.08	TIPO 4

Tabla 3.1. Aceleraciones esperadas en suelo firme para ciudades capitales

Fuerza sísmica (f)

$$F = M * A$$

Donde:

M= peso de la estructura

A= coeficiente de aceleración producida por el sismo

Aceleración sísmica en el departamento de TARIJA:

$$A = 0,08 \text{ espectro TIPO4}$$

$$F = M * A$$

$$M = A * \gamma * L$$

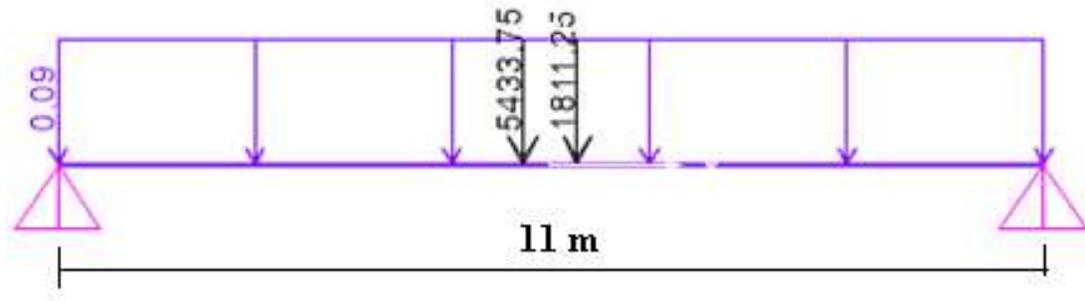
$$M = 0,014 \text{ m}^2 * 11,00 \text{ m} * 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$M = \frac{1259,33 \text{ kg}}{11\text{m}}$$

$$M = 114,48 \text{ kg/m}$$

$$F = 114,48 \text{ kg/m} * 0,08$$

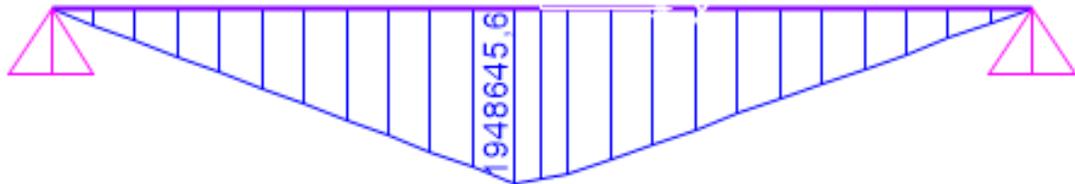
$$F = 9,16 \text{ kg/m}$$



$$R_A = 3770,80 \text{ kg}$$

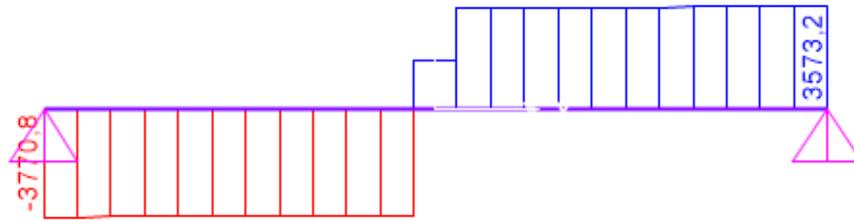
$$R_B = 3573,2 \text{ kg}$$

Diagrama de momentos



$$M_{\max} = 1948645,6 \text{ kg.cm}$$

Diagrama de esfuerzos cortantes



$$V_{\max} = 3770,80 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño a flexion

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{25 \text{ cm}}{2 \cdot 1,27 \text{ cm}} \leq \frac{55}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$9,84 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{45 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$70,87 \leq 106,76 \quad \text{OK es compacta}$$

$$L_{pd} = \frac{3500 + 2100 \frac{M_1}{M_2}}{F_y} * r_y \quad \frac{M_1}{M_2} = 0$$

$$L_{pd} = \frac{3500}{25,30 \text{ kg/mm}^2} * 113,64 \text{ mm}$$

$$L_{pd} = 15720,95 \text{ mm}$$

$$L_b \leq L_{pd}$$

$$1100 \text{ cm} \leq 1572,09 \text{ cm}$$

OK se permite el diseño plástico

Momento plástico

$$M_p = F_y * Z_x$$

Módulo plástico de la sección

$$Z_x = \int y dA_{\text{traccion}} + \int y dA_{\text{compresion}}$$

$$Z_x = ((2 * (12,97) * 0,635 * 6,48) + ((1,59 * 45,27) * 13,76) \\ + (2 * 27,03 * 0,635 * 13,52) + (24,27 * 0,95 * 27,19))$$

$$Z_x = 2188,195 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2188,19 \text{cm}^3$$

$$M_p = 5536133,92 \text{ kg. cm} \approx 55361,34 \text{ kg. m}$$

$$M_n = \emptyset M_p$$

$$M_n = 0,90 * 55361,34 \text{kg. m}$$

$$M_n = 49825,2 \text{ kg. m}$$

$$M_n > M_u$$

$$49825,2 \text{ kg. m} > 21069,86 \text{ kg. m} \quad \text{OK}$$

Resistencia al corte

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{350}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{45 \text{cm}}{0,635 \text{ cm}} > \frac{350}{\sqrt{25,3 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$70,87 \leq 69,58$$

$$\frac{350}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{439}{\sqrt{F_y}}$$

$$60,58 \leq 63 \leq 87,28$$

$$\frac{439}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w}$$

$$87,28 \leq 63$$

$$V_n = 0,60 * F_y * A_w$$

$$V_n = 0,60 * 25,30 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} * 435,4 \text{mm} * 6,35 \text{ mm}$$

$$V_n = 41969,5 \text{ kg}$$

$$V_d = \emptyset_v * V_n$$

$$V_d = 0,90 * 41969,5 \text{ kg}$$

$$V_d = 37772,56 \text{ kg}$$

$$V_u < V_d$$

$$4348,30 \text{ kg} < 37772,56 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$\frac{40 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq 260$$

$$62,9 \leq 260$$

no se requiere atiesadores transversales

Deflexión

$$\Delta_L = \frac{5wL^4}{384 EI} + \frac{Pb}{24EI} (3L^2 - 4b^2)$$

$$\Delta_L = \frac{5 * 1,14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} * (1100 \text{ cm})^4}{384 (2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) * (40381,90 \text{ cm}^4)} + \frac{5433,75 \text{ kg} * 60 \text{ cm}}{24 * (2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) * (40381,90 \text{ cm}^4)} \quad (3 *$$

$$(1100 \text{ cm})^2 - 4 * (60 \text{ cm})^2)$$

$$\Delta_L = 0,53 \text{ cm} \approx 5,30 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{L}{888}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{1100 \text{ cm}}{888}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = 1,24 \text{ cm}$$

$$\Delta_L < \Delta_{\text{adm}}$$

$$0,84 \text{ cm} < 1,24 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Cargas horizontales

Margen de impacto supuesto $M_i=10\%$

$$C_h = (C_l + P_p + W_p * L) * 0,10$$

$$C_h = (5000 \text{ kg} + 740 \text{ kg} + 1467,95) * 0,10$$

$$C_h = 720,8 \text{ kg}$$

Momento de torsión

$$M_T = C_h * \frac{d}{2}$$

$$M_T = 720,80 \text{ kg} * \frac{42,54 \text{ cm}}{2}$$

$$M_T = 15331,416 \text{ kg. cm}$$

Rigidez torsional

$$K_T = \frac{4A_i^2}{\int \frac{ds}{t}}$$

$$K_T = \frac{4((34,77\text{cm} - 0,635\text{cm})(42,54\text{cm} - 1,27\text{cm}))^2}{2\left(\frac{(34,78\text{cm} - 0,635\text{cm})}{1,27\text{cm}} + \frac{(42,54\text{cm} - 1,27\text{cm})}{0,635\text{cm}}\right)} = 43200,36 \text{ cm}^4$$

$$K_T = 43200,36 \text{ cm}^4$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Donde μ es coeficiente de poisson=0.3

$$G = \frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2(1 + 0.3)} = 807692.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$G = 807692.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\theta = \frac{M_T}{G K_T}$$

$$\theta = \frac{15331,416 \text{ kg. cm}}{807692.308 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 43200,36 \text{ cm}^4} = 4,40 \times 10^{-7} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \approx 4,40 \times 10^{-8} \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

Esfuerzo torsional máximo

$$F_{v\text{max}} = \frac{M_T}{2A_i t_{\text{min}}}$$

$$F_{v\text{max}} = \frac{15331,416 \text{ kg. cm}}{2 * 1408,75 \text{ cm}^2 * 0,635\text{cm}} = 8,6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 0,08 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Revisión al empuje longitudinal

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1 * 1100\text{cm}}{11,36\text{cm} * \pi} \sqrt{\frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_c = 1,07$$

$$1,07 \leq 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{1,07^2}) * 25.3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{cr} = 15,67 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} = 1566,78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento resistente en el eje Y

Calculo del módulo plástico de la sección:

$$Z_Y = \int_{Ac} Y dA + \int_{At} Y dA$$

$$\begin{aligned} Z_Y &= 2((22,63 \text{ cm} * 1,59 \text{ cm}) * 11,31 \text{ cm} + 2(12,97 \text{ cm} * 0,635 \text{ cm}) * 10,32 \text{ cm}) \\ &\quad + 2(27,03 \text{ cm} * 0,635 \text{ cm} * 10,32 \text{ cm}) + 2(12,135 * 0,95 * 6,07) \\ &= 1478,11 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$M_{py} = Z_y * F_y$$

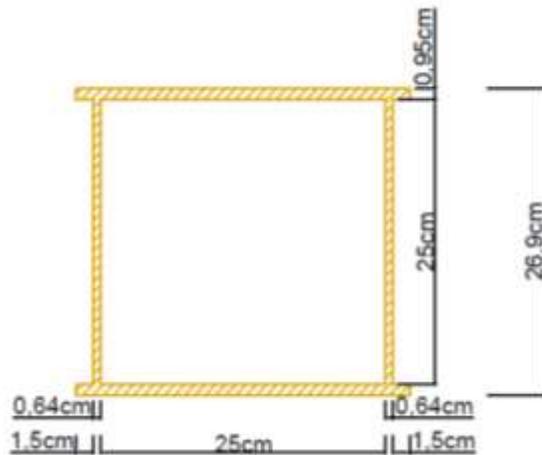
$$M_{py} = 1478,11 \text{ cm}^3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3739630,97 \text{ kg. cm} = 40931,28 \text{ kg. m}$$

$$40931,28 \text{ kg. m} > 21069,86 \text{ kg. m}$$

Sección menor de la viga puente tipo cajón

Esta sección estará apoyada sobre la viga testera

b	25cm
h	25 cm
e	1,5cm
t _f	0,95 cm (3/8")
t _w	0,635 cm (1/4")



Según especificaciones LRFD-AISC debe cumplir:

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{25\text{cm}}{2 \cdot 0,95\text{cm}} \leq \frac{55}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 10,2 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{25 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 39,4 \leq 106,76 \quad \text{OK}$$

La sección es compacta

Propiedades geométricas

Área

$$A = 106 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 14536,9 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 10564,8 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(cg)} = 14,6 \text{ cm}$$

$$Y_{(cg)} = 13,7 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{10564,8 \text{ cm}^4}{106 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 9,9\text{cm}$$

Diseño a flexión

Análisis plástico

Longitud máxima

$$L_{pd} = \frac{3500 + 2100 \frac{M_1}{M_2}}{F_y} * r_y$$

$$L_{pd} = \frac{3500 + 0}{25.3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} * 99\text{mm}$$

$$L_{pd} = 13695\text{mm}$$

$$L_b \leq L_{pd}$$

Donde $L_b=11000\text{mm}$ =luz de la viga

$11000\text{mm} \leq 13695,65\text{mm}$ se permite el diseño plástico

Calculo del módulo plástico de la sección

$$Z_X = \int_{Ac} Y dA + \int_{At} Y dA$$

$$Z_X = 2(2(11,23\text{cm} * 1,59\text{cm}) * 5,61\text{cm}) + (31,18\text{cm} * 1,27\text{cm}) * 11,86\text{cm}$$

$$= 1339,96\text{cm}^3$$

$$M_p = Z_x * F_y$$

$$M_p = 1339,96\text{cm}^3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_p = 3390100,57\text{kg. cm} \approx 33901\text{kg. cm}$$

$$M_n = \phi M_p$$

$$M_n = 0.9 * 3390100,57\text{kg. cm}$$

$$M_n = 3051090,51 \text{ kg. cm} = 30510,91\text{kg. m}$$

$$M_n > M_u$$

$30510,91\text{kg. m} > 22754,375 \text{ kg. m}$ Cumple

Diseño al corte

$$\frac{h}{t_w} > \frac{350}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{25\text{cm}}{0,64\text{cm}} > \frac{350}{\sqrt{25.3 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$39,0 > 69.58$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w$$

$$V_n = 0.6 * F_y * d * t_w$$

$$V_n = 0.6 * \frac{25.3\text{kg}}{\text{mm}^2} * 275\text{mm} * 6,4\text{mm}$$

$$V_n = 26716,8\text{kg}$$

$$V_d = \phi_b * V_n$$

$$V_d = 0.9 * 26716,8 \text{ kg}$$

$$V_d = 24045 \text{ kg}$$

$$V_u < V_d$$

$$5047,00 \text{ kg} < 24045\text{kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

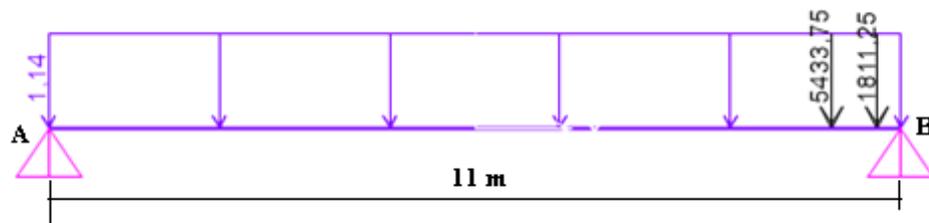
$$\frac{25\text{cm}}{0,64 \text{ cm}} \leq 260$$

$$39,06 \leq 260$$

no se requiere atiesadores transversales

3.5. Diseño de la viga testera**Análisis de la viga puente en el punto más crítico (carro al extremo)**

Apoyo B

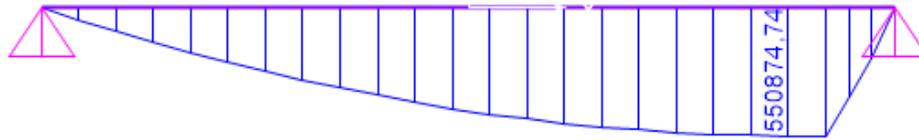


Reacciones:

$$R_a = 1120,98 \text{ kg}$$

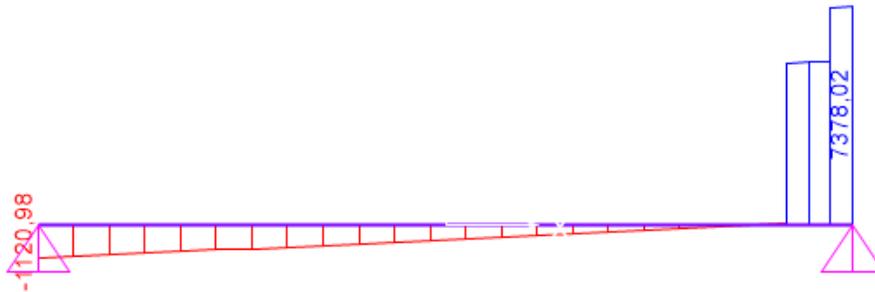
$$R_b = 7378,03 \text{ kg}$$

Diagrama de momentos



$$M_{\max} = 550874,74 \text{ kg.cm} = 5508,75 \text{ kg.m}$$

Diagrama de cortantes



$$V_{\max} = 7378,02 \text{ kg}$$

Viga testera en B (Móvil)

$$\text{Longitud de testera} = \frac{\text{longitud del claro}}{7}$$

$$\text{Longitud de testera} = \frac{1100 \text{ cm}}{7}$$

$$\text{Longitud de testera} = 157,14 \text{ cm}$$

La longitud de la viga testera no debe ser menor a 6 pies (183 cm) según la norma CMAA #70

$$\text{Longitud adoptada} = 185 \text{ cm}$$

Sección cajón (viga testera)

Las limitaciones para el diseño se realizan de acuerdo a la norma CMAA#70

$$\begin{array}{llll} \frac{L}{h} \leq 25 & h \geq \frac{L}{25} & h \geq \frac{185\text{cm}}{25} & h \geq 7,40\text{cm} \\ \frac{L}{b} \leq 65 & b \geq \frac{L}{65} & b \geq \frac{185\text{cm}}{65} & b \geq 2,85\text{cm} \\ \frac{h}{t_w} \leq 240 & t_w \geq \frac{h}{240} & t_w \geq \frac{7,40\text{cm}}{240} & t_w \geq 0,031\text{cm} \\ \frac{b}{t_f} \leq 60 & t_f \geq \frac{b}{60} & t_f \geq \frac{16,92\text{cm}}{60} & t_f \geq 0,05\text{cm} \end{array}$$

Según AISC-LRFD debe cumplir:

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{12\text{ cm}}{2 * 0,95\text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30\text{ kg/mm}^2}}$$

$$6,31 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

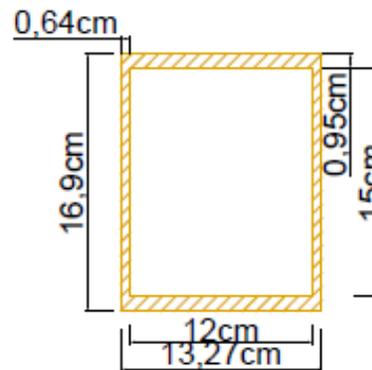
$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{15\text{ cm}}{0,635\text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30\text{ kg/mm}^2}}$$

$$23,62 \leq 106,76 \quad \text{OK}$$

Dimensiones adoptadas

h	15cm
b	12cm
t _f	0,95 cm (3/8")
t _w	0,635cm (1/4")



Propiedades geométricas

Área

$$A = 40,46\text{cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 1720,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 765,94 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(cg)} = 5,64 \text{ cm}$$

$$Y_{(cg)} = 8,45 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{765,94 \text{ cm}^4}{40,46 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 4,35 \text{ cm}$$

Calculo de momento y cortante máximo

Carga muerta (C_m)

$$C_m = A * L * \gamma$$

A= área de la sección cajón m^2

L= longitud de la viga puente m

γ = peso específico del acero (se usará un acero A-36) kg/m^3

$$C_m = 0,0040 \text{ m}^2 * 1,85 \text{ m} * 7850 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$$C_m = 58,76 \text{ kg}$$

Carga muerta distribuida (W)

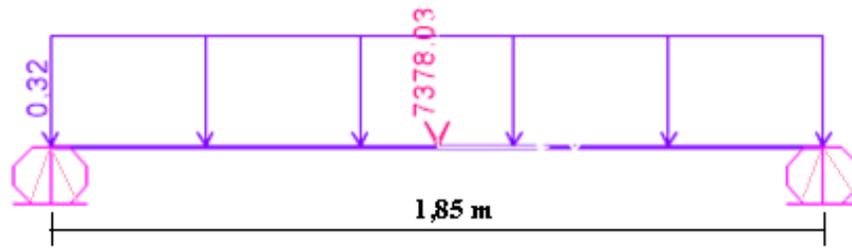
$$W = \frac{C_m}{L}$$

$$W = \frac{58,76 \text{ kg}}{1,85 \text{ m}}$$

$$W = 31,76 \text{ kg}/\text{m}$$

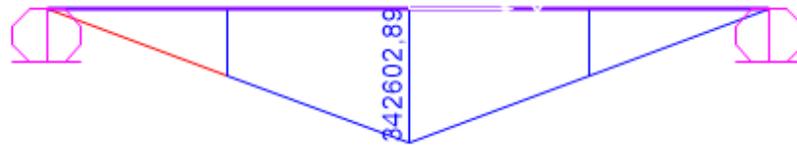
Carga transmitida a la viga

Cortante máxima de la viga puente (análisis del punto B) = 7378,03 kg



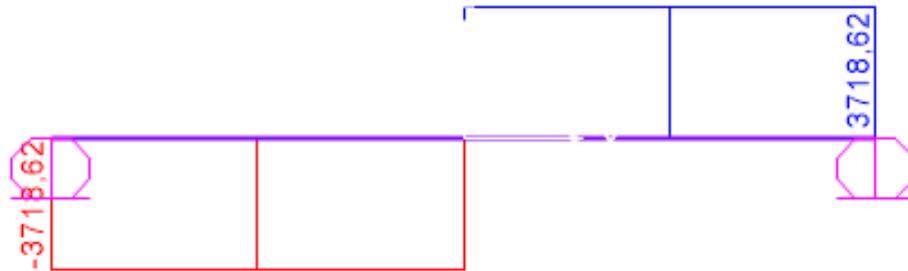
$$R=3718,62 \text{ kg}$$

Diagrama de momentos



$$\text{Momento máximo} = 342602,89 \text{ kg.cm} = 3426,03 \text{ kg.m}$$

Diagrama de esfuerzos cortantes



$$\text{Cortante máxima} = 3718,62 \text{ kg}$$

Diseño a flexión

Análisis plástico

Longitud máxima

$$L_{pd} = \frac{3500 + 2100 \frac{M_1}{M_2}}{F_y} * r_y$$

$$L_{pd} = \frac{3500 + 0}{25.3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} * 43,50 \text{ mm}$$

$$L_{pd} = 6017,8\text{mm}$$

$$L_b \leq L_{pd}$$

Donde $L_b=1850\text{mm}$ =luz de la viga

$1850\text{mm} \leq 6017,8\text{mm}$ se permite el diseño plástico

Calculo del módulo plástico de la sección

$$Z_X = \int_{Ac} Y dA + \int_{At} Y dA$$

$$Z_X = (11,27 * 0,95 * 7,98) + (2 * 7,50 * 0,635 * 3,75) + (11,27 * 0,95 * 7,98) + (2 * 7,50 * 0,635 * 3,75)$$

$$Z_X = 242,31 \text{ cm}^3$$

$$M_p = Z_x * F_y$$

$$M_p = 242,31 \text{ cm}^3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_p = 613052,5\text{kg. cm} \approx 6130,5\text{kg. m}$$

$$M_n = \emptyset M_p$$

$$M_n = 0.9 * 6130,5\text{kg. m}$$

$$M_n = 5517,47\text{kg. m}$$

$$M_n > M_u$$

$$5517,47\text{kg. m} > 3426,03 \text{ kg. m} \quad \text{OK}$$

Diseño al corte

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{350}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{15\text{cm}}{0,635\text{cm}} \leq \frac{350}{\sqrt{25.3 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$23,62 \leq 69.58 \quad \text{OK}$$

$$\frac{350}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{439}{\sqrt{F_y}}$$

$$69,58 \leq 23,60 \leq 87,28 \quad \text{NO}$$

$$\frac{439}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w}$$

$$87,28 \leq 23,60 \quad \text{NO}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w$$

$$V_n = 0.6 * F_y * d * t_w$$

$$V_n = 0.6 * \frac{25.3\text{kg}}{\text{mm}^2} * 169\text{mm} * 6,35\text{mm}$$

$$V_n = 16290,42\text{kg}$$

$$V_d = \phi_b * V_n$$

$$V_d = 0.9 * 16290,42\text{kg}$$

$$V_d = 14661,4\text{kg}$$

$$V_u < V_d$$

$$3718,62 \text{ kg} < 14661,4\text{kg}$$

$$\frac{15\text{cm}}{0,635\text{cm}} \leq 260$$

$$23,62 \leq 260 \quad \text{no se requiere atiesadores transversales}$$

Deflexión

$$\Delta_L = \frac{5wL^4}{384 EI} + \frac{PL^3}{48EI}$$

$$\Delta_L = \frac{5 * 0,32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} * (185 \text{ cm})^4}{384 (2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) * (1720,2 \text{ cm}^4)} + \frac{7378,01 \text{ kg} * (185 \text{ cm})^3}{48 (2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) * (1720,2 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta_L = 0,27\text{cm} \approx 2,70\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{L}{600}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{185 \text{ cm}}{600}$$

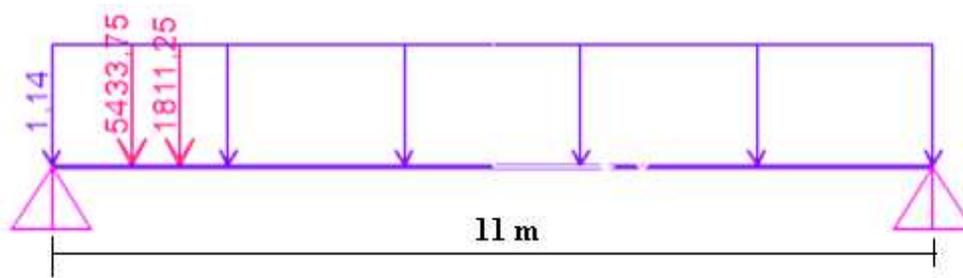
$$\Delta_{adm} = 0,31 \text{ cm}$$

$$\Delta_L < \Delta_{adm}$$

$$2,70\text{mm} < 3,10\text{mm} \quad \text{OK}$$

Análisis de la viga puente en el punto más crítico (carro al extremo)

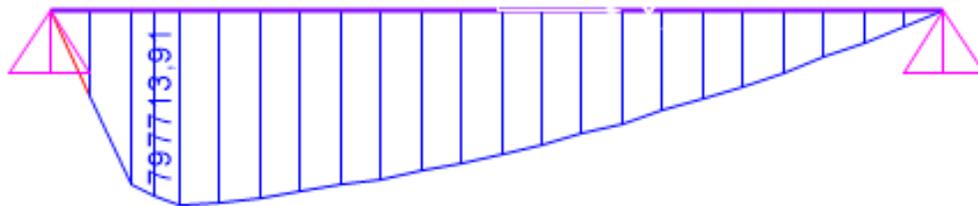
Apoyo A



$$R_A = 7114,57 \text{ kg}$$

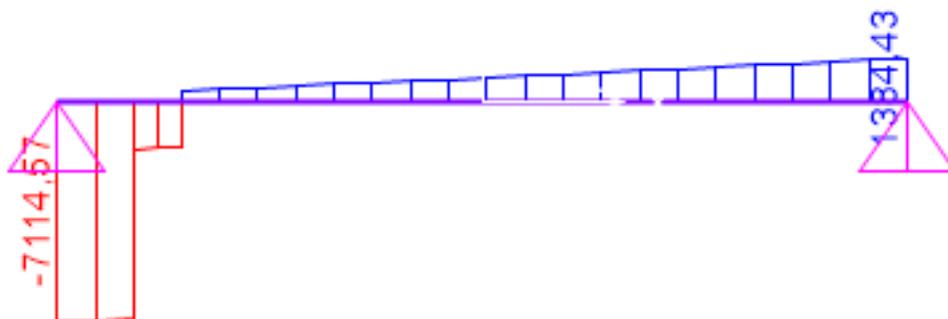
$$R_B = 1384,43 \text{ kg}$$

Diagrama de momentos



$$\text{Momento máximo: } 797713,91 \text{ kg.cm} = 7977,14 \text{ kg.m}$$

Diagrama de esfuerzos cortantes



Cortante maxima:7114,57 kg

Diseño de la viga testera en A (fija)

Esta viga será parte del pórtico testero

$$\text{Longitud de viga fija} = \frac{\text{longitud del claro}}{7}$$

$$\text{Longitud deviga fija} = \frac{1100 \text{ cm}}{7}$$

$$\text{Longitud deviga fija} = 157,14 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud adoptada} = 185 \text{ cm}$$

Sección cajón (viga testera)

$$\begin{array}{llll} \frac{L}{h} \leq 25 & h \geq \frac{L}{25} & h \geq \frac{185 \text{ cm}}{25} & h \geq 7,40 \text{ cm} \\ \frac{L}{b} \leq 65 & b \geq \frac{L}{65} & b \geq \frac{185 \text{ cm}}{65} & b \geq 2,85 \text{ cm} \\ \frac{h}{t_w} \leq 240 & t_w \geq \frac{h}{240} & t_w \geq \frac{7,40 \text{ cm}}{240} & t_w \geq 0,031 \text{ cm} \\ \frac{b}{t_f} \leq 60 & t_f \geq \frac{b}{60} & t_f \geq \frac{16,92 \text{ cm}}{60} & t_f \geq 0,05 \text{ cm} \end{array}$$

Según AISC-LRFD debe cumplir:

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{12 \text{ cm}}{2 * 0,95 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$6,31 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

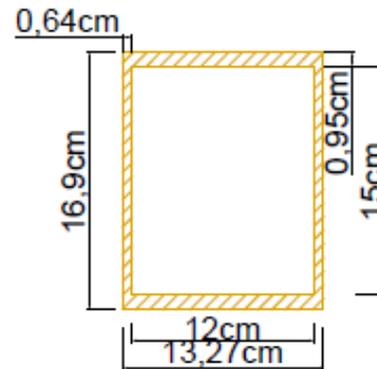
$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{15 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$23,62 \leq 106,76 \quad \text{OK}$$

Dimensiones adoptadas

h	15cm
b	12cm
t _f	0,95 cm (3/8")
t _w	0,635cm (1/4")

**Propiedades geométricas****Área**

$$A = 40,46 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 1720,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 765,94 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(cg)} = 5,64 \text{ cm}$$

$$Y_{(cg)} = 8,45 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{765,94 \text{ cm}^4}{40,46 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 4,35 \text{ cm}$$

Calculo de momento y cortante máximo**Carga muerta (C_m)**

$$C_m = A * L * \gamma$$

A= área de la sección cajón m²

L= longitud de la viga puente m

γ = peso específico del acero (se usará un acero A-36) kg/m³

$$C_m = 0,0040 \text{ m}^2 * 1,85 \text{ m} * 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$C_m = 58,76 \text{ kg}$$

Carga muerta distribuida (W)

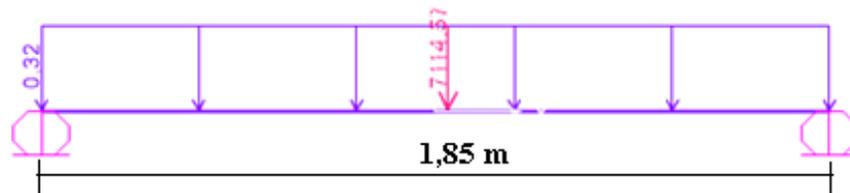
$$W = \frac{C_m}{L}$$

$$W = \frac{58,76 \text{ kg}}{1,85 \text{ m}}$$

$$W = 31,76 \text{ kg/m}$$

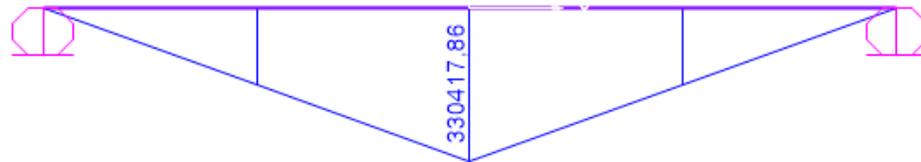
Carga transmitida a la viga

Cortante máxima de la viga puente (análisis del punto A) = 7114,57 kg



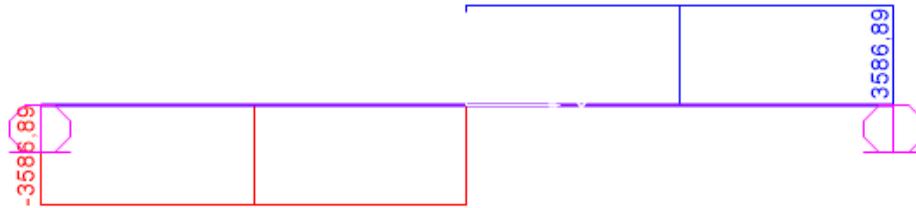
$$R=3586,89 \text{ kg}$$

Diagrama de momentos



$$\text{Momento máximo} = 330417,86 \text{ kg.cm} = 3304,2 \text{ kg.m}$$

Diagrama de esfuerzos cortantes



Cortante máxima = 3586,89 kg

Diseño a flexión

Análisis plástico

Longitud máxima

$$L_{pd} = \frac{3500 + 2100 \frac{M_1}{M_2}}{F_y} * r_y$$

$$L_{pd} = \frac{3500 + 0}{25.3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} * 43,50 \text{ mm}$$

$$L_{pd} = 6017,8 \text{ mm}$$

$$L_b \leq L_{pd}$$

Donde $L_b = 1850 \text{ mm} = \text{luz de la viga}$

$1850 \text{ mm} \leq 6017,8 \text{ mm}$ se permite el diseño plástico

Calculo del módulo plástico de la sección

$$Z_x = \int_{Ac} Y dA + \int_{At} Y dA$$

$$Z_x = (11,27 * 0,95 * 7,98) + (2 * 7,50 * 0,635 * 3,75) + (11,27 * 0,95 * 7,98) + (2 * 7,50 * 0,635 * 3,75)$$

$$Z_x = 242,31 \text{ cm}^3$$

$$M_p = Z_x * F_y$$

$$M_p = 242,31 \text{ cm}^3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_p = 613052,5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \approx 6130,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_n = \phi M_p$$

$$M_n = 0.9 * 6130,5 \text{ kg. m}$$

$$M_n = 5517,47 \text{ kg. m}$$

$$M_n > M_u$$

$$5517,47 \text{ kg. m} > 3304,2 \text{ kg. m} \quad \text{OK}$$

Diseño a corte

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{350}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{15 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{350}{\sqrt{25.3 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$23,62 \leq 69,58 \quad \text{SI}$$

$$\frac{350}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{439}{\sqrt{F_y}}$$

$$69,58 \leq 23,60 \leq 87,28 \quad \text{NO}$$

$$\frac{439}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{h}{t_w}$$

$$87,28 \leq 23,60 \quad \text{NO}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w$$

$$V_n = 0.6 * F_y * d * t_w$$

$$V_n = 0.6 * \frac{25.3 \text{ kg}}{\text{mm}^2} * 169 \text{ mm} * 6,35 \text{ mm}$$

$$V_n = 16290,42 \text{ kg}$$

$$V_d = \phi_b * V_n$$

$$V_d = 0.9 * 16290,42 \text{ kg}$$

$$V_d = 14661,4 \text{ kg}$$

$$V_u < V_d$$

$$3586,89 \text{ kg} < 14661,4 \text{ kg}$$

$$\frac{15\text{cm}}{0,635\text{cm}} \leq 260$$

23,62 \leq 260 no se requiere atiesadores transversales

Deflexión

$$\Delta_L = \frac{5wL^4}{384 EI} + \frac{PL^3}{48EI}$$

$$\Delta_L = \frac{5 * 0,32 \text{ kg/cm} * (185 \text{ cm})^4}{384 (2100000 \text{ kg/cm}^2) * (1720,2 \text{ cm}^4)} + \frac{7114,57 \text{ kg} * (185 \text{ cm})^3}{48 (2100000 \text{ kg/cm}^2) * (1720,2 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta_L = 0,26\text{cm} \approx 2,60\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{L}{600}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{185 \text{ cm}}{600}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = 0,31 \text{ cm}$$

$$\Delta_L < \Delta_{\text{adm}}$$

$$2,60 \text{ mm} < 3,10\text{mm} \quad \mathbf{OK}$$

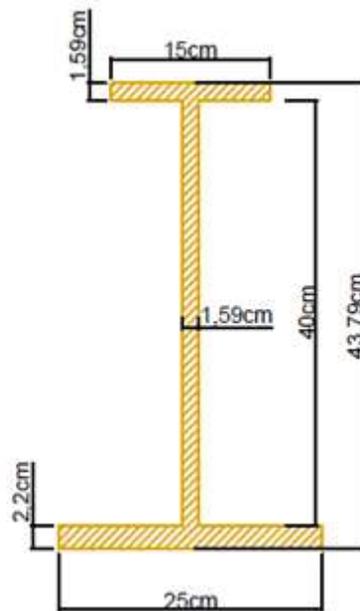
Alternativa 2

Sección para la viga principal

Sección I asimétrica

Dimensiones adoptadas

h	40 cm
b	25 cm
b'	15 cm
t _w	1,59 cm (5/8")
t _f	1,59 cm (5/8")
t _f '	2,22 cm (7/8")



Además, según especificaciones LRFD-AISC debe cumplir:

Para $t_f = 1,59$ cm

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{25 \text{ cm}}{2 \cdot 1,59 \text{ cm}} \leq \frac{55}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 7,86 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{40 \text{ cm}}{1,59 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 25,16 \leq 106,76 \quad \text{OK}$$

Para $t_f' = 2,22$ cm

$$\frac{b}{2t_f'} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{25 \text{ cm}}{2 \cdot 2,22 \text{ cm}} \leq \frac{55}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 5,63 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{40 \text{ cm}}{1,59 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 25,16 \leq 106,76 \quad \text{OK}$$

Verificación del espesor y ala de la sección donde se sujetará la rueda del carro

Carga por rueda

$$C_r = C_1 + P_1 + M_i$$

$$C_r = 5000 \text{ kg} + 745 \text{ kg} + 1500 \text{ kg}$$

$$C_r = 7245 \text{ kg}$$

$$R_1 = 75\% \quad C_r = 5433,75 \text{ Kg}$$

$$R_2 = 25\% \quad C_r = 1811,25 \text{ Kg}$$

Reacción producida por el peso del carro

$$R_1 = \left(\frac{7245}{2 \text{ ruedas}} \right) * 75\% = 2716,88 \text{ kg}$$

$$R_2 = \left(\frac{7245}{2 \text{ ruedas}} \right) * 25\% = 905,63 \text{ kg}$$

Momento producido por el peso del carro

$$M = 3622,50 \text{ kg} * \left(5,85 \text{ cm} + \frac{1,59 \text{ cm}}{2} \right) = 24071,5 \text{ kg.cm}$$

Verificación de la resistencia del ala

Se asumió un ala de 12 cm para que pueda resistir el peso del carrito, posteriormente se verificó si la misma resistirá el peso producido por el trolley.

Inercia

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Modulo resistente

$$Z = \frac{b * h^2}{6}$$

Verificación

$$\sigma = \sigma_{adm}$$

$$\frac{M}{Z} = \sigma_{adm}$$

$$\frac{24071,5 \text{ kg.cm}}{\frac{5,85 * 2,22^2}{6}} = \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{adm} = 5009 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{M}{\sigma_{adm}}$$

$$Z = \frac{24071,5 \text{ kg. cm}}{5009}$$

$$Z = 4,8 \text{ cm}^3$$

$$4,8 = \frac{b * h^2}{6}$$

$$b_{\min} = \frac{6 * Z}{h^2}$$

$$b_{\min} = \frac{6 * 4,8 \text{ cm}^3}{2,22^2}$$

$$b_{\min} = 5,85 \text{ cm}$$

Se colocará una riel de 5cm para el movimiento del polipasto , por lo tanto se adoptara un ala de 12 cm.

$$\sigma = \frac{M}{\frac{b * h^2}{6}}$$

$$\sigma = \frac{24071,5 \text{ kg. cm}}{\frac{12,8 * 2,22^2}{6}}$$

$$\sigma = 2289 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$2289 \text{ kg/cm}^2 \leq 5009 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Propiedades geométricas

Área

$$A = 143 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 32082,6 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 3766,20 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(\text{cg})} = 12,5 \text{ cm}$$

$$Y_{(\text{cg})} = 14,76 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{3766,20 \text{ cm}^4}{143 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 5,13 \text{ cm}$$

Calculo de momento y cortante máximo**Cargas verticales****Carga muerta (C_m)**

$$C_m = A * L * \gamma$$

A= área de la sección cajón m²

L= longitud de la viga puente m

γ = peso específico del acero (se usará un acero A-36) kg/m

$$C_m = 0,014 \text{ m}^2 * 11,00 \text{ m} * 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$C_m = 1234,80 \text{ kg}$$

Carga muerta distribuida (W)

$$W = \frac{C_m}{L}$$

$$W = \frac{1234,80 \text{ kg}}{11,00 \text{ m}}$$

$$W = 112,25 \text{ kg/m}$$

Carga por rueda (C_r)

$$C_r = C_1 + P_1 + M_i$$

$$C_r = 5000 \text{ kg} + 745 \text{ kg} + 1500 \text{ kg}$$

$$C_r = 5000 \text{ kg} + 745 \text{ kg} + 1500 \text{ kg}$$

$$C_r = 7245 \text{ kg}$$

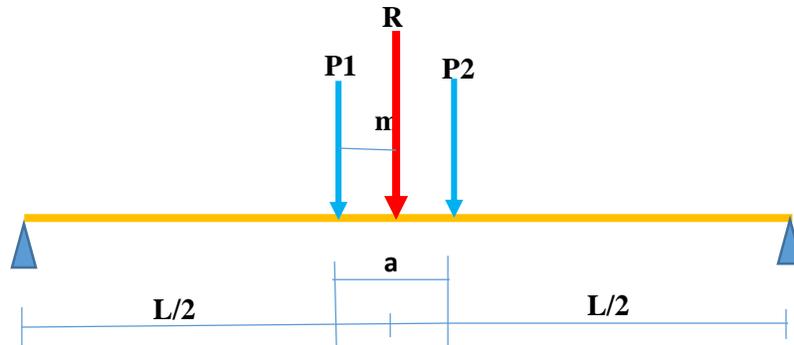
Distribución de las cargas por rueda

$$R1=75\% \quad C_r=5433,75 \text{ Kg}$$

$$R2=25\% \quad C_r=1811,25 \text{ Kg}$$

Análisis de carga producido por las ruedas del polipasto

Teorema de barré



$a=60$ cm (distancia entre ruedas)

$L/2=550$ cm

$P_1=5433,75$ kg

$P_2= 1811,25$ Kg

$$R = P_1 + P_2$$

$$R = 5433,75 \text{ kg} + 1811,25 \text{ Kg}$$

$$R = 7245 \text{ kg}$$

$$P_1 > P_2$$

$$5433,75 \text{ kg} > 1811,25 \text{ Kg}$$

$$\sum P_1 = 0$$

$$R * m = P_2 * a$$

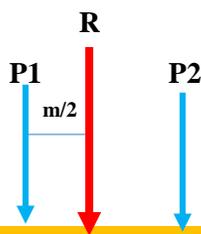
$$m = \frac{P_2 * a}{R}$$

$$m = \frac{1811,25 \text{ Kg} * 60\text{cm}}{7245 \text{ kg}}$$

$$m = 20 \text{ cm}$$

$$m = 20\text{cm}$$

$$\frac{m}{2} = \frac{20 \text{ cm}}{2} = 10 \text{ cm}$$



$$x = \frac{L}{2} - \frac{m}{2}$$

$$x = 550 - 10\text{cm}$$

$$x = 540\text{cm}$$

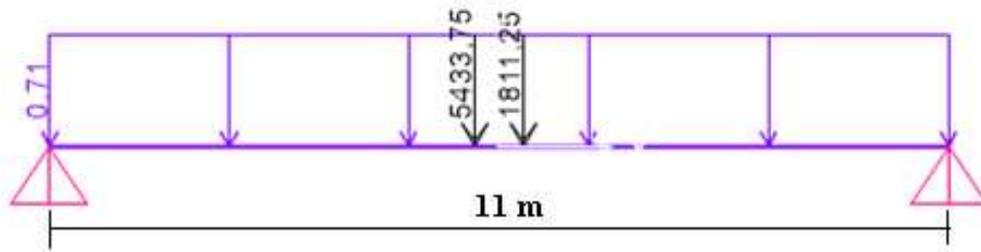
$$x = 540\text{ cm} - m$$

$$x = 540\text{ cm} - 20\text{cm}$$

$$x = 520\text{cm}$$

$$x + a = 520\text{ cm} + 60\text{cm}$$

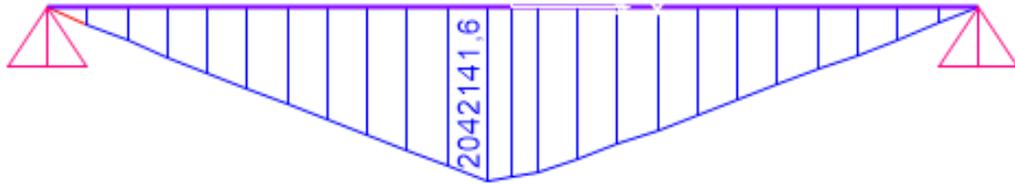
$$x + a = 580\text{ cm}$$



$$R_A = 4111,80\text{ kg}$$

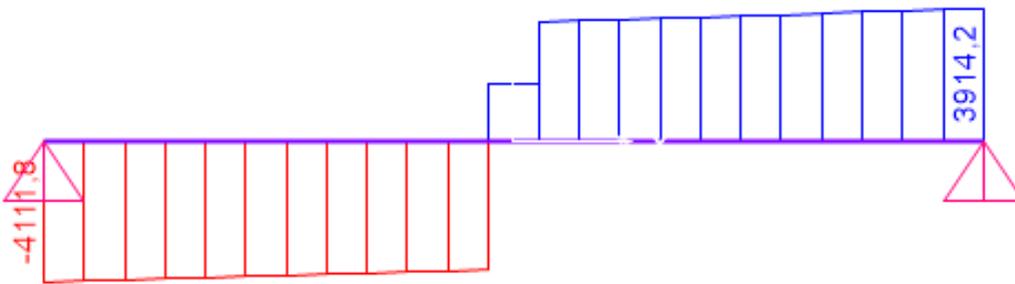
$$R_B = 3914,20\text{ kg}$$

Diagrama de momentos



$$M_{\max} = 2042141,6 \text{ kgcm}$$

Diagrama de cortantes



$$V_{\max} = 4111,80 \text{ kg}$$

Fuerza sísmica (f)

$$F = M * A$$

Donde:

m= peso de la estructura

A= coeficiente de aceleración producida por el sismo

Aceleración sísmica en el departamento de TARIJA:

A = 0,08 espectro TIPO4

$$F = M * A$$

$$M = A * \gamma * L$$

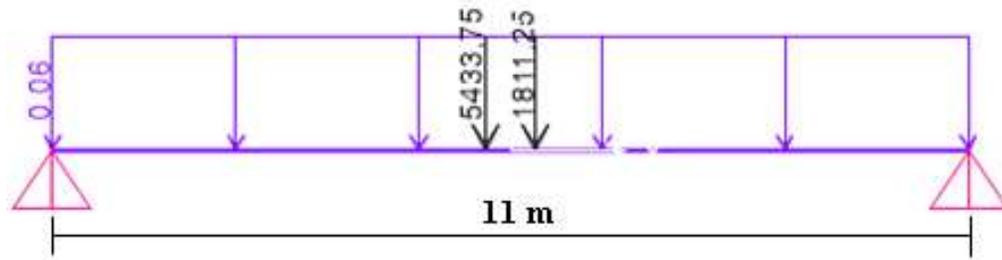
$$M = 0,0143 \text{ m}^2 * 11,00 \text{ m} * 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$M = \frac{1234,80 \text{ kg}}{11\text{m}}$$

$$M = 112,25 \text{ kg/m}$$

$$F = 112,25 \text{ kg/m} * 0,08$$

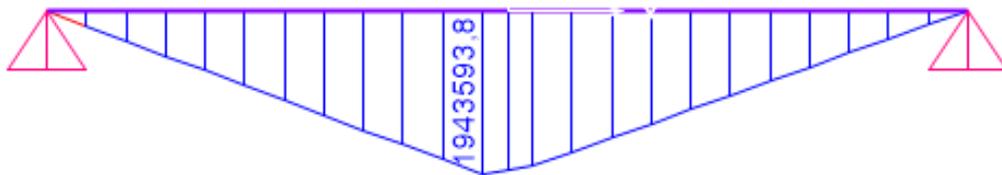
$$F = 8,98 \text{ kg/m}$$



$$R_A = 3752,37 \text{ kg}$$

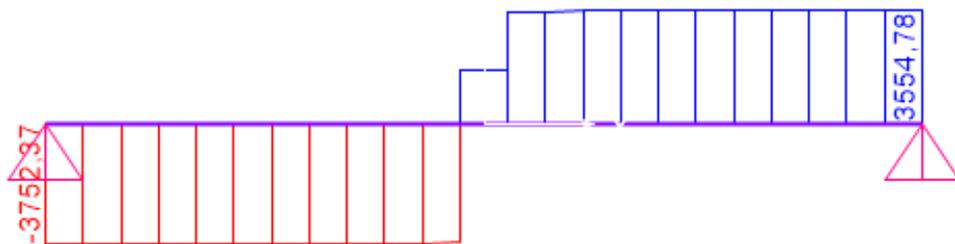
$$R_B = 3554,78 \text{ kg}$$

Diagrama de momentos



$$M_{\max} = 1943593,8 \text{ kg.cm}$$

Diagrama de esfuerzos cortantes



$$V_{\max} = 3752,37 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño a flexion

Según AISC-LRFD debe cumplir:

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{25 \text{ cm}}{2 * 2,54 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$4,92 \leq 10,93 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{40 \text{ cm}}{1,59 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$25,16 \leq 106,76 \quad \text{OK es compacta}$$

$$L_{pd} = \frac{2530 + 1550 \frac{M_1}{M_2}}{F_y} * r_y \quad \frac{M_1}{M_2} = 0$$

$$L_{pd} = \frac{2530}{25,30 \text{ kg/mm}^2} * 51,30 \text{ mm}$$

$$L_{pd} = 5130 \text{ mm}$$

$$L_b \leq L_{pd}$$

$$1100 \text{ cm} \leq 513 \text{ cm} \quad \text{No se permite el diseño plástico}$$

$$C_b = \frac{12,50 M_{\max}}{2,50 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

M_{\max} = Momento maximo en el tramo L_b , en valor absoluto, kg. mm

M_A = momento en $L_b/4$, en valor absoluto, kg. mm

M_B = momento en $L_b/2$, en valor absoluto, kg. mm

M_C = momento en $3L_b/4$, en valor absoluto, kg. mm

L_b = longitud entre arriostramientos, mm

C_b

$$= \frac{12,50 * 20421416 \text{ kg. mm}}{(2,50 * 20421416) + (3 * 11038953,75) + (4 * 20405900) + (3 * 10495631,25)}$$

$$C_b = 1,29$$

$$L_p = \frac{250 * r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = \frac{250 * 51,30 \text{ mm}}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$L_p = 2698,86 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{r_y * X_1}{(F_y - F_r)} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

y los términos X_1 y X_2 son:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ_A}{2}}$$

$$S_x = \frac{I_x}{c}$$

$$S_x = \frac{32082,60 \text{ cm}^4}{20,24 \text{ cm}}$$

$$S_x = 1585,10 \text{ cm}^3$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Donde μ es coeficiente de poisson=0.3

$$G = \frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2(1 + 0.3)}$$

$$G = 807692.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$j = \frac{b_1 * t_{f1}^3 + b_2 * t_{f2}^3 + h * t_w^3}{3}$$

$$j = \frac{150 * 15,90^3 + 250 * 25,4^3 + 35 * 15,9^3}{3}$$

$$j = 161,35\text{cm}^4$$

$$X_1 = \frac{\pi}{1585,10\text{cm}^3} \sqrt{\frac{2100000 * 807692.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 161,35 * 143 \text{ cm}^2}{2}}$$

$$X_1 = 277244,75$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2$$

Constante de alabeo

$$I_{yc} = \frac{b_t^3 * t_{f2}}{12}$$

$$I_{yc} = \frac{15^3 * 1,59}{12} = 447,19\text{cm}^4$$

$$I_{yc} = \frac{25^3 * 2,54}{12} = 3307,29\text{cm}^4$$

$$C_w = \frac{h^2 * I_{yc} * I_{yt}}{I_y}$$

$$C_w = \frac{35^2 * 3307,29\text{cm}^4 * 447,19\text{cm}^4}{3766,20}$$

$$C_w = 481057,59$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2$$

$$X_2 = \frac{4 * 481057,59}{3766,20 \text{ cm}^4} \left(\frac{1585,10\text{cm}^3}{807692.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 161,35\text{cm}^4} \right)^2$$

$$X_2 = \frac{4 * 481057,59}{3766,20 \text{ cm}^4} \left(\frac{1585,10\text{cm}^3}{807692.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 161,35\text{cm}^4} \right)^2$$

$$L_r = \frac{r_y * X_1}{(F_y - F_r)} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = \frac{5,13 * 277244,75}{(2530 - 1100)} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 1409,07 \text{ cm}$$

$$L_b < L_r$$

$$1100 \text{ cm} < 1409,07 \text{ cm} \quad \text{la sección es compacta}$$

donde:

r_y = radio de giro mínimo

A = área de la sección

C_w = constante de alabeo

F_y = esfuerzo de fluencia

$F_r = 7 \text{ kg/mm}^2$ para perfiles laminados

$F_r = 11,6 \text{ kg/mm}^2$ para perfiles soldados

Z = módulo de sección plástico

S_x = módulo de sección elástico

L_b = longitud no soportada

E = módulo de elasticidad

G = módulo de cortante

I_y = momento de inercia menor

J = momento polar de inercia

C_w = constante de alabeo

$$M_a = M_p$$

$$C_b > 1$$

Momento plástico

$$M_p = F_y * Z_x$$

Módulo plástico de la sección

$$Z_x = \int y dA_{\text{traccion}} + \int y dA_{\text{compresion}}$$

$$Z_x = (25 * 2,54 * 13,49) + (12,22 * 1,59 * 6,11) + (15 * 1,59 * 23,57) + (22,77 * 1,59 * 11,38)$$

$$Z_x = 1949,48 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1949,48 \text{cm}^3$$

$$M_p = 4932185,7 \text{kg} \cdot \text{cm} \approx 49321,86 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_r = (F_y - F_r) * S_x$$

$$M_r = (25,30 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} - 11,60) * 1585100 \text{mm}^3$$

$$M_r = 21715870 \text{kg} \cdot \text{mm} = 21715,87 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$L_m = L_p + \left\{ \frac{(C_b * M_a + M_a)(L_r - L_p)}{C_b * (M_p - M_r)} \right\}$$

$$L_m = 269,89 + \left\{ \frac{(1,29 * 4932185,7 + 4932185,7)(1409,07 - 269,89)}{1,29 * (4932185,7 - 2171587)} \right\}$$

$$L_m = 3882,94 \text{ cm}$$

$$L_m > L_r$$

$$3882,94 \text{ cm} > 1409,07 \text{ cm}$$

$$L_m = \frac{r_y * X_1 * C_b * S_x}{M_p} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 * \left(\frac{M_p}{C_b * S_x} \right)^2}}$$

$$L_m = \frac{5,13 * 277244,75 * 1,29 * 1585,10}{4932185,7} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 * \left(\frac{4932185,7}{1,29 * 1585,10} \right)^2}}$$

$$L_m = 1516,21 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_m$$

$$1100 \text{ cm} \leq 1516,21 \text{ cm}$$

$$M_n = M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} (B + \sqrt{1 + B^2})$$

$$B = \pm 2,30 \frac{d}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

$$B = \pm 2,30 \frac{39,13}{1100} \sqrt{\frac{3766,20}{161,35}}$$

$$B = 0,40$$

$$M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{2100000 * 3766,20 * 807692,31 * 161,35}}{1100} (0,40 + \sqrt{1 + 0,40^2})$$

$$M_{cr} = 4282685,375 \text{ kg. cm}$$

$$M_{cr} = 42826,85 \text{ kg. m}$$

$$M_d = \emptyset M_n$$

$$M_n = 0,90 * 42826,85 \text{ kg. m}$$

$$M_n = 38544,17 \text{ kg. m}$$

$$M_n > M_u$$

$$38544,17 \text{ kg. m} > 20421,416 \text{ kg. m} \quad \text{OK}$$

Resistencia al corte

$$\frac{h}{t_w} > \frac{350}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{40 \text{ cm}}{1,59 \text{ cm}} \leq \frac{350}{\sqrt{25,3 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$25,16 \leq 69,58$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{439}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{40}{2,22 \text{ cm}} \leq \frac{439}{\sqrt{25,3 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$18,0 \leq 87,28$$

$$V_n = 0,60 * F_y * A_w$$

$$V_n = 0,60 * 25,30 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} * 437,9 \text{ mm} * 15,90 \text{ mm}$$

$$V_n = 94444,95 \text{ kg}$$

$$V_d = \emptyset_v * V_n$$

$$V_d = 0,90 * 94444,95 \text{ kg}$$

$$V_d = 85000,46 \text{ kg}$$

$$V_u < V_d$$

$$4111,80 \text{ kg} < 85000,46 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$\frac{40 \text{ cm}}{1,59 \text{ cm}} \leq 260$$

$$25,16 \leq 260 \quad \text{no se requiere atiesadores transversales}$$

Deflexión

$$\Delta_L = \frac{5wL^4}{384 EI} + \frac{Pb}{24EI} (3L^2 - 4b^2)$$

$$\Delta_L = \frac{5 * 1,08 \text{ kg/cm} * (1100 \text{ cm})^4}{384 (2100000 \text{ kg/cm}^2) * (29170,6 \text{ cm}^4)} + \frac{5433,75 \text{ kg} * 60 \text{ cm}}{24 * (2100000 \text{ kg/cm}^2) * (29170,6 \text{ cm}^4)} \quad (3 *$$

$$(1100 \text{ cm})^2 - 4 * (60 \text{ cm})^2)$$

$$\Delta_L = 0,53 \text{ cm} \approx 5,30 \text{ mm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{888}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{1100 \text{ cm}}{888}$$

$$\Delta_{adm} = 1,24 \text{ cm}$$

$$\Delta_L < \Delta_{adm}$$

$$1,14 \text{ cm} < 1,24 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Cargas horizontales

Margen de impacto supuesto $M_i=10\%$

$$C_h = (C_1 + P_p + W_p * L) * 0,10$$

$$C_h = (5000 \text{ kg} + 740 \text{ kg} + 1467,95) * 0,10$$

$$C_h = 720,8 \text{ kg}$$

Momento de torsión

$$M_T = C_h * \frac{d}{2}$$

$$M_T = 720,80 \text{ kg} * \frac{41,89 \text{ cm}}{2}$$

$$M_T = 14102,45 \text{ kg. cm}$$

Rigidez torsional

$$K_T = \frac{4A_i^2}{\int \frac{ds}{t}}$$

$$K_T = \frac{4((25\text{cm} - 1,27\text{cm})(41,89\text{cm} - 2,54\text{cm}))^2}{2\left(\frac{(25\text{cm} - 0,795\text{cm})}{2,54\text{cm}} + \frac{(39,13\text{cm} - 2,54\text{cm})}{0,795\text{cm}}\right)}$$

$$K_T = 27141,23 \text{ cm}^4$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Donde μ es coeficiente de poisson=0.3

$$G = \frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2(1 + 0.3)}$$

$$G = 807692.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\theta = \frac{M_T}{G K_T}$$

$$\theta = \frac{14102,45 \text{ kg. cm}}{807692.308 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 27141,23\text{cm}^4} = 6,40 \times 10^{-7} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \approx 6,40 \times 10^{-8} \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

Esfuerzo torsional máximo

$$F_{v\max} = \frac{M_T}{2A_i t_{\min}}$$

$$F_{v\max} = \frac{14102,45 \text{ kg. cm}}{2 * 111,11 \text{ cm}^2 * 1,59\text{cm}} = 40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 0,40 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Revisión al empuje longitudinal

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1 * 1100\text{cm}}{5,13\text{cm} * \pi} \sqrt{\frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_c = 0,24$$

$$0,24 \leq 1,5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{0,24^2}) * 25.3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{cr} = 24,7 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} = 2469,73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento resistente en el eje Y

Calculo del módulo plástico de la sección

$$Z_Y = \int_{Ac} Y dA + \int_{At} Y dA$$

$$Z_Y = (1,59 * 15 * 11,30) + (25 * 2,54 + 12,50) + (1,59 * 22,77 * 0,795) + (15,22 * 1,59 * 0,795)$$

$$Z_Y = 1085,97$$

$$M_{py} = Z_y * F_y$$

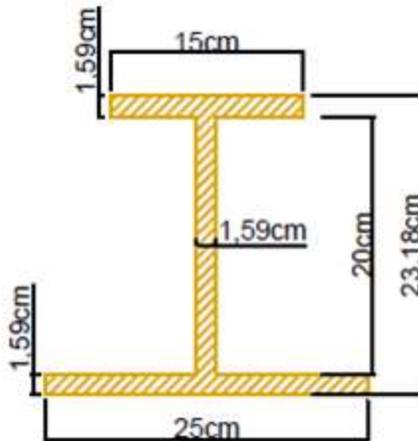
$$M_{py} = 1085,97\text{cm}^3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2747504,05 \text{ kg. cm} = 27475 \text{ kg. m}$$

$$M_{py} = 27475 \text{ kg. m}$$

Sección menor de la viga puente tipo I asimétrico

Esta sección estará apoyada sobre la viga testera

b	25cm
b'	15 cm
h	20 cm
d	23,18
e	1,5cm
t _f	1,59cm
t _w	1,59cm



Según especificaciones LRFD-AISC debe cumplir:

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{25 \text{ cm}}{2 \cdot 1,27 \text{ cm}} \leq \frac{55}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 9,84 \leq$$

10,93 OK

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{22,46 \text{ cm}}{1,59 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \text{ kg/mm}^2}} \quad 14,12 \leq 106,76 \quad \text{OK}$$

La sección es compacta

Propiedades geométricas

Área

$$A = 95,4 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 14162,30 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 19055,77 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(cg)} = 15,90 \text{ cm}$$

$$Y_{(cg)} = 12,50 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{19055,77 \text{ cm}^4}{150,62 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 9,8 \text{ cm}$$

Diseño a flexión

Análisis plástico

Longitud máxima

$$L_{pd} = \frac{3500 + 2100 \frac{M_1}{M_2}}{F_y} * r_y$$

$$L_{pd} = \frac{3500 + 0}{25.3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} * 98 \text{ mm}$$

$$L_{pd} = 13557,3 \text{ mm}$$

$$L_b \leq L_{pd}$$

Donde $L_b = 11000 \text{ mm} = \text{luz de la viga}$

$11000 \text{ mm} \leq 13557,3 \text{ mm}$ se permite el diseño plástico

Diseño al corte

$$\frac{h}{t_w} > \frac{350}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{20 \text{ cm}}{1,59 \text{ cm}} > \frac{350}{\sqrt{25.3 \text{ kg/mm}^2}}$$

$$12,58 > 69,58$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w$$

$$V_n = 0.6 * F_y * d * t_w$$

$$V_n = 0.6 * \frac{25.3 \text{ kg}}{\text{mm}^2} * 232 \text{ mm} * 15,9 \text{ mm}$$

$$V_n = 60340,5 \text{ kg}$$

$$V_d = \phi_b * V_n$$

$$V_d = 0.9 * 60340,5 \text{ kg}$$

$$V_d = 54306,45 \text{ kg}$$

$$V_u < V_d$$

$$5047,00 \text{ kg} < 54306,45 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$\frac{20 \text{ cm}}{1,59 \text{ cm}} \leq 260$$

$$15,72 \leq 260 \quad \text{no se requiere atiesadores transversales}$$

Para esta alternativa (sección en I asimétrico) las dimensiones de las vigas testeras tendrán las mismas dimensiones de la sección tipo cajón, debido a que las reacciones producidas en ambas alternativas son similares.

3.6. Diseño del rodamiento

Selección del tipo de rodamiento

$$R_{\max} = 3718,62 \text{ kg}$$

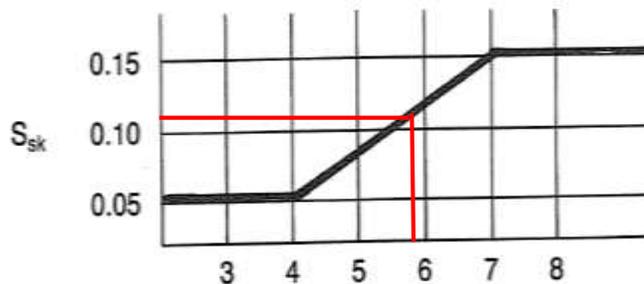
$$F_{\text{skt}} = R_{\max} S_{\text{sk}}$$

F_{skt} = fuerza por descarrilamiento o sesgado.

S_{sk} = Fuerza debida ala oblicuidad.

$$\text{relacion} = \frac{\text{luz de la viga principal}}{\text{distancia entre ruedas}}$$

$$\text{relacion} = \frac{11 \text{ m}}{1.85 \text{ m}} = 5,94$$



Fuente: norma CMAA 70

$$S_{sk} = 0.11$$

$$F_{skt} = R_{max} S_{sk}$$

$$F_{skt} = 3718,62 \text{ kg} * 0.11 = 409,05 \text{ kg}$$

F_R =fuerza radial

$$F_R = \frac{R_{max}}{2}$$

$$F_R = \frac{3718,62 \text{ kg}}{2} = 1859,31 \text{ kg}$$

Relación de cargas

$$\frac{F_{skt}}{F_R} = \frac{409,05 \text{ kg}}{1859,31 \text{ kg}} = 0,22$$

Con este valor se busca en el catálogo un rodamiento con un valor mayor o igual a la relación de cargas obtenida.

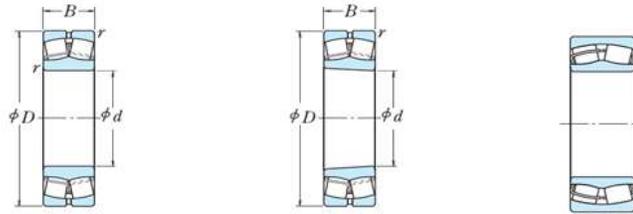
Rodamientos esféricos

Estos rodamientos cuentan con rodillos de forma de barril entre el anillo interior, que tiene dos pistas de rodadura, y el anillo exterior que tiene una sola pista de rodadura. Puesto que el centro de curvatura de la superficie de la pista de rodadura del anillo exterior coincide con el eje del rodamiento, son autolineantes de forma similar a la de los rodamientos de bolas autolineantes. Por lo tanto, si se produce desplazamiento del eje o de los soportes o desalineación de los ejes, se corrige de forma automática de forma que no se aplica un exceso de fuerza sobre los rodamientos.

Los rodillos esféricos pueden soportar, no solo elevadas cargas radiales, sino también cargas axiales en una dirección. Cuentan con una excelente capacidad para soportar cargas radiales y resultan adecuados para la mayor parte de usos en que hay cargas elevadas o impactos.

RODAMIENTOS DE RODILLOS ESFÉRICOS

Diámetro Interior 60~85 mm

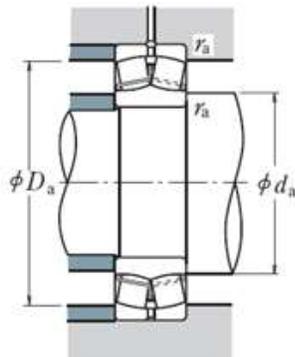


Diámetro Interior Cilíndrico

Diámetro Interior Cónico

Sin Ranura ni Orificios de Engrase

Dimensiones (mm)				Índices Básicos de Carga (N)				Velocidades Límite (rpm)		Números de Diámetro Interior Cilíndrico
<i>d</i>	<i>D</i>	<i>B</i>	<i>r</i> mín.	<i>C_r</i>	<i>C_{0r}</i>	<i>C_r</i>	<i>C_{0r}</i>	Grasa	Acete	
60	95	26	1.1	98 500	141 000	10 000	14 400	3 600	4 500	23012CE4
110	28	1.5	142 000	174 000	14 500	17 800	4 300	5 300	22212EAE4	
130	31	2.1	190 000	244 000	19 400	24 900	3 400	4 300	21312EAE4	
130	46	2.1	271 000	340 000	27 600	35 000	3 200	4 000	22312EAE4	



Carga Dinámica Equivalente

$$P = X F_r + Y F_a$$

$F_a / F_r \leq e$		$F_a / F_r > e$	
<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>X</i>	<i>Y</i>
1	Y_3	0.67	Y_2

Carga Estática Equivalente

$$P_0 = F_r + Y_0 F_a$$

Los valores de e , Y_2 , Y_3 e Y_0 se muestran en la tabla siguiente.

Rodamiento	Dimensiones de Tope y Chaflán (mm)						Constante e	Factores de Carga Axial			Masa (kg) aprox.
	Diámetro Interior Cónico ⁽¹⁾		d_a	D_a	r_a	Y_2		Y_3	Y_0		
	mín.	máx.	máx.	mín.	máx.						
23012CKE4	67	68	88	85	1	0.26	3.9	2.6	2.5	0.68	
22212EAKE4	69	72	101	98	1.5	0.23	4.4	3.0	2.9	1.1	
21312EAKE4	72	87	118	117	2	0.22	4.5	3.0	3.0	1.98	
22312EAKE4	72	79	118	111	2	0.34	3.0	2.0	1.9	2.89	

Fuente: catálogo de rodamiento NSK

De acuerdo a la relación de cargas obtenida (fuerza por sesgado/fuerza radial), le corresponde un diámetro de 60 mm

Diámetro interior del cilíndrico (d)=60 mm

Capacidad de carga dinámica (C_r)=10000 kg

Capacidad de carga estática (C_{or})=14400 kg

Factores de carga axial

$$(Y_3) = 3$$

$$(Y_2) = 4,50$$

$$(Y_0) = 3$$

Cargas aplicadas sobre el rodamiento F_a ; F_r

$$\frac{F_a}{F_r} \leq e$$

$$\frac{409,05\text{kg}}{1859,31\text{kg}} \leq 0,22$$

$$0,22 \leq 0,22$$

Carga dinámica

$$P = XF_r + YF_a$$

$$X=1$$

$$Y_3 = Y=3$$

$$F_a = F_{Skt}$$

$$P = 1 * 1859,31\text{kg} + 3 * 409,05\text{kg}$$

$$P = 3086,5 \text{ kg}$$

Carga estática equivalente

$$P_0 = F_r + Y_0 F_a$$

$$P_0 = 1859,31\text{kg} + 3 * 409,05\text{kg}$$

$$P_0 = 3086,46 \text{ kg}$$

Coefficiente de seguridad

$$S_o = \frac{C_{or}}{P_{or}} > 1$$

$$S_o = \frac{14400 \text{ kg}}{3086,46 \text{ kg}}$$

$$S_o = 4,7$$

$$S_o > 1 \quad \text{OK}$$

El rodamiento seleccionado no fallara porque el coeficiente de seguridad es mayor a 1

3.7. Selección de la rueda

$$R_{\max}=3718,62 \text{ kg}$$

Luz del puente grúa o trocha=11m=36.08 pies

De acuerdo a la tabla se obtiene el factor típico de la carga, teniendo como dato la luz del puente grúa y la velocidad de trabajo del mismo.

TABLE 4.13.3-1

TYPICAL BRIDGE LOAD FACTORS K_{bw}

BRIDGE SPAN FT.	CAPACITY IN TONS						
	3	5	7½	10	15	20	25
20	.812	.782	.762	.747	.732	.722	.716
30	.817	.785	.767	.750	.736	.725	.718
40	.827	.794	.777	.760	.744	.732	.723
50	.842	.809	.791	.771	.758	.740	.738
60	.861	.830	.807	.790	.773	.754	.747
70	.877	.844	.825	.807	.789	.768	.760
80	.888	.857	.835	.818	.802	.779	.770
90	.898	.869	.850	.832	.815	.792	.782
100	.912	.883	.867	.848	.826	.806	.796
110	.926	.890	.882	.863	.844	.823	.812
120	.934	.909	.894	.879	.860	.834	.827

Fuente: Norma CMAA 70

K_{bw}=0.794 Factor típico de la carga de puente.

El factor de velocidad se obtiene de la siguiente tabla, teniendo como dato la velocidad de trabajo del grúa puente y asumiendo un diametro minimo de rueda de 8 pulgadas.

SPEED FACTOR C_s

WHEEL DIA. IN INCHES	SPEED IN FEET PER MINUTE											
	30	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400
8	.907	.958	1.013	1.049	1.086	1.122	1.158	1.195	1.267	1.340	1.413	1.485
9	.898	.944	1.001	1.033	1.066	1.098	1.130	1.163	1.227	1.292	1.356	1.421
10	.892	.932	.984	1.020	1.049	1.079	1.108	1.137	1.195	1.253	1.311	1.369
12	.882	.915	.958	1.001	1.025	1.049	1.074	1.098	1.146	1.195	1.243	1.292
15	.872	.898	.932	.967	1.001	1.020	1.040	1.059	1.098	1.137	1.175	1.214
18	.865	.887	.915	.944	.973	1.001	1.017	1.033	1.066	1.098	1.130	1.163
21	.860	.879	.903	.927	.952	.977	1.001	1.015	1.043	1.070	1.098	1.126
24	.857	.873	.894	.915	.937	.958	.980	1.001	1.025	1.049	1.074	1.098
27	.854	.869	.887	.906	.925	.944	.963	.982	1.012	1.033	1.055	1.076
30	.852	.865	.882	.898	.915	.932	.949	.967	1.001	1.020	1.040	1.059
36	.849	.860	.873	.887	.901	.915	.929	.944	.973	1.001	1.017	1.033

Fuente: Norma CMAA 70

Se adopta diámetro de la rueda de 8 pulgadas

$C_s=0.958$ Factor de velocidad

Coeficiente de servicio (K_{w1}) y factor de servicio de rueda, estos coeficientes se obtienen a partir de la clase de servicio.

$$K_{W1} = K_{bw} C_s S_m$$

TABLE 4.13.3-3

WHEEL SERVICE FACTOR S_m AND MINIMUM LOAD SERVICE FACTOR K_{wl} MINIMUM

CLASS OF CRANE SERVICE	A	B	C	D	E	F
	K_{wl} MIN.	.75	.75	.8	.85	.9
S_m	.8	.9	1.	1.12	1.25	1.45

Fuente: Norma CMAA 70

$S_m=1$ Factor de servicio de rueda.

$K_{wlmin}= 0.8$ Factor de servicio de carga mínima.

$$K_{W1} = K_{bw} C_s S_m$$

$$K_{W1} = 0.794 * 0.958 * 1 = 0.76$$

Se toma el mayor valor de K_{wlmin} o K_{w1}

$K_{wlmin}=0.8$

Peso efectivo (Pe)

$$P_e = \frac{R_{max}}{K_{wlmin}}$$

$$P_e = \frac{3718,62 \text{ kg}}{0.8}$$

$$P_e = 4648.28 \text{ kg} = 10247,70 \text{ lb.}$$

**TABLE 4.13.3-4
GUIDE FOR BASIC BRIDGE AND TROLLEY WHEEL LOADINGS, POUNDS. (P) (KDW)**

Wheel BHN	Wheel dia. (D) Inches	ASCE 20#	ASCE 25#	ASCE 30#	ASCE 40#	ARA-A 90#	ASCE 60 & 70# ARA-B 100#	ASCE 80 & 85# ARA-A 100# BETH 104 USS 105#	ASCE 100#	BETH & USS 135#	BETH & USS 175#	BETH 171#	
200	8	6750	8000	8500	10000								
	9	7600	9000	9500	11250	14900	15750						
	10	8450	10000	10600	12500	16500	17500						
	12		12000	12750	15000	19850	21000	22500	25500				
	15			15950	18750	24850	25250	28150	31900				
	18			19150	22500	29800	31500	33750	38250	40500			
	21				26250	34800	35750	39400	44650	47250	40500	65650	73500
	24					39750	42000	45000	51000	54000	54000	75000	84000
	27							50650	57400	60750	64400	84400	94500
	30							56250	63750	67500	93750	105000	105000
36								76500	81000	112500	126000	126000	
260	8	8800	10400	11100	13000								
	9	9900	11700	12400	14600	19400	20500						
	10	11000	13000	13800	16250	21500	22750						
	12		15600	16600	19500	25800	27300	29250	33200				
	15			20700	24400	32300	34100	36600	41400				
	18			24900	29250	38750	41000	43900	49700	52650			
	21				34100	45200	47800	51200	58000	61400	85300	95600	
	24					51700	54600	58500	66300	70200	97500	109200	
	27							65800	74600	79000	109700	122900	
	30							73100	82900	87750	121900	136500	
36								99500	105300	146250	163800		
320	8	9400	11200	11800	13900								
	9	10600	12500	13300	15700	20800	21900						
	10	11800	13900	14800	17400	23100	24400						
	12		16700	17800	20900	27700	29300	31300	35500				
	15			22200	26100	34600	36600	39200	44400				
	18			26700	31300	41500	43900	47000	53300	56400			
	21				36600	48400	51200	54900	62200	65800	91400	102400	
	24					55400	58500	62700	71100	75200	104500	117000	
	27							70500	79900	84600	117500	131700	
	30							78400	88800	94000	130600	146300	
36								106600	112800	156700	175500		
Effective Width of Rail Head (W) Inches (Top of head minus corner radii)		.844	1.000	1.063	1.250	1.656	1.750	1.875	2.125	2.250	3.125	3.500	

Fuente: Norma CMAA 70

$$P_R > P_e$$

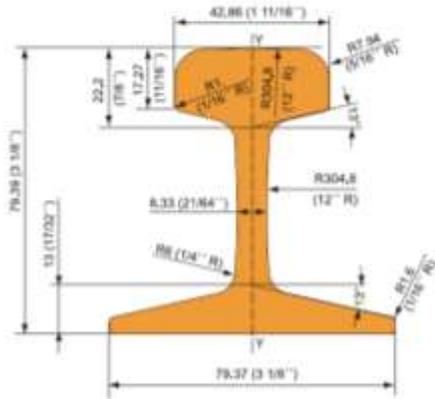
$$11100 \text{ lb} > 10247,70 \text{ lb OK}$$

El diámetro seleccionado del rodamiento es de 8 pulgadas con una dureza de 260BHN, según norma CMAA#70.

3.8. Selección del riel

El riel seleccionado es un ASCE #30

ASCE 30



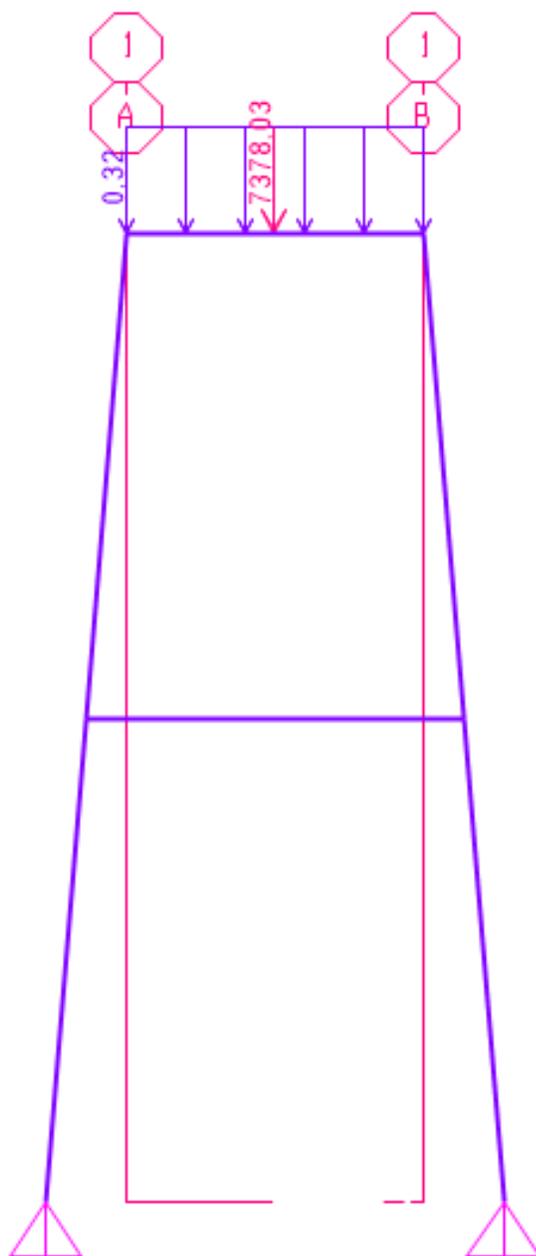
Peso teórico	14.88 kg/m (30.0 lb/yda)
Área (A)	19.35 cm ² (3.0 pulg. ²)
Momento de inercia (I _y)	170.7 cm ⁴ (4.1 pulg. ⁴)
Módulo de resistencia (W) Boleto:	41.8 cm ³ (2.55 pulg. ³)
Peso teórico	14.88 kg/m (30.0 lb/yda)
Sección (S)	19.35 cm ² (3.0 pulg. ²)
Momento de inercia (I _x)	170.7 cm ⁴ (4.1 pulg. ⁴)
Módulo resistente (W) hongo:	41.8 cm ³ (2.55 pulg. ³)

3.9. Diseño del pórtico

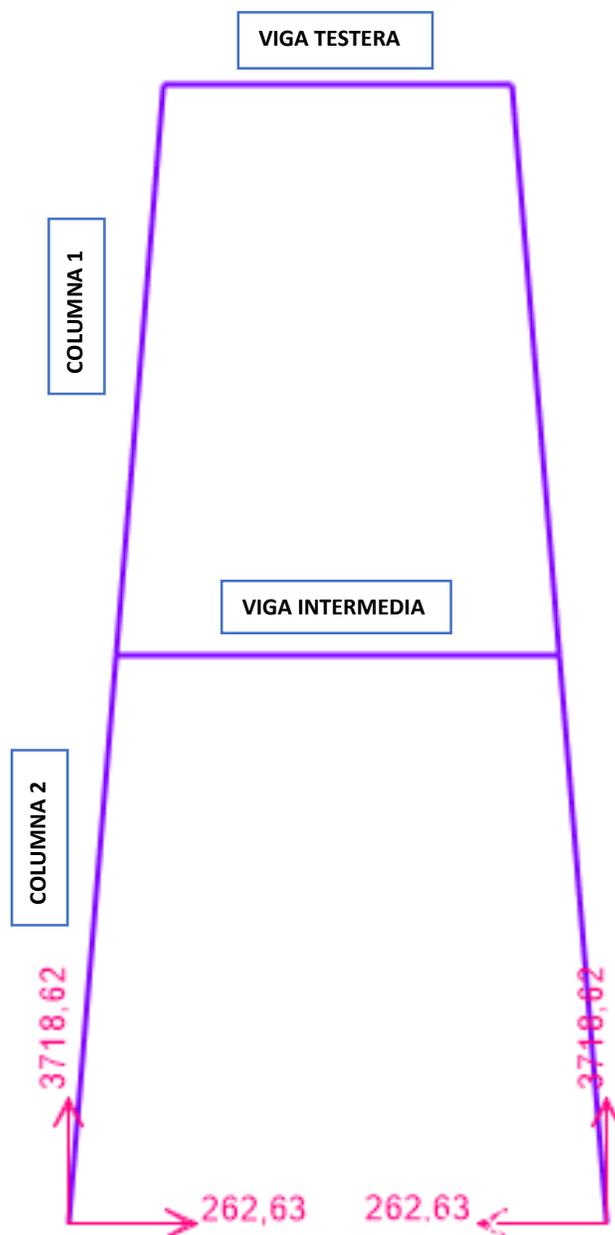
Alternativa 1 (TIPO A)

Diseño de las columnas

Altura h=590

Revisión al vuelco

Reacciones del pórtico



$$R_h = 262,63\text{kg}$$

$$R_v = 3718,62\text{ kg}$$

Longitud de la viga testera (fija)

$$l_b = 185,00\text{cm}$$

$$F = \frac{R}{2}$$

$$F = \frac{7378,03\text{kg}}{2}$$

$$F = 3689,0 \text{ kg}$$

Asumimos:

$$l_a = 50 \text{ cm}$$

$$\eta = \frac{(R_1 * (l_b + l_a)) + (R_2 * l_a)}{F * h}$$

$$3 = \frac{(3718,62 \text{ kg} * (185\text{cm} + l_a)) + (3718,62 \text{ kg} * l_a)}{262,63\text{cm} * 610\text{cm}}$$

$$l_a = 0,29 \text{ m}$$

Longitud de la viga testera (fija)

$$l_b = 185,00\text{cm}$$

Longitud total de abertura del pórtico

$$l_c = (2 * l_a) + l_b$$

$$l_c = (2 * 50 \text{ cm}) + 185\text{cm}$$

$$l_c = 285,00 \text{ cm}$$

Diagrama de momentos (kg.cm)

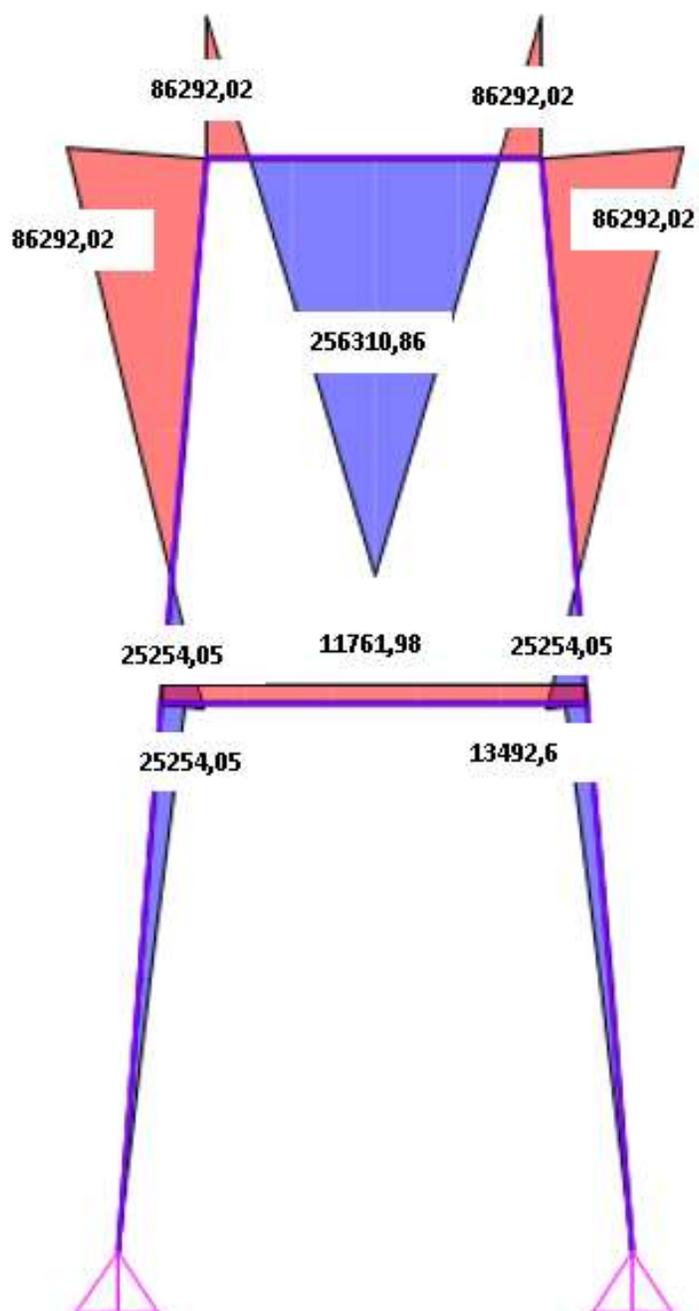


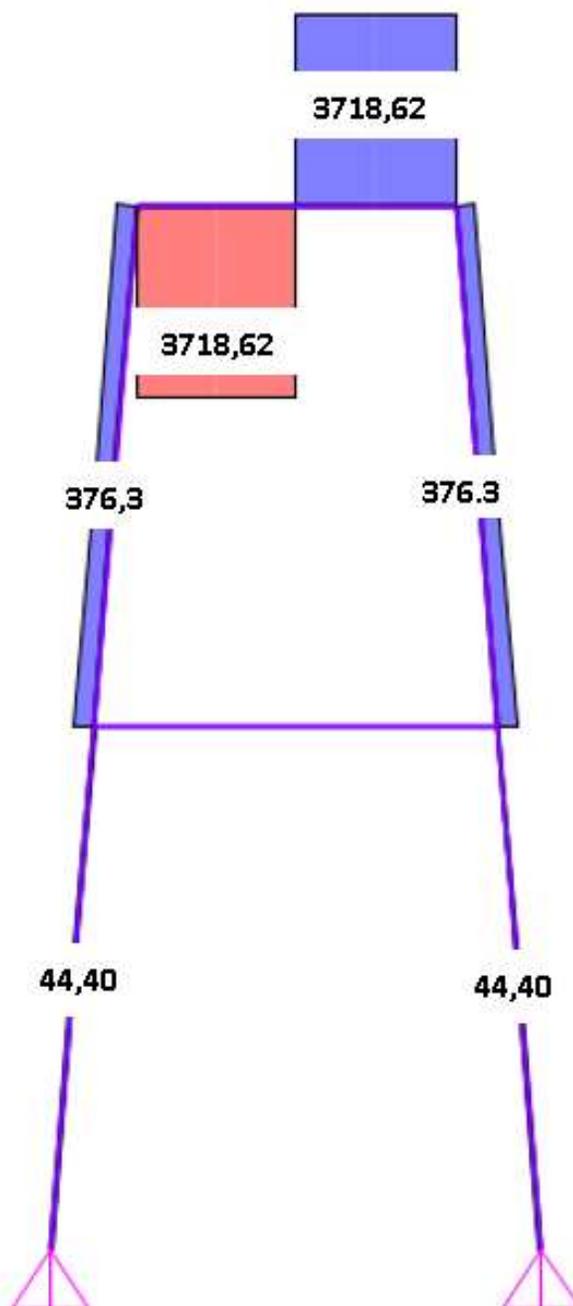
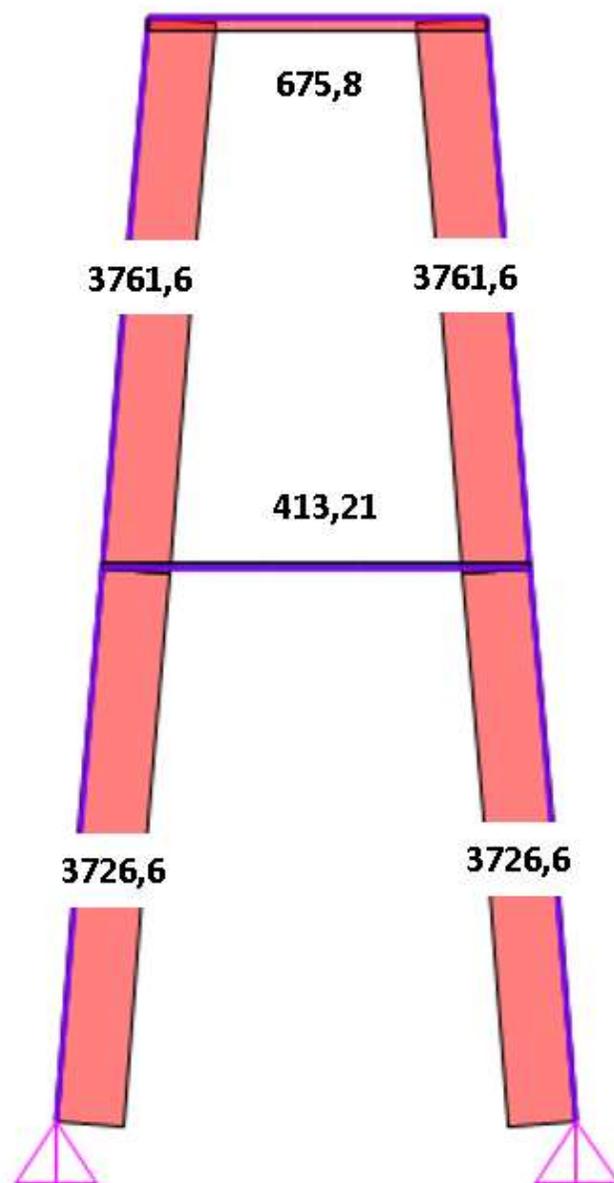
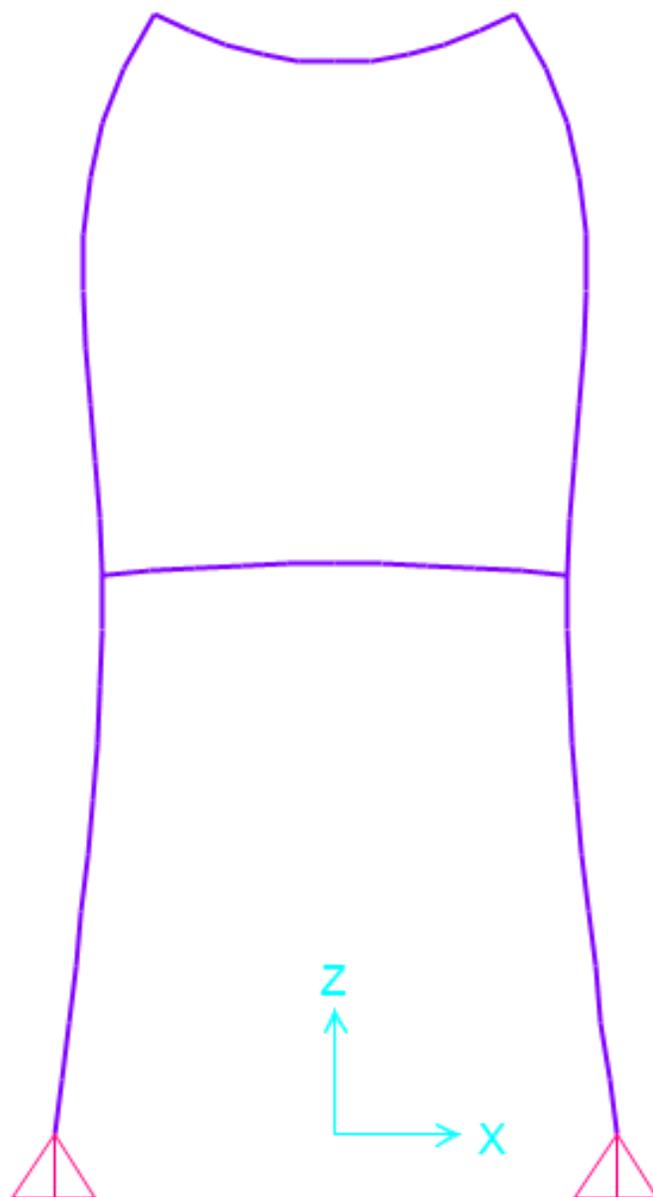
Diagrama de esfuerzos cortantes

Diagrama de fuerzas axiales

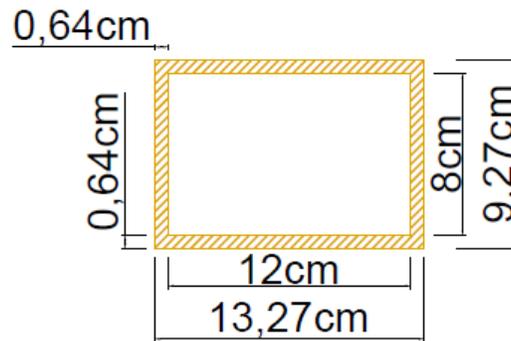
Deformación

Diseño de las columnas

Altura $h=590$ cm

Columna 1

h	12cm
b	8cm
t_f	0,635 cm (1/4")
t_w	0,635 cm (1/4")



Longitud (L)= 295 cm

Carga axial (P_U)= $3761,6$ kg

Esfuerzo de fluencia para perfiles soldados (f_r)= $11,6 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$

Propiedades geométricas**Área**

$$A = 32,1 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 1057,3 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 645,83 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(cg)} = 5,63 \text{ cm}$$

$$Y_{(cg)} = 7,63 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{645,83 \text{ cm}^4}{32,1 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 4,49 \text{ cm}$$

Resistencia a diseño a compresión para pandeo por flexión

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{200}{\sqrt{F_Y - F_r}}$$

$$\frac{10,00 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{200}{\sqrt{25,3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} - 11,6 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}}}$$

$$15,75 \leq 54,03 \quad \text{No hay pandeo local}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_y}$$

$K=0,65$ (factor de longitud efectiva)

$$\lambda = \frac{0,65 * 298 \text{ cm}}{4,49 \text{ cm}}$$

$$\lambda = 43,14$$

$$\lambda \leq 200$$

$$43,14 \leq 200$$

Parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{39,14}{\pi} \sqrt{\frac{25,3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}}{21000 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}}}$$

$$\lambda_c = 0,48$$

$$0,48 \leq 1,5$$

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

$$F_{cr} = (0,658^{0,48^2}) * 25,3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{cr} = 23 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$P_n = \phi_c A_g F_{cr}$$

$$P_n = 0.85 * 3210 \text{ mm}^2 * 23 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$P_n = 62755,50 \text{ kg}$$

$$P_n \geq P_u$$

$$62755,50 \text{ kg} \geq 3761,6 \text{ kg}$$

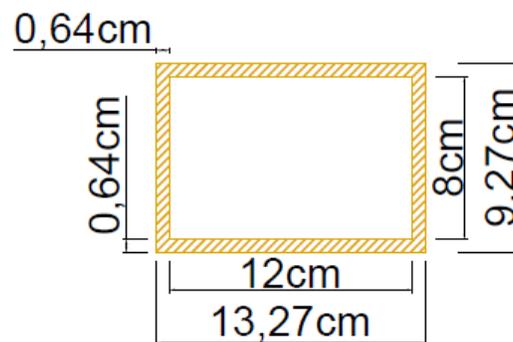
Columna 2

Longitud (L)=298 cm

Carga axial (P_U)=3726,6 kg

Esfuerzo de fluencia para perfiles soldados (f_r)=11.6 $\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$

h	12cm
b	8cm
t_f	0,635 cm (1/4")
t_w	0,635 cm (1/4")



Propiedades geométricas

Área

$$A = 32,1 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 1057,3 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 654,83 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(cg)} = 5,63 \text{ cm}$$

$$Y_{(cg)} = 7,63 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{654,83 \text{ cm}^4}{32,1 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 4,49 \text{ cm}$$

Resistencia a diseño a compresión para pandeo por flexión

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{200}{\sqrt{F_Y - F_r}}$$

$$\frac{10,00 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{200}{\sqrt{25,3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} - 11,6 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}}}$$

$$15,75 \leq 54,03 \quad \text{No hay pandeo local}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_y}$$

K=0.80 (factor de longitud efectiva)

$$\lambda = \frac{0,80 * 298 \text{ cm}}{4,49 \text{ cm}}$$

$$\lambda = 53$$

$$\lambda \leq 200$$

$$53 \leq 200$$

Parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{F_Y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{53}{\pi} \sqrt{\frac{25,3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}}{21000 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}}}$$

$$\lambda_c = 0,59$$

$$0,59 \leq 1,50$$

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_Y$$

$$F_{cr} = (0,658^{0.592}) * 25.30 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{cr} = 21,87 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$P_n = \phi_c A_g F_{cr}$$

$$P_n = 0.85 * 3210 \text{ mm}^2 * 21,87 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

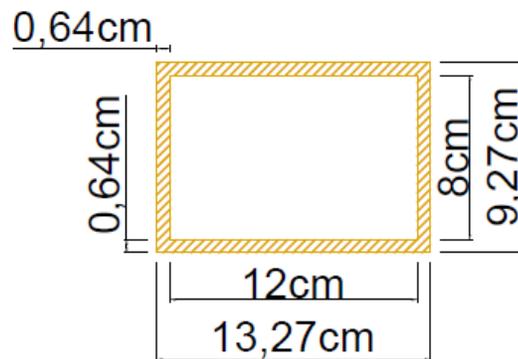
$$P_n = 59672,3 \text{ kg}$$

$$P_n \geq P_u$$

$$59672,3 \text{ kg} \geq 3726,6 \text{ kg}$$

Diseño de la viga intermedia del pórtico

h	8,00cm
b	12cm
t _f	0,635 cm (1/4")
t _w	0,635 cm (1/4")



$$M_{\max} = 11761,9 \text{ kg.cm}$$

$$V_{\max} = 0$$

$$L = 216 \text{ cm}$$

Además, según especificaciones LRFD-AISC debe cumplir:

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{55}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{12 \text{ cm}}{2 * 0,635 \text{ cm}} \leq \frac{55}{\sqrt{25,30 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}}}$$

$$9,44 \leq 10,93 \quad \text{Cumple}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{537}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{8,00 \text{ cm}}{0,635 \text{ cm}} \leq \frac{537}{\sqrt{25,30 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}}}$$

$$12,6 \leq 106,76 \quad \text{Cumple}$$

La sección es compacta.

Propiedades geométricas

Área

$$A = 24,40 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia

$$I_{xx} = 321,1 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 438,91 \text{ cm}^4$$

Centro de gravedad

$$X_{(cg)} = 8,27 \text{ cm}$$

$$Y_{(cg)} = 5,27 \text{ cm}$$

Radio de giro en y

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{438,91}{24,40 \text{ cm}^2}}$$

$$r_y = 4,24 \text{ cm}$$

Radio de giro en x

$$r_x = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{321,1 \text{ cm}^4}{24,40 \text{ cm}^2}}$$

$$r_x = 3,62 \text{ cm}$$

Peso propio de la viga

$$w_p = A * \gamma_{\text{acero}}$$

$$w_p = \frac{24,40 \text{ cm}^2}{100^2} * 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$w_p = 19,15 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Diseño a flexión**Análisis plástico****Longitud máxima**

$$L_{pd} = \frac{3500 + 2100 \frac{M_1}{M_2}}{F_y} * r_y$$

$$L_{pd} = \frac{3500 + 2100(-1)}{25,3 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} * 42,40 \text{ mm}$$

$$L_{pd} = 2346,24 \text{ mm}$$

$$L_b \leq L_{pd}$$

Donde $L_b=2250\text{mm}$ =luz de la viga

$$2500\text{mm} \leq 2346,24\text{mm} \quad \text{CUMPLE}$$

Calculo del módulo plástico de la sección

$$Z_X = \int_{Ac} Y dA + \int_{At} Y dA$$

$$Z_X = (2 * 10 * 0,635 * 3,68) + (4 * 4 * 0,635 * 2)$$

$$Z_X = 67,0 \text{ cm}^3$$

$$M_p = Z_x * F_y$$

$$M_p = 67\text{cm}^3 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_p = 169651,68\text{kg. cm} = 1696,5 \text{ kg. m}$$

$$M_n = \phi M_p$$

$$M_n = 0,9 * 169651,68\text{kg. cm}$$

$$M_n = 152686,5 \text{ kg. cm} \approx 1526,9\text{kg. m}$$

$$M_n > M_u$$

$$1526,9 \text{ kg. m} > 117,6 \text{ kg. m} \quad \text{Cumple}$$

Deflexión

$$\Delta L = \frac{5wL^4}{384 E I_x}$$

$$\Delta L = \frac{5 * 0.19 \text{ kg/cm} * 250 \text{ cm}^4}{384 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 438,91 \text{ cm}^4}$$

$$\Delta L = 0.010 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{\text{max}} = \frac{250}{600}$$

$$\Delta L_{\text{max}} = 0,4 \text{ cm}$$

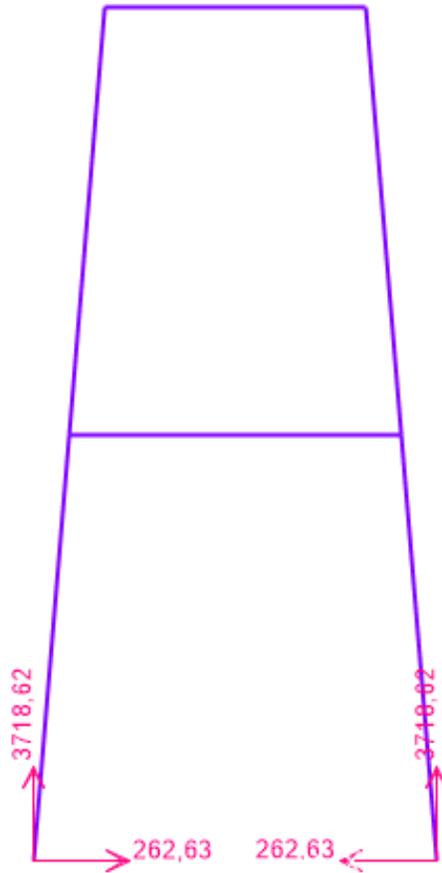
$$\Delta L_{\text{max}} > \Delta L$$

$$0,40 \text{ cm} > 0.010 \text{ cm} \quad \text{cumple}$$

$$4 \text{ mm} > 0,1 \text{ mm}$$

3.10. Diseño de la placa base

Diseño de placa base



$$P_u = 3718,62 \text{ kg}$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Asumiendo dimensiones para el diseño de la placa base:

$$B = 18 \text{ cm}$$

$$N = 22 \text{ cm}$$

$$A_o = B N$$

$$A_o = 18 \text{ cm} * 22 \text{ cm}$$

$$A_o = 396 \text{ cm}^2$$

Área requerida:

$$A_{1 \text{ req}} = \frac{P_u}{\phi_c 0,85 f_c}$$

$$A_{1 \text{ req}} = \frac{3718,62 \text{ kg}}{0,65 * 0,85 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{1 \text{ req}} = 27,9 \text{ cm}^2$$

Se asume el área mayor

$$\Delta = \frac{0,95 d - 0,8 b_f}{2}$$

$$\Delta = \frac{(0,95 * 15,27 \text{ cm}) - (0,8 * 11,27 \text{ cm})}{2}$$

$$\Delta = 2,7 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_{1 \text{ req}}} + \Delta$$

$$N = \sqrt{396 \text{ cm}^2} + 2,7 \text{ cm}$$

$$N = 23 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A}{N}$$

$$B = \frac{396 \text{ cm}^2}{23 \text{ cm}}$$

$$B = 17,2 \text{ cm}$$

$$m = \frac{N - 0,95 d}{2}$$

$$m = \frac{23 \text{ cm} - (0,95 * 15,27 \text{ cm})}{2}$$

$$m = 4,2 \approx 4 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8 b_f}{2}$$

$$n = \frac{17,2 \text{ cm} - (0,8 * 11,27)}{2}$$

$$n = 4 \text{ cm}$$

$$P_p = 0,85 f_c * A$$

$$P_p = 0,85 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 396 \text{ cm}^2$$

$$P_p = 84150 \text{ kg}$$

$$X = \frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} * \frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

$$X = \frac{4 * 15,27 \text{ cm} * 11,27 \text{ cm}}{(15,27 \text{ cm} + 11,27 \text{ cm})^2} * \frac{3718,62 \text{ kg}}{0,65 * 84150 \text{ kg}}$$

$$X = 0,07$$

$$\lambda = \frac{2 \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$\lambda = \frac{2 \sqrt{0,07}}{1 + \sqrt{1 - 0,07}} = 0,27 \leq 1$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{d b_f}}{4}$$

$$\lambda n' = 0,27 \frac{\sqrt{12,54 \text{ cm} * 11,27 \text{ cm}}}{4}$$

$$\lambda n' = 0,8 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$l = \max(4,00 \text{ cm}; 4,00 \text{ cm}; 0,8 \text{ cm})$$

$$l = \max(4,00 \text{ cm})$$

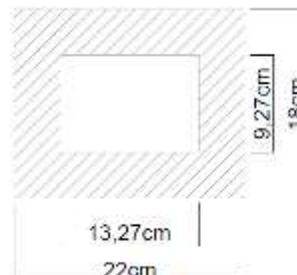
$$t_{\min} = l \sqrt{\frac{2 P_u}{\phi_f F_y B N}}$$

$$t_{\min} = 4 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2 * 3718,62 \text{ kg}}{0,9 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 17,2 \text{ cm} * 23 \text{ cm}}} = 0,36 \text{ cm} \approx 0,635 \text{ cm}$$

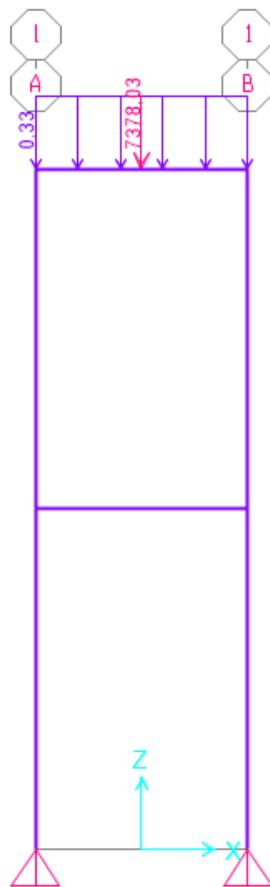
$$\text{Espesor} = 0,635 \text{ cm}$$

N	22 cm
B	18 cm
e	0,635 cm

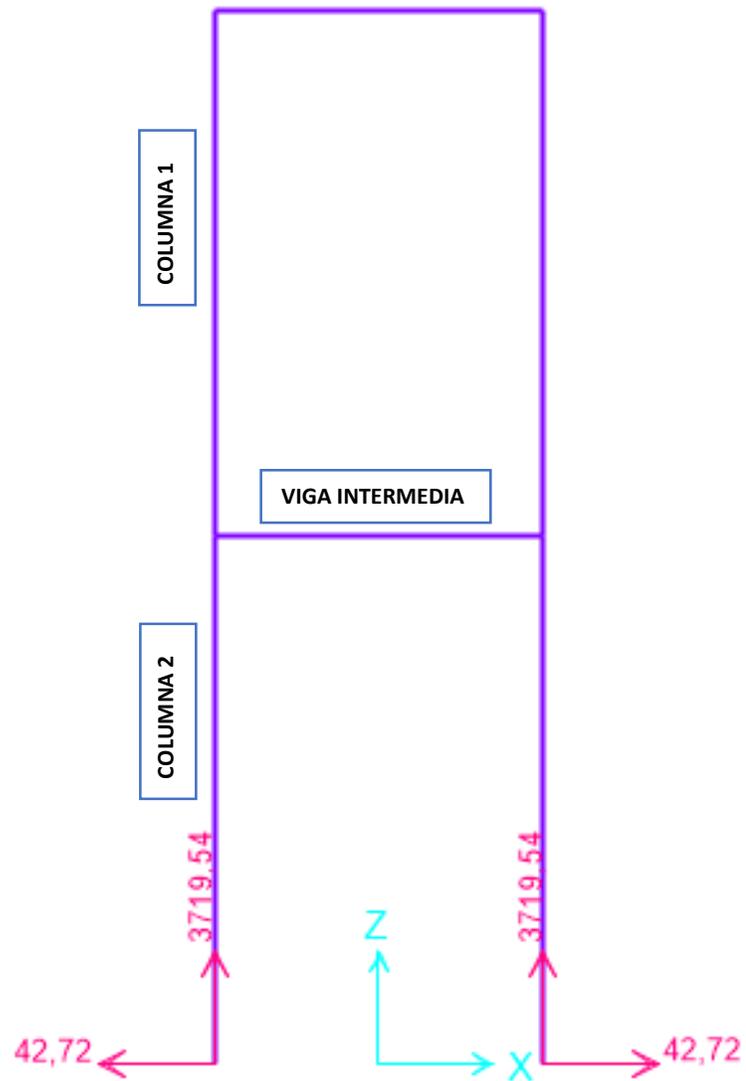
Segunda
(pórtico en H)



alternativa

Diseño de las columnasAltura $h=590\text{cm}$ **Reacciones del pórtico**

VIGA TESTERA



$$R_h = 42,72 \text{ kg}$$

$$R_v = 3719,54 \text{ kg}$$

Diagrama de momentos (kg.cm)

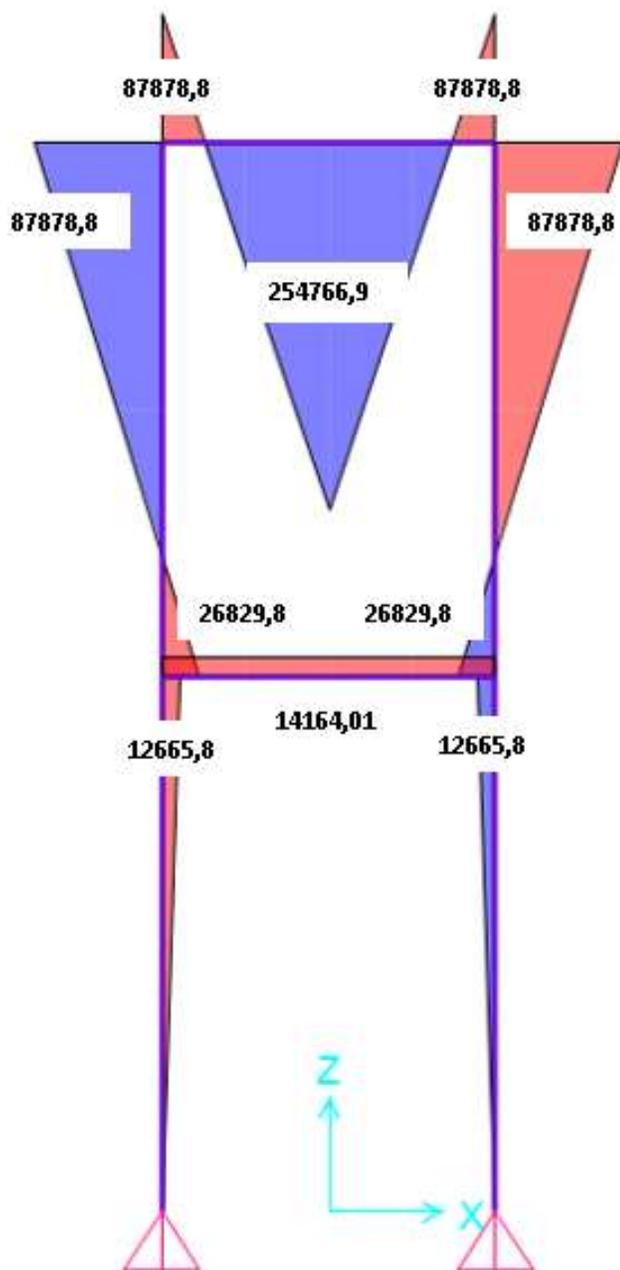


Diagrama de esfuerzos cortantes

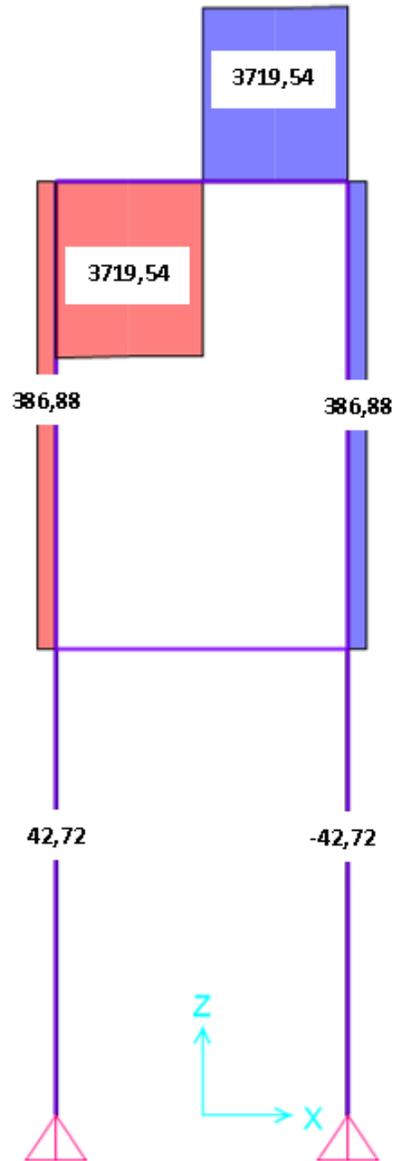
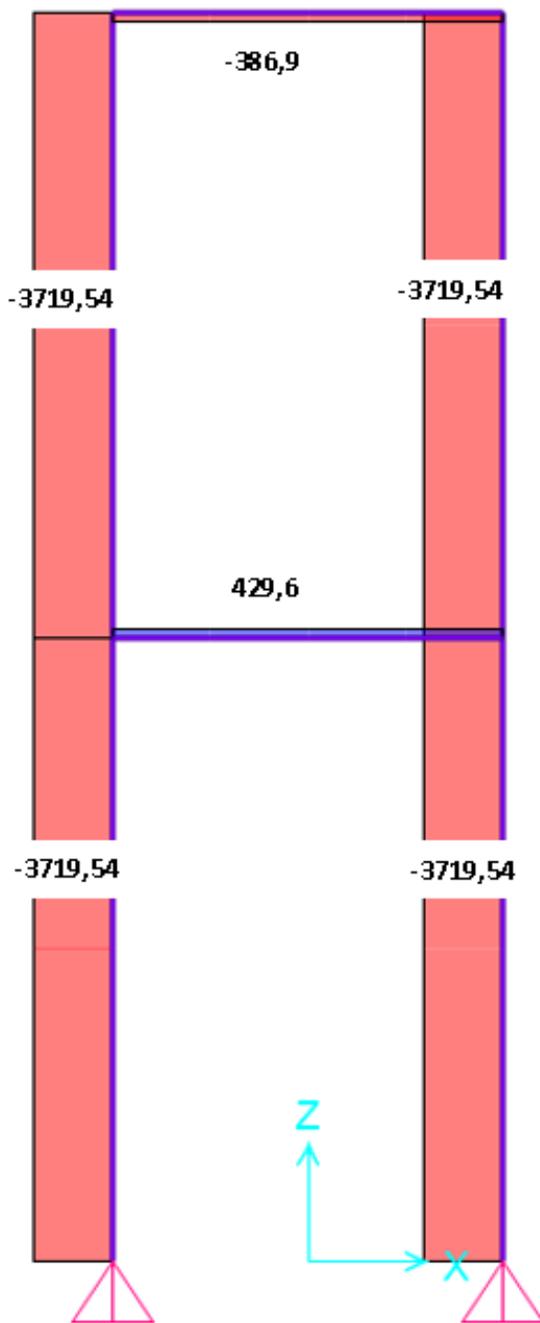
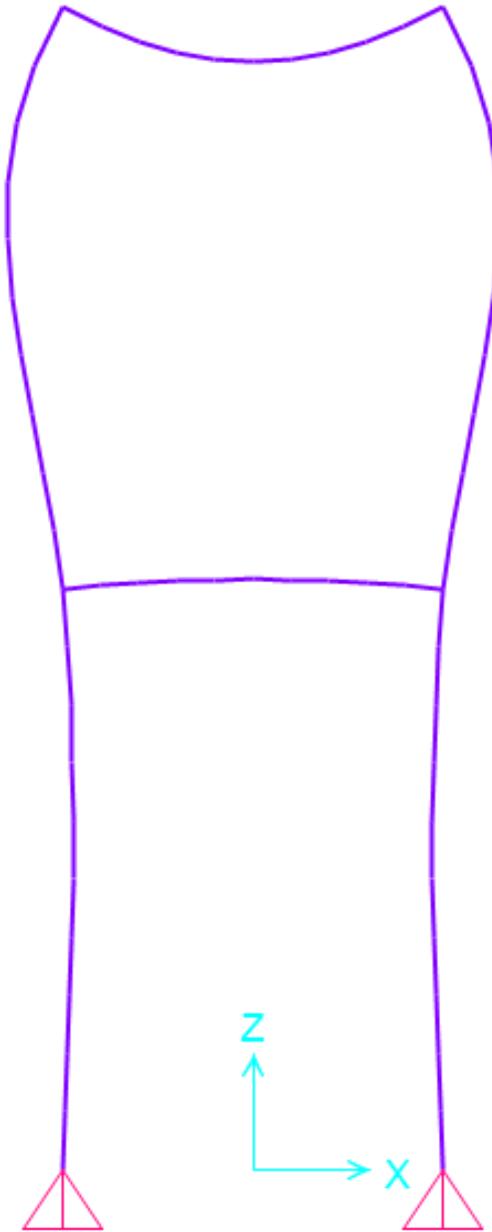


Diagrama de fuerzas axiales



Deformación



El dimensionamiento de las secciones para este tipo de pórtico, como también la placa base, serán las mismas del pórtico en A, debido a que los momentos, cortantes y reacciones comparadas con los diagramas del pórtico tipo H tienen una diferencia desconsiderable.

3.11. Soldaduras

Diseño de Soldadura

Esesor del material de la parte unida con mayor esesor (pulg)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete ^a (pulg)
Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Mayor de $\frac{1}{4}$, hasta $\frac{1}{2}$ inclusive	$\frac{3}{16}$
Mayor de $\frac{1}{2}$, hasta $\frac{3}{4}$ inclusive	$\frac{1}{4}$
Mayor de $\frac{3}{4}$	$\frac{5}{16}$

^a Dimensiones de lado de los filetes. La soldadura debe ser de una sola pasada.

Soldadura de ranura de penetración completa:

Viga principal

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{EXX} = E60_{XX} = 3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

A_w = área efectiva de soldadura

L_e = longitud efectiva = 11 m

t_e = espesor efectivo de la garganta = 0.635 8 cm (1/4)

$$A_w = L_e \cdot t_e$$

$$A_w = 1100 \text{ cm} \cdot 0.635 \text{ cm} = 698.5 \text{ cm}^2$$

$$a): \quad V_U = 0.9(0.6 F_y)A_w$$

$$V_U = 0.9 \left(0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 698.5 \text{ cm}^2$$

$$V_U = 954290.7 \text{ kg}$$

$$b): \quad V_U = 0.8(0.6 F_{EXX})A_w$$

$$V_U = 0.8 \left(0.6 \cdot 3518.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 698.5 \text{ cm}^2 = 1179521.746 \text{ kg}$$

Se elige el menor valor

$$V_U = 954290.7 \text{ kg}$$

Viga testera (móvil)

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{EXX} = E60_{XX} = 3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

A_w = área efectiva de soldadura

L_e =longitud efectiva=1.85 m

t_e = espesor efectivo de la garganta =0.4 (3/16) cm

$$A_w = L_e \cdot t_e$$

$$A_w = 185\text{cm} \cdot 0.4\text{cm} = 74\text{cm}^2$$

$$\text{a): } V_U = 0.9(0.6 F_y)A_w$$

$$V_U = 0.9 \left(0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 74\text{cm}^2 = 101098,8 \text{ kg}$$

$$\text{b): } V_U = 0.8(0.6 F_{EXX})A_w$$

$$V_U = 0.8 \left(0.6 \cdot 3518.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 74\text{cm}^2 = 124960,0 \text{ kg}$$

Se elige el menor valor

$$V_U = 101098,8 \text{ kg}$$

Pórtico

Columna 1 y 2

$$F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{EXX}=E60_{XX}=3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

A_w = área efectiva de soldadura

L_e =longitud efectiva=286,60 cm

t_e = espesor efectivo de la garganta =0.3 (1/8) cm

$$A_w = L_e \cdot t_e$$

$$A_w = 298 \text{ cm} \cdot 0.3 \text{ cm} = 89,4\text{cm}^2$$

$$\text{a): } V_U = 0.9(0.6 F_y)A_w$$

$$V_U = 0.9 \left(0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 89,4\text{cm}^2 = 122138,28 \text{ kg}$$

$$\text{b): } V_U = 0.8(0.6 F_{EXX})A_w$$

$$V_U = 0.8 \left(0.6 \cdot 3518.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 89,4\text{cm}^2 = 150965,27 \text{ kg}$$

Se elige el menor valor

$$V_U = 122138,28 \text{ kg}$$

Vigas del pórtico: viga testera fija

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{EXX} = E60_{XX} = 3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

A_w = área efectiva de soldadura

L_e = longitud efectiva = 1.85m

t_e = espesor efectivo de la garganta = 0.4 (3/16) cm

$$A_w = L_e \cdot t_e$$

$$A_w = 185 \text{ cm} \cdot 0.4 \text{ cm} = 74 \text{ cm}^2$$

$$\text{a): } V_U = 0.9(0.6 F_y) A_w$$

$$V_U = 0.9 \left(0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 74 \text{ cm}^2 = 101098,8 \text{ kg}$$

$$\text{b): } V_U = 0.8(0.6 F_{EXX}) A_w$$

$$V_U = 0.8 \left(0.6 \cdot 3518.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 74 \text{ cm}^2 = 124960 \text{ kg}$$

Se elige el menor valor

$$V_U = 159626.808 \text{ kg}$$

Viga intermedia del pórtico

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{EXX} = E60_{XX} = 3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

A_w = área efectiva de soldadura

L_e = longitud efectiva = 1.85m

t_e = espesor efectivo de la garganta = 0.4 (3/16) cm

$$A_w = L_e \cdot t_e$$

$$A_w = 225 \text{ cm} \cdot 0.4 \text{ cm} = 90 \text{ cm}^2$$

$$\text{a): } V_U = 0.9(0.6 F_y) A_w$$

$$V_U = 0.9 \left(0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 90 \text{ cm}^2 = 122958 \text{ kg}$$

$$\text{b): } V_U = 0.8(0.6 F_{EXX}) A_w$$

$$V_U = 0.8 \left(0.6 * 3518.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 90 \text{cm}^2 = 139018,5 \text{ kg}$$

Se elige el menor valor

$$V_U = 122958 \text{ kg}$$

Soldadura de filete

En los extremos de la viga principal

$$F_{EXX}=E60_{XX}=3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_W=\text{longitud efectiva}= 95,44 \text{ cm}$$

$$t_e=\text{espesor efectivo de la garganta}=0.707 W$$

W=tamaño de la soldadura (espesor de la chapa)

$$t_e = 0.707 w$$

$$t_e = 0.707 * 0.635 = 0.4 \text{cm}$$

$$V_U = 0.6 (F_{EXX}) t_e L_W$$

$$V_U = 0.6 \left(3518.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 0.449 \text{ cm} * 95,44 \text{ cm} = 90453,7 \text{ kg}$$

$$V_U = 90453,7 \text{ kg} > 4232,27 \text{ kg}$$

Placa base

$$F_{EXX}=E60_{XX}=3518.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_W=\text{longitud efectiva}= 50,8 \text{cm}$$

$$t_e=\text{espesor efectivo de la garganta}=0.707 W$$

W=tamaño de la soldadura (espesor de la chapa)

$$t_e = 0.707 w$$

$$t_e = 0.707 * 0.4(3/16) = 0,28 \text{ cm}$$

$$V_U = 0.6 (F_{EXX}) t_e L_W$$

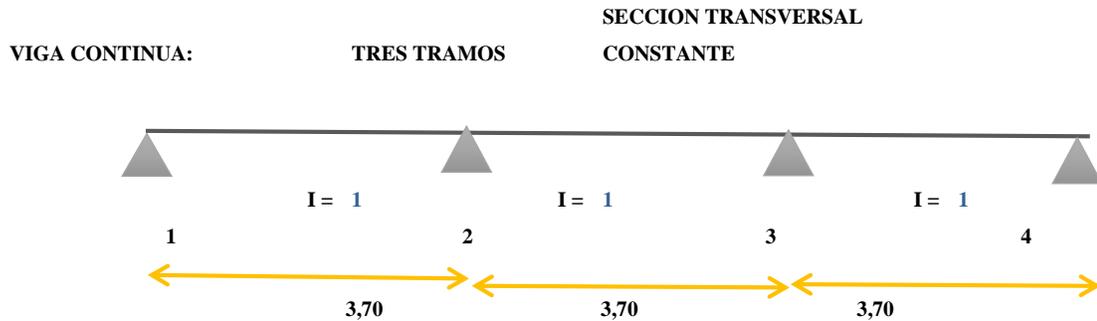
$$V_U = 0.6 \left(3518.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 0.28 \text{cm} * 53,08 \text{cm}$$

$$V_U = 37371,7 \text{ kg}$$

3.12. Diseño de las vigas carrileras

Diseño de la viga de hormigón

LINEAS DE INFLUENCIA - METODO DE LOS MOMENTOS UNITARIOS

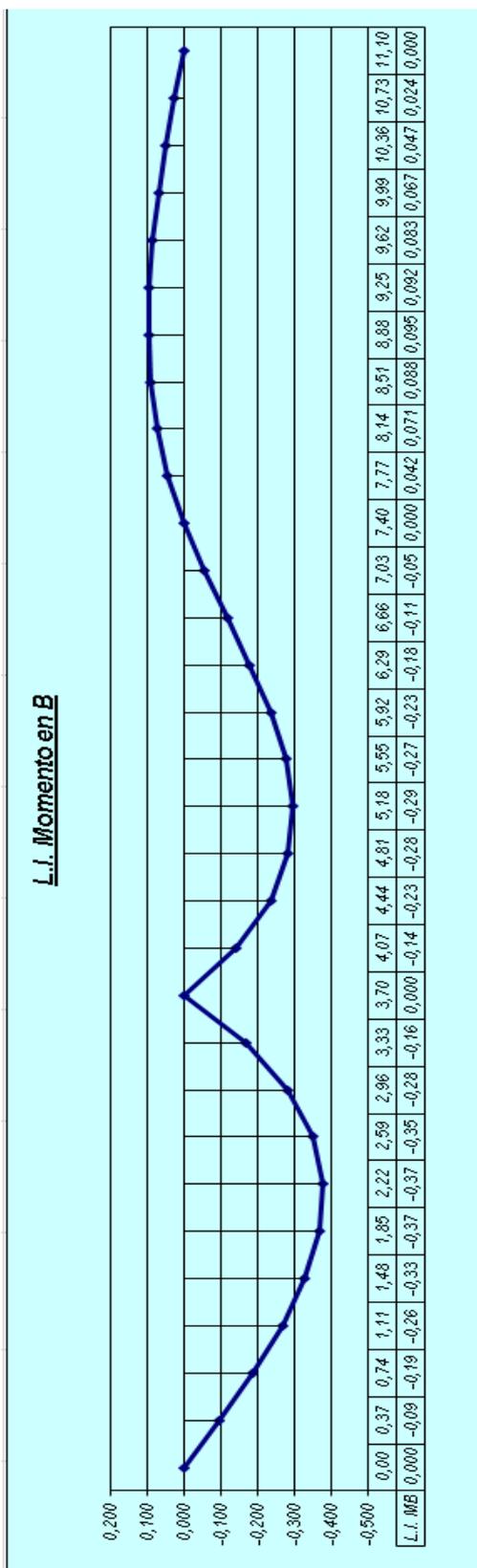


Factores de Rigidez	0,203	0,270	0,203	
Factores de Distribución				
Momento Unitario $M_{21} = -1$	0,429	0,571	0,571	0,429
	-1			
	0,429	0,571	0,286	
		-0,082	-0,163	-0,122
	0,035	0,047	0,023	
		-0,007	-0,013	-0,010
	0,003	0,004	0,002	
		-0,001	-0,001	-0,001
b1 =	-0,534	0,533	0,133	-0,133
Momento Unitario $M_{23} = -1$		-1		
b2 =	0,466	-0,466	0,133	-0,133
Momento Unitario $M_{32} = -1$			-1	
		0,286	0,571	0,429
	-0,122	-0,163	-0,082	
		0,023	0,047	0,035
	-0,010	-0,013	-0,007	
		0,002	0,004	0,003
	-0,001	-0,001		
b3 =	-0,133	0,133	-0,466	0,466
Momento Unitario $M_{33} = -1$				-1
b4 =	-0,133	0,133	0,534	-0,534

**LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO EN
EL APOYO B**

□1 □2 □3 □4
-0,534 0,466 -0,133 -0,133

□	SECCION	MFba	MFbc	MFcb	MFcd	□1.MFba	□2.MFbc	□3.MFcb	□4.MFcd	□□
0,00	0,00	0,000				0,000				0,000
0,10	0,37	0,183				-0,098				-0,098
0,20	0,74	0,355				-0,190				-0,190
0,30	1,11	0,505				-0,269				-0,269
0,40	1,48	0,622				-0,332				-0,332
0,50	1,85	0,694				-0,370				-0,370
0,60	2,22	0,710				-0,379				-0,379
0,70	2,59	0,660				-0,352				-0,352
0,80	2,96	0,533				-0,284				-0,284
0,90	3,33	0,316				-0,169				-0,169
1,00	3,70	0,000				0,000				0,000
0,10	4,07		-0,300	0,033			-0,140	-0,004		-0,144
0,20	4,44		-0,474	0,118			-0,221	-0,016		-0,237
0,30	4,81		-0,544	0,233			-0,254	-0,031		-0,285
0,40	5,18		-0,533	0,355			-0,249	-0,047		-0,296
0,50	5,55		-0,463	0,463			-0,216	-0,062		-0,277
0,60	5,92		-0,355	0,533			-0,166	-0,071		-0,237
0,70	6,29		-0,233	0,544			-0,109	-0,072		-0,181
0,80	6,66		-0,118	0,474			-0,055	-0,063		-0,118
0,90	7,03		-0,033	0,300			-0,016	-0,040		-0,055
1,00	7,40		0,000	0,000			0,000	0,000		0,000
0,10	7,77				-0,316				0,042	0,042
0,20	8,14				-0,533				0,071	0,071
0,30	8,51				-0,660				0,088	0,088
0,40	8,88				-0,710				0,095	0,095
0,50	9,25				-0,694				0,092	0,092
0,60	9,62				-0,622				0,083	0,083
0,70	9,99				-0,505				0,067	0,067
0,80	10,36				-0,355				0,047	0,047
0,90	10,73				-0,183				0,024	0,024
1,00	11,10				0,000				0,000	0,000



Análisis de carga**Reacciones máximas de la viga testera**

$$R1_{\max}=3718,62 \text{ kg}$$

$$R2_{\max}=3718,62 \text{ kg}$$

Margen de impacto $M_i=1.3$

$$P_1 = R_{\max} * M_i$$

$$P_1 = 3718,62 \text{ kg} * 1.3 = 4833,4 \text{ kg}$$

$$P_2 = 3718,62 \text{ kg} * 1.3 = 4833,4 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de la riel } (W_r)=12,40 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la viga de hormigón

$$\text{Longitud de la viga de hormigon}=11,50 \text{ m}$$

Area de la sección

$$A = h * b$$

$$A = 45\text{cm} * 25\text{cm}$$

$$A = 1125 \text{ cm}^2$$

Peso específico de hormigon (γ_H)=2500 kg/cm²

$$W_H = A \gamma_H$$

$$W_H = 0.11 \text{ m}^2 * 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 281,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso total muerto

$$W_T = W_H + W_r$$

$$W_T = 281,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 14,88\text{kg}/\text{m} = 296,13 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

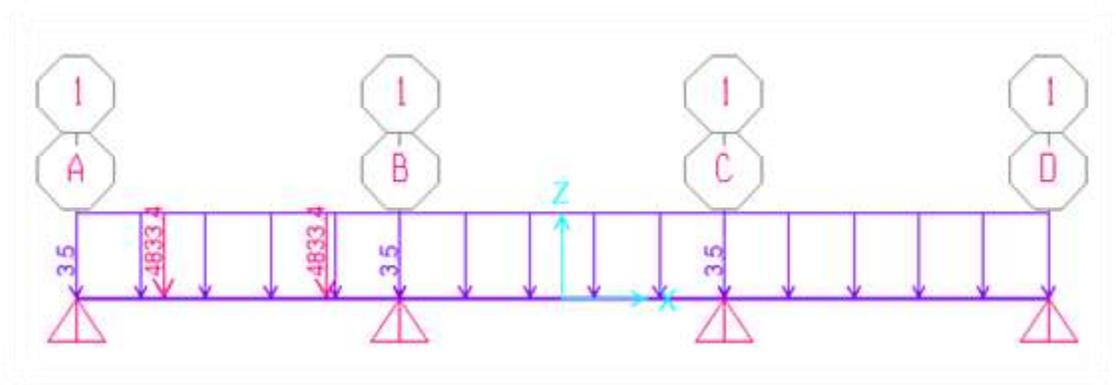
$$L=11.5 \text{ m}$$

Cargas horizontales**Margen de impacto supuesto $M_i=10\%$**

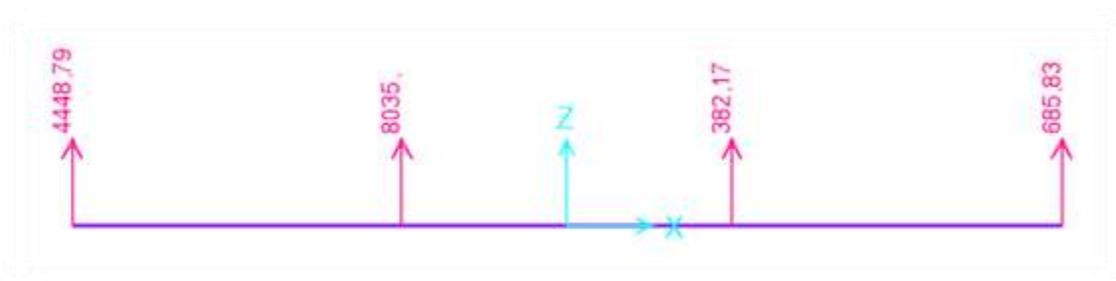
$$N = C_h = (P + W_T * L) * 0,10$$

$$N = C_h = \left(3718,62 \text{ kg} + 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 11,50\text{m} \right) * 0.10 = 408\text{kg}$$

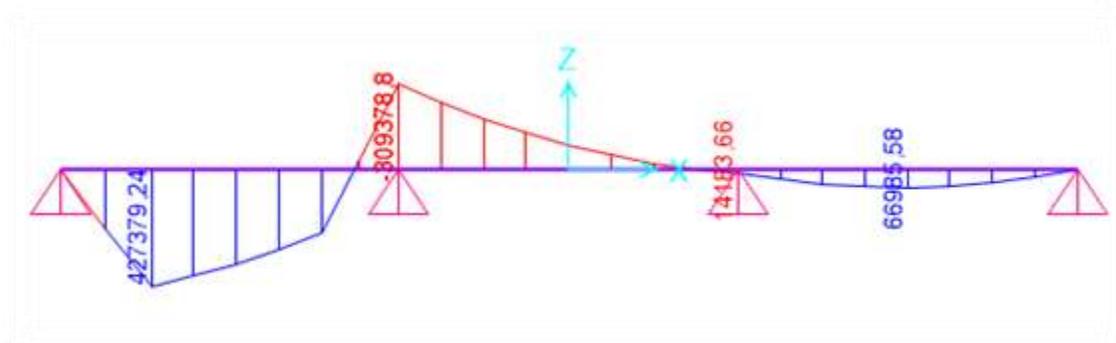
100cm-285cm



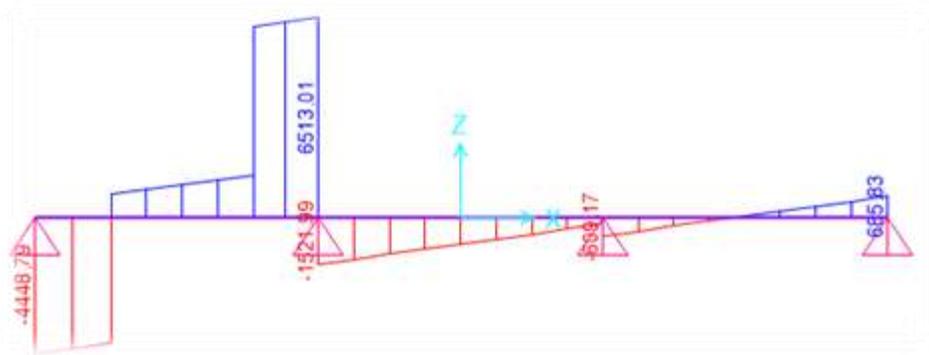
Reacciones



Momentos



Cortante



Resistencia del hormigón y acero

f_{yk} = resistencia característica del hormigón

f_{yd} = resistencia característica del acero

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

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	corrección
acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

Minoración de resistencias

Resistencia de minoración del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{1.50}$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de minoración del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1.15}$$

$$f_{yd} = 3652,1 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de la armadura negativa

Dimensiones de la viga

d_1	3,0cm
b	25,00 cm
h	45,00 cm
d	42,00 cm

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{\max} = 427379,24 \text{ kg. cm} \approx 4273,8 \text{ kg. m}$$

$$V_{\max} = 6513,01 \text{ kg}$$

d_1 = recubrimiento

b = base de la viga

h = altura total de la viga

d = canto total de la viga

f_{cd} = resistencia minorada del hormigón

f_{yd} = resistencia minorada del acero

$Y_s = 19.5$ cm

Momento máximo

$M_{max} = 427379,24$ kg. cm

Cortante máxima

$V_{max} = 6513,01$ kg

Momento máximo mayorado: M_d

$M_d = 1,60 M_{max}$

$M_d = 1,60 * 427379,24$ kg. cm

$M_d = 683806,78$ kg. cm

$N_d = 1.6$ N

$N_d = 1.6 * 6513,01$ kg

$N_d = 10420,8$ kg

$M'_d = M_d - (\mp N_d)Y_s$

$M'_d = 683806,78$ kg. cm $- (-10420,8$ kg) $* 19.5$ cm

$M'_d = 887012,4$ kg. cm

Dimensionamiento de las secciones

$$d_{min} = k * \sqrt{\frac{M_d}{b_w * f_{cd}}}$$

$$2,2 \leq k \leq 3,3$$

$$d_{min} = 2,50 * \sqrt{\frac{887012,4 \text{ kg. cm}}{25,00 \text{ cm} * 166,67 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d_{min} = 36,5 \text{ cm}$$

$$h = 45,00 \text{ cm}$$

$$d = \text{canto util} = h - d_1 = 45,00 \text{ cm} - 3,00 \text{ cm} = 42,00 \text{ cm}$$

Determinación del momento reducido

$$\mu_d = \frac{M'_d}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{887012,4 \text{ kg. cm}}{25 \text{ cm} * (42,00 \text{ cm})^2 * 166,67 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\mu_d = 0,12$$

$$\mu_d \leq \mu_{lim}$$

$$0,12 \leq 0,332$$

μ_{lim} = tabla 13.5 (P. JIMENEZ MONTOYA) para un acero de 5000 kg/cm²

Se obtiene la cuantía mecánica mediante tabla 13.3 (P. JIMENEZ MONTOYA)

$$w_s = 0,1306$$

Armadura necesaria

$$A_{s1} = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s1} = 0,1306 * 25 \text{ cm} * 42,00 \text{ cm} * \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{3652,1 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s1} = 6,26 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Cuantía mínima obtenida de la tabla 10.8 (P. JIMENEZ MONTOYA)

$$w_{min} = 0,0033 \text{ (AE-42)}$$

$$A_{min} = w_{min} * b_w * d$$

$$A_{min} = 0,0033 * 25 \text{ cm} * 42,00 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Área adoptada

$$A = 6,26 \text{ cm}^2$$

Φ (mm)	Área A_s (cm ²)	Nº barras
10	0,785	8
12	1,130	6
16	2,010	4

Separación entre

barras

$$S = \frac{b - 2 d_1 - n \Phi - 2 \Phi_{\text{estr}}}{n - 1}$$

$$S = \frac{25\text{cm} - 2 * 3\text{cm} - 3 * 1.6\text{cm} - 2 * 0.8}{3 - 1}$$

$$S = 6,3\text{cm}$$

Cálculo de la armadura transversal

Datos:

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{max}} = 6513,01 \text{ kg}$$

Cortante mayorada

$$V_d = 1,60 V_{\text{max}}$$

$$V_d = 1.6 * 6513,01 \text{ kg}$$

$$V_d = 10420,8 \text{ kg}$$

$$d = 42,00 \text{ cm}$$

$$b_w = 25,00 \text{ cm}$$

$$S = 100,00 \text{ cm}$$

$$L = 11.50 \text{ m}$$

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{166,67 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_{vd} = 6,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

$$V_{cu} = 6,4 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm} * 37 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 5920 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0.3 f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{ou} = 0.3 * 166,67 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm} * 37,00 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 46250,9 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$10420,8 \text{ kg} \leq 5920 \text{ kg} \quad \text{no cumple}$$

$$V_{cu} \leq V_d \leq V_{ou}$$

$$5920 \text{ kg} \leq 10420,8 \text{ kg} \leq 46250,9 \text{ kg}$$

Entonces:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$V_{su} = 10420,8 \text{ kg} - 5920 \text{ kg}$$

$$V_{su} = 4500 \text{ kg}$$

Cálculo de armaduras

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0,90 * d * f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{4500 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 42,00 \text{ cm} * 4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 2,74 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima para dos piernas:

$$A_{smin90} = \frac{A_s}{2}$$

$$A_{smin90} = \frac{2,74 \text{ cm}^2}{2} = 1,4 \text{ cm}^2$$

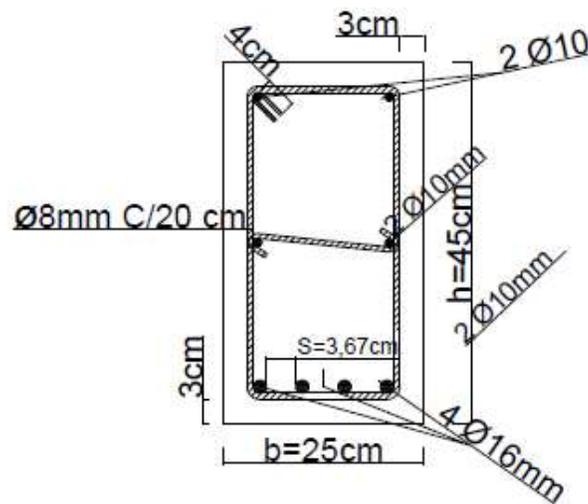
Cálculo de armaduras

Φ (mm)	Área A_s (cm ²)	Nº barras	C(cm)	C practico(cm)	Nº de estribos
6	0,283	5	20	20	5
8	0,503	3	33	20	5
10	0,785	2	50	25	4

Armadura de piel

Según la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, en las vigas de canto superior a 60 cm, pero inferior a la mitad de su luz, se dispondrán armaduras de piel junto a los paramentos laterales del nervio, construidas por un sistema de barras horizontales formando malla con los cercos existentes. Es recomendable distanciar entre si tales barras 30 cm como máximo, y emplear diámetros no inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero especial.

En este tipo de piezas el hormigón existente por encima de la zona de recubrimiento de la armadura principal se encuentra sometido a esfuerzos complejos, cortantes y de tracción. Las tensiones oblicuas resultantes provocan una figuración que de no existir armaduras repartidas junto a los paramentos (armaduras de piel) encargadas de distribuirla, se concentraría en una fisura única en el alma, de ancho sensiblemente mayor a la máxima admisible.



3.13. Verificación de ménsulas

Análisis de la ménsula

Se realizará la verificación de las ménsulas que están construidas en el laboratorio.

Datos obtenidos de los planos as built de la estructura del laboratorio de resistencia:

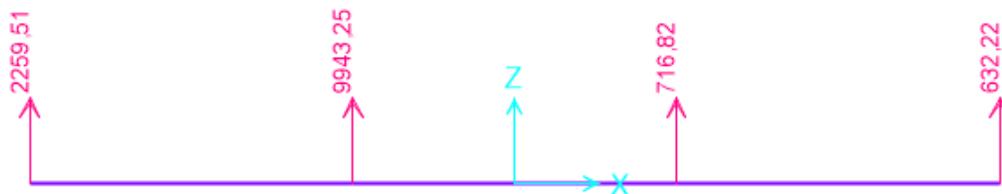
Norma de hormigón=EH-91

Hormigón: H-225 control normal

Acero: AEH-400 control normal

Recubrimiento: 2,50 cm

las reacciones máximas son las siguientes:



Minoración de resistencias

Resistencia de minoración del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{225 \text{ kg/cm}^2}{1.50}$$

$$f_{cd} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de minoración del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = \frac{4000 \text{ kg/cm}^2}{1.15}$$

$$f_{yd} = 3478.26 \text{ kg/cm}^2$$

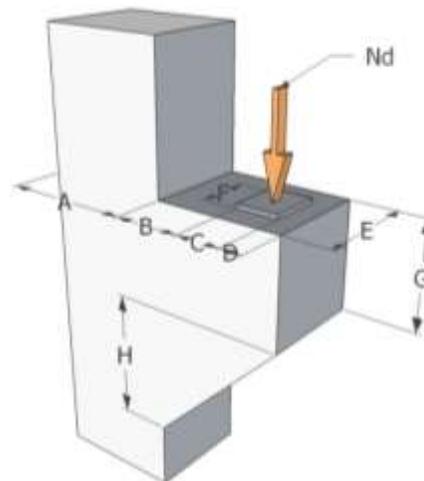
Comprobacion y verificacion de armaduras

En el relevamiento realizado se obtuvo las dimensiones necesarias de la ménsula para su posterior verificación.

A	80 cm
B	12.5 cm
C	25.0 cm
D	12.5 cm
E	40 cm
G	30 cm
H	20cm

a=

$$d = h - r = 47.5 \text{ cm}$$



$$h = H + G = 50 \text{ cm}$$

$$B + (C/2) = 25 \text{ cm}$$

$r = \text{recubrimiento} = 2.5 \text{ cm}$

$f_{vd} = R_{\max} = \text{fuerza máxima actuante en la ménsula}$

$f_{hd} = R_{\max} * 0.2 = \text{fuerzas horizontales debido a la fuerza de impacto}$

$f_{vd} = 9943,25 \text{ kg}$

$f_{hd} = 0.2 * 9943,25 \text{ kg} = 1988,7 \text{ kg}$

Momento flector

$M_d = f_{vd} a + f_{hd}(h - d)$

$M_d = 9943,25 \text{ kg} * 25 \text{ cm} + 1988,7 \text{ kg} * (50 - 47.5) = 253553 \text{ kg. cm}$
 $= 2535 \text{ kg. m}$

Calculo de armadura según la EH-91

Armadura principal

Se tomará como valor del área de la armadura principal A_s , el mayor de los valores siguientes:

Siendo:

$A_{sf} = \text{Armadura necesaria para resistir el momento flector.}$

$A_{sn} = \text{Armadura necesaria para resistir la tracción horizontal.}$

$A_{sv} = \text{Armadura necesaria para resistir el esfuerzo cortante.}$

$b = \text{Anchura de la ménsula en la cara del pilar.}$

$$A_s = A_{sf} + A_{sn}$$

$$A_s = \frac{2}{3} A_{sv} + A_{sn}$$

$$A_s = 0,04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b * d$$

} A_{\max}

$$1. A_s = A_{sf} + A_{sn}$$

Cálculo de A_{sf}

El cálculo de la armadura de flexión A_{sf} , necesaria para resistir el momento flector

M_d

$$A_{sf} = \frac{M_d}{f_{yd} * 0,90 * d}$$

$$A_{sf} = \frac{253553 \text{ kg. cm}}{3478.26 \text{ kg/cm}^2 * 0,90 * 47.5 \text{ cm}}$$

$$A_{sf} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Cálculo de A_{sn}

La armadura necesaria para resistir la tracción horizontal N_d , se tomará igual a:

$$A_{sn} = \frac{f_{hd}}{f_{yd}}$$

$$A_{sn} = \frac{1988,7 \text{ kg}}{3478.26 \text{ kg/cm}^2} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sn}$$

$$A_s = 1,7 \text{ cm}^2 + 0,57 \text{ cm}^2 = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$2. A_s = \frac{2}{3} A_{sv} + A_{sn}$$

Cálculo de A_{sv}

La armadura de cortante A_{sv} viene dada por la expresión:

$$A_{sv} = \frac{f_{vd}}{f_{yd} * \cot\theta}$$

Donde:

q es el ángulo de inclinación sobre el plano P de las compresiones oblicuas. El valor de este ángulo se deducirá de las expresiones siguientes:

$\cotg q = 1,4$ si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar.

$\cotg q = 1,0$ si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido.

$\cotg q = 0,7$ para el caso anterior, pero con rugosidad débil de la superficie del hormigón endurecido.

$$A_{sv} = \frac{9943,25 \text{ kg}}{3478.26 \text{ kg/cm}^2 * 1.4} = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{2}{3} A_{sv} + A_{sn}$$

$$A_s = \frac{2}{3} * 2,04 \text{ cm}^2 + 0,57 \text{ cm}^2 = 1,93 \text{ cm}^2$$

Debiéndose verificar además que:

$$\tau_d = \frac{f_{vd}}{b * d} \leq 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{9943,25 \text{ kg}}{40 \text{ cm} * 47.5 \text{ cm}} \leq 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 5,2 \text{ kg/cm}^2 \leq 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$3. A_s = 0,04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b d$$

$$A_s = 0,04 * \frac{150 \text{ kg/cm}^2}{3478.26 \text{ kg/cm}^2} * 40 * 47.5$$

$$A_s = 3.27 \text{ cm}^2$$

Se elige el área mayor $A_s = 3.27 \text{ cm}^2$

Φ (mm)	Área A_s (cm ²)	Nº barras	Área neta (cm ²)
10	0,785	5	3.925
12	1,130	3	3.39
16	2,01	2	4.02

Armadura secundaria

Calculada el área total A_{sv} necesaria para resistir el esfuerzo cortante de cálculo f_{vd}

—si $A_{sf} < 2/3 A_{sv}$, se dispondrá un área de estribos horizontales $A_{se} = 0,5 A_{sf}$

—si $A_{sf} > 2/3 A_{sv}$, se dispondrá un área de estribos horizontales $A_{se} = 1/3 A_{sv}$

La armadura así obtenida, se deberá distribuir uniformemente en los $2/3$ superiores del canto útil, contados a partir de la armadura A_s .

$$1. A_{sf} \leq \frac{2}{3} A_{sv}$$

$$1.7 \text{ cm}^2 \leq \frac{2}{3} * 2,04 \text{ cm}^2$$

$$1,7 \text{ cm}^2 \leq 1,36 \text{ cm}^2 \text{ no cumple}$$

Entonces:

$$A_{se} = 0,5 A_{sf}$$

$$A_{se} = 0,5 * 1,70 \text{ cm}^2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$2. A_{sf} > \frac{2}{3} A_{sv}$$

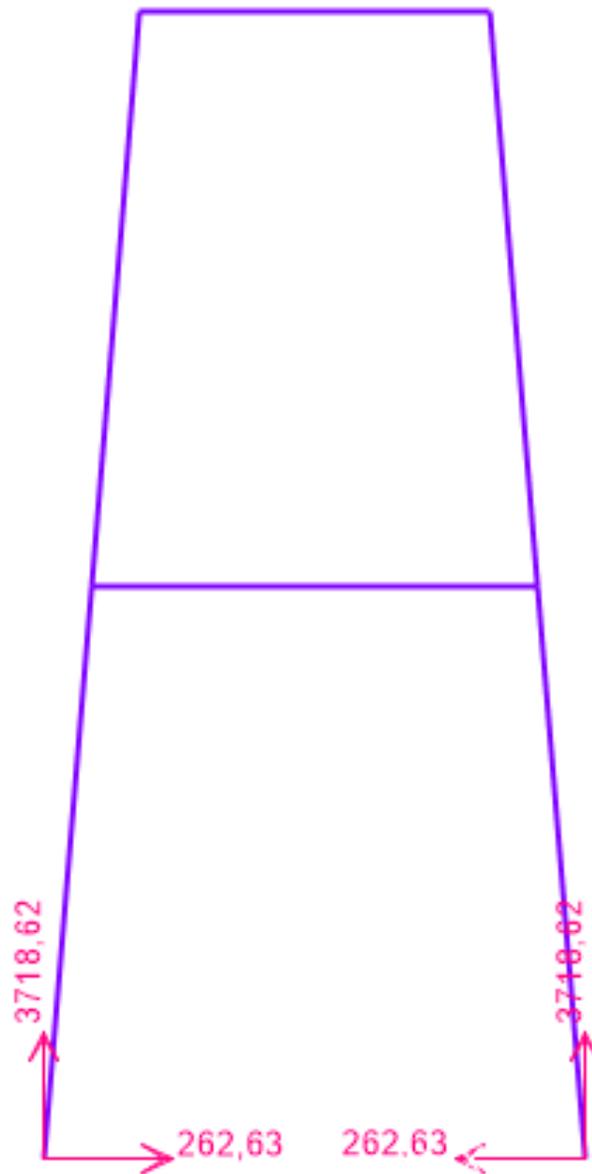
$$1.43 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Se elige: $A_{se} = 0.85 \text{ cm}^2$

Φ (mm)	Área A_S (cm ²)	Nº barras	Área neta (cm ²)
6	0.283	3	0.849
8	0,503	2	1.006

Con los cálculos obtenidos, verificamos que, sí cumplirá la armadura de la ménsula ya construida mediante la norma EH-91.

Nº	Diámetro	Nº de barras	Long. (cm)	Total (cm)	AEH-400CN (kg)
1	12 mm	3	241	723	6.4
2	6 mm	3	Var.	987	2.2

3.14. Diseño de la viga dentro del canal (base elástica)**Datos:**

Dimensiones de la viga

d_1	3 cm
-------	------

b	30 cm
h	44 cm
d	41 cm

$$P=3718,82 \text{ kg} *1,30 = 4834,47\text{kg}$$

En el caso de cimentaciones del tipo losa o viga de cimentación, se suele recurrir al modelo de Winkler o método del coeficiente de balasto. Este coeficiente K, que nos será facilitado a través del informe geotécnico, expresa una constante de proporcionalidad entre presiones y asientos para cada tipo de terreno.

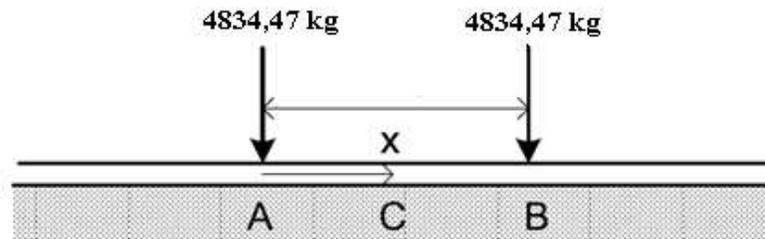
Cuestiones a considerar:

- Se parte de la hipótesis ideal de suelos homogéneos.
- No se tiene en cuenta la interacción entre cimientos próximos.
- Depende de la superficie de la cimentación: relación entre tensiones y asientos.
- El coeficiente de balasto es inversamente proporcional al asiento.
- Se determina en laboratorio, mediante ensayo de placa de carga de diferentes diámetros.

Precauciones

Las vigas y losas de cimentación forman parte de la globalidad de la estructura, ya que están incluidas en la matriz global de la misma. Esto quiere decir que las modificaciones que realicemos sobre ellas, afectarán directamente a los esfuerzos del resto de los elementos que conforman la estructura, especialmente a los pilares.

Si el módulo de balasto facilitado por el laboratorio se aleja de los parámetros siguientes, se aconseja consultar las causas con el técnico responsable.



Coeficiente de basalto del suelo: $K_t = 6 \text{ kg/cm}^3$

Módulo de elasticidad $E = 15000\sqrt{F_C} = 220000 \text{ kg/cm}^2$

Clases de suelo	(K/cm ³)	Clases de suelo	(K/cm ³)
Suelo ligero de turba y cenagoso	0,5 - 1,0	Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8,0 - 10,0
Suelo pesado de turba y cenagoso	1,0 - 1,5	Humus firmemente estratificado con arena y muchas piedras	10,0 - 12,0
Arena fina de ribera o playa	1,0 - 1,5	Gravilla arenosa floja	4,0 - 8,0
Arena floja seca	1,0 - 1,3	Gravilla arenosa compacta	9,0 - 25,0
Arena floja húmeda	0,8 - 1,0	Grava fina con mucha arena fina	8,0 - 10,0
Arena media seca	3,0 - 9,0	Grava media con arena fina	10,0 - 12,0
Arena media húmeda	2,0 - 6,0	Grava media con arena gruesa	12,0 - 15,0
Arena compacta seca	9,0 - 20,0	Grava gruesa con arena gruesa	15,0 - 20,0
Arena compacta húmeda	7,0 - 13,0	Grava gruesa con poca arena	15,0 - 20,0
Capa de humus, arena y grava	1,0 - 2,0	Rocas blandas o algo alteradas	>30,0
Arcilla mojada	2,0 - 3,0	Rocas sanas	>500,0
Arcilla húmeda	4,0 - 5,0		
Arcilla seca	6,0 - 9,0		
Arcilla seca dura	> 10,0		
Margas arcillosas	20,0 - 40,0		

Área de la sección

$$A = b * h = 30 * 44 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$q = A * \gamma = 1200 * 2500 = 3000 \text{ kg/m}$$

Inercia

$$I_x = \frac{b h^3}{12} = \frac{30 * 44^3}{12} = 212960 \text{ cm}^4$$

Coeficiente de basalto de la viga

$$K = K_t b = 6 \text{ kg/cm}^3 * 30 \text{ cm} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

Rigidez relativa viga-terreno

$$\beta = \left(\frac{K}{4 E I} \right)^{1/4}$$

$$\beta = \left(\frac{180 \text{ kg/cm}^2}{4 * 220000 \text{ kg/cm}^2 * 212960 \text{ cm}^4} \right)^{1/4}$$

$$\beta = 0.0056 \text{ cm}^{-1}$$

$$v_A = -\frac{P \beta}{2 K} - \frac{P \beta}{2 K} e^{-x\beta} (\cos x \beta + \sin x \beta)$$

$$v_A$$

$$= -\frac{4834,47 \text{ kg} * 0.0056 \text{ cm}^{-1}}{2 * 180 \text{ kg/cm}^2}$$

$$- \frac{4834,47 \text{ kg} * 0.0056 \text{ cm}^{-1}}{2 * 180 \text{ kg/cm}^2} e^{-285 * 0.0056} (\cos 285 * 0.0056 + \sin 285 * 0.0056)$$

$$v_A = -0,23 \text{ cm}$$

$$P_A = K_t v_A$$

$$P_A = 6 \text{ kg/cm}^3 * 0,23 \text{ cm} = 1,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_C = -\frac{P \beta}{2 K} e^{-x/2\beta} \left(\cos \frac{x}{2} \beta + \sin \frac{x}{2} \beta \right)$$

$$v_C = -\frac{4834,47 \text{ kg} * 0.0056 \text{ cm}^{-1}}{2 * 180 \text{ kg/cm}^2} e^{-142,5 * 0.0056} (\cos 142,5 * 0.0056 + \sin 142,5 * 0.0056)$$

$$v_C = -0.04 \text{ cm}$$

$$P_C = K_t v_C$$

$$P_C = 6 \text{ kg/cm}^3 * 0.04 \text{ cm}$$

$$P_C = 0,24$$

$$M_A = \frac{P}{4 \beta} + \frac{P}{4 \beta} e^{-x\beta} (\cos 750 \beta - \sin 750 \beta)$$

$$M_A = \frac{4834,47 \text{ kg}}{4 * 0.0056 \text{ cm}^{-1}} + \frac{4834,47 \text{ kg}}{4 * 0.0056 \text{ cm}^{-1}} e^{-285 * 0.0056} (\cos 285 * 0.0056 - \sin 285 * 0.0056)$$

$$M_A = 247527 \text{ kg. cm}$$

$$M_c = \frac{P}{2 \beta} e^{-X/2\beta} (\cos X/2 \beta - \sin 375 \beta)$$

$$M_c = \frac{4834,47 \text{ kg}}{2 * 0.0056 \text{ cm}^{-1}} e^{-142,5 * 0.0056} (\cos 142,5 * 0.0056 - \sin 142,5 * 0.0056)$$

$$M_c = 191615,2 \text{ kg. cm}$$

$$Q_p = \frac{P}{2} + \frac{P}{2} e^{-X\beta} (\cos 750 \beta)$$

$$Q_p = \frac{4834,47 \text{ kg}}{2} + \frac{4834,47 \text{ kg}}{2} e^{-285 * 0.0056} (\cos 285 * 0.0056)$$

$$Q_p = 2907 \text{ kg}$$

Carga distribuida

$$v_d = -\frac{q}{k} \left(1 - \frac{e^{-\beta x} \cos \beta x}{2} \right)$$

$$v_d = -\frac{3}{180} \left(1 - \frac{e^{-0,0056 * 1450} \cos 0,0056 * 1456}{2} \right)$$

$$v_d = -0,017 \text{ cm}$$

$$M_d = \frac{q}{4\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$M_d = \frac{3}{4 * 0,0056^2} e^{-0,0056 * 1450} \sin 0,0056 * 1450$$

$$M_d = 1 \text{ kg.cm}$$

$$Q_q = \frac{q}{4\beta}$$

$$Q_q = \frac{3}{4 * 0,0056}$$

$$Q_q = 133,9 \text{ kg}$$

$$M_T = M_p + M_q$$

$$M_T = 247527 \text{ kg. cm} + 1 \text{ kg. cm}$$

$$M_T = 247528 \text{ kg. cm}$$

$$Q_T = Q_p + Q_q$$

$$Q_T = 2907 \text{ kg kg. cm} + 133,9 \text{ kg}$$

$$Q_T = 3040,9 \text{ kg. cm}$$

$$\Delta_T = -0,23 \text{ cm} - 0,017 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = -0,25 \text{ cm}$$

Minoración de resistencias

Resistencia de minoración del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1.50}$$

$$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de minoración del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1.15}$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{\max} = 206868,59 \text{ kg. cm}$$

$$M_d = 1,60 M_{\max}$$

$$M_d = 1,60 * 206868,59 \text{ kg. cm}$$

$$M_d = 330989,74 \text{ kg. cm}$$

Dimensionamiento de las secciones

$$d_{\min} = k * \sqrt{\frac{M_d}{b_w * f_{cd}}}$$

$$2,2 \leq k \leq 3,3$$

$$d_{\min} = 2,50 * \sqrt{\frac{330989,74 \text{ kg. cm}}{30\text{cm} * 140,00 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d_{\min} = 22,19 \text{ cm}$$

$$h = 44 \text{ cm}$$

$$d = \text{canto util} = h - d_1 = 44 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 41 \text{ cm}$$

Determinación del momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{330989,74}{30 \text{ cm} * (41 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.04$$

$$\mu_d \leq \mu_{\text{lim}}$$

$$0.04 \leq 0.332$$

Se obtiene la cuantía mecánica mediante tabla 13.3 (P. JIMENEZ MONTOYA)

$$w_s = 0.041$$

Armadura necesaria

$$A_{s1} = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s1} = 0.041 * 30 \text{ cm} * 41 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s1} = 1,93\text{cm}^2$$

Armadura mínima

Cuantía mínima obtenida de la tabla 10.8 (P. JIMENEZ MONTOYA)

$$w_{\min} = 0.0033$$

$$A_{\min} = w_{\min} * b_w * d$$

$$A_{\min} = 0.0033 * 30\text{cm} * 41 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 4.06 \text{ cm}^2$$

Área adoptada

$$A = 4.06 \text{ cm}^2$$

Φ (mm)	Área A_s (cm ²)	Nº barras	Área neta (cm ²)
10	0,785	6	4.71
12	1,130	4	4.52
16	2,01	3	6.03

Separación en entre barras

$$S = \frac{b - 2 d_1 - n \Phi - 2 \Phi_{\text{estr}}}{n - 1}$$

$$S = \frac{30 - 2 * 3 - 4 * 1.2 - 2 * 0.6}{4 - 1}$$

$$S = 6.3 \text{ cm}$$

Cálculo de la armadura transversal

Datos:

$$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{max}} = 2042.15 \text{ kg}$$

Cortante mayorada

$$V_d = 1.60 V_{\text{max}}$$

$$V_d = 1.6 * 1835,23 \text{ kg}$$

$$V_d = 2936,37 \text{ kg}$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$L = 14.5 \text{ m}$$

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{140,00 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_{vd} = 5.916 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

$$V_{cu} = 5.916 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 41 \text{ cm} = 7272.68 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$2936,37 \text{ kg} \leq 7272.68 \text{ kg} \quad \text{Cumple}$$

Calculo de armaduras

$$A_{min} = 0.02 b S \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{min} = 0.02 * 30 * 100 * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652,17 \text{ kg/cm}^2} = 2.3 \text{ cm}^2$$

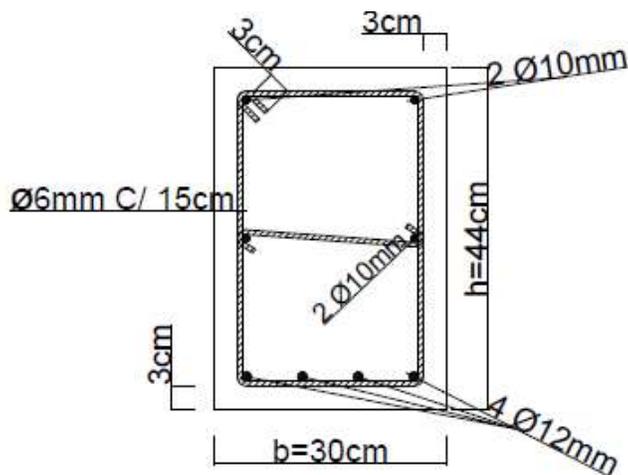
Armadura mínima para dos piernas

$$A_{smin_{90}} = \frac{A_s}{2}$$

$$A_{smin_{90}} = \frac{2.5 \text{ cm}^2}{2} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Cálculo de armaduras

Φ (mm)	Área A_s (cm^2)	Nº barras	C(cm)	C práctico(cm)	Nº de estribos
6	0.283	5	20	15	7
8	0,503	3	33	20	5



3.15. Especificaciones técnicas

Nº	Actividades
1	Replanteo o trazado del lugar
2	Viga de hormigón armado
3	Colocado de riel
4	Viga testera
5	pórtico testero
6	Viga principal
7	Colocado de polipasto
8	Colocacion del cable de alimentación
9	Limpieza general

Actividad 1

Replanteo y trazado de lugar

Descripción

Este ítem comprende todos los trabajos necesarios para la ubicación de las áreas destinadas a albergar las construcciones y los de replanteo y trazado de los ejes para localizar los elementos de acuerdo a los planos de construcción.

Materiales, herramientas y equipo

El contratista suministrará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para ejecutar el replanteo y trazado de los elementos.

Procedimiento para la ejecución

Se realiza el trazado necesario en las ménsulas para la elaboración de las vigas y para la colocación del grúa.

Medición

El replanteo de las obras será medido en metros cuadrados, tomando en cuenta únicamente la superficie total neta de la construcción.

Forma de pago

Este ítem ejecutado de acuerdo con las presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el supervisor de obra, será pagado de acuerdo al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por todos los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Actividad 2**Viga de hormigón armado 1:2:3****Descripción**

Todas las estructuras de hormigón armado, deberán ser ejecutadas de acuerdo con las dosificaciones y resistencias establecidas en los planos, formulario de presentación de propuestas y en estricta sujeción con las exigencias y requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH – 87.

Materiales, herramientas y equipo

Todos los materiales, herramientas y equipo a emplearse en la preparación y vaciado del hormigón serán proporcionados por el Contratista y utilizados por éste, previa aprobación del Supervisor de Obras y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Boliviana de Hormigón CBH – 87.

Cemento

Se deberá emplear Cemento Portland del tipo normal, fresco y de calidad probada. El cemento deberá ser almacenado en condiciones que lo mantengan fuera de la intemperie y la humedad. El almacenamiento deberá organizarse en forma sistemática, de manera de evitar que ciertas bolsas se utilicen con mucho retraso y sufran un envejecimiento excesivo. En general no se deberán almacenar más de 10 bolsas una encima de otra.

Un cemento que por alguna razón haya fraguado parcialmente o contenga terrones, grumos, costras, etc., será rechazado automáticamente y retirado del lugar de la obra.

Agregados

Los áridos a emplearse en la fabricación de hormigones serán aquéllas arenas y gravas obtenidas de yacimientos naturales, rocas trituradas y otros que resulte aconsejable, como consecuencia de estudios realizados en laboratorio.

La arena o árido será aquél que pase el tamiz de 5 mm de malla y grava o árido el que resulte retenido por dicho tamiz.

Agua

El agua a emplearse para la mezcla, curación u otras aplicaciones, será razonablemente limpia y libre de aceite, sales, ácidos, álcalis, azúcar, material vegetal o cualquier otra sustancia perjudicial para la obra.

No se permitirá el empleo de aguas estancadas.

La temperatura del agua para la preparación del hormigón deberá ser superior a 5°C.

Fierro

Los aceros de distintos diámetros y características se almacenarán separadamente, a fin de evitar la posibilidad de intercambio de barras.

El tipo de acero y su fatiga de fluencia será aquel que esté especificado en los planos estructurales.

Queda terminantemente prohibido el empleo de aceros de diferentes tipos en una misma sección.

Aditivos

Se empleará aditivo para la unión de la ménsula (hormigón viejo) y la viga de hormigón armado (hormigón nuevo).

Procedimiento para la ejecución

Dosificación de materiales

Para la fabricación del hormigón, se recomienda que la dosificación de los materiales se efectúe en peso de acuerdo al siguiente detalle.

Dosificación 1:2:3

Para los áridos se aceptará una dosificación en volumen, es decir transformándose los pesos en volumen aparente de materiales sueltos. En obra se realizarán determinaciones frecuentes del peso específico aparente del árido suelto y del contenido de humedad del mismo.

Cuando se emplee cemento envasado, la dosificación se realizará por número de bolsas de cemento, quedando prohibido el uso de fracciones de bolsas.

Mezclado

La mezcla de hormigón se hará de tal forma que pueda ser bien acomodada, según la forma de colocación y objeto de empleo.

El cemento, agregados, agua deberán dosificarse para la fabricación del hormigón, quedando obligados el Contratista a suministrar y poner a disposición los aparatos correspondientes a satisfacción del Supervisor de Obra para la composición de la mezcla de hormigón. Se facilitará debidamente y en todo momento la comprobación de la dosificación. El mezclado manual queda expresamente prohibido.

Tiempos de mezclado

La mezcladora ha de estar equipada con un dispositivo automático para registrar el número de mezclas ejecutadas, y con un mando automático para interrumpir el proceso de mezclado una vez transcurrido el tiempo fijado.

El período de mezclado comienza después de haber introducido en la mezcladora todos los componentes sólidos (por ejemplo, cemento y agregados). El tiempo de mezclado, después de que todos los componentes hayan ingresado en la mezcladora, no deberá ser inferior a 2 minutos, para mezcladoras de hasta 2 m³ de capacidad; 2.5 minutos hasta 3 m³ de capacidad y 3 minutos hasta 5 m³ de capacidad.

Consistencia del Hormigón

La consistencia del hormigón será de tal manera que permita un buen manejo de la mezcla durante el tiempo que dure el colocado de la misma, de acuerdo con los ensayos de consistencia que efectuará el Contratista según lo indicado.

Colocación de Hormigón

Antes de comenzar los trabajos deberán quedar cumplidos todos los requisitos que, a juicio del Supervisor de Obra, sean necesarios para garantizar una colocación perfecta del hormigón y una ejecución adecuada de los trabajos.

Antes de colocar el hormigón armado es necesario la colocación de un aditivo para poder unir el hormigón viejo (ménsula) con el hormigón nuevo.

El vaciado del hormigón no comenzará antes que el Supervisor de Obra haya dado su conformidad.

El Contratista propondrá los equipos y sistemas de colocación y el Supervisor de Obra dará su conformidad, o en su defecto, dispondrá la modificación de ellos.

Vibrado

El hormigón será debidamente vibrado.

Las vibradoras serán del tipo de inmersión de alta frecuencia y deberán ser manejadas por obreros especializados.

Las vibradoras se introducirán lentamente y en posición vertical o ligeramente inclinada.

El tiempo de vibración dependerá del tipo de hormigón y de la potencia del vibrador.

Protección y curado

Tan pronto el hormigón haya sido colocado se lo protegerá de efectos perjudiciales.

El tiempo de curado será durante siete días consecutivos, a partir del momento en que se inició el endurecimiento, salvo indicación del Supervisor de Obra.

El curado se realizará por humedecimiento con agua, mediante riego aplicado directamente sobre las superficies o sobre arpilleras.

Armaduras

Las barras se cortarán y doblarán ajustándose estrictamente a las dimensiones y formas indicadas en los planos y las planillas de fierros, las mismas que deberán ser verificadas por el Supervisor de Obra.

El doblado de las barras se realizará en frío mediante equipo adecuado, sin golpes ni choques, queda prohibido el corte y doblado en caliente.

Antes de proceder al colocado de las armaduras en los encofrados, se limpiarán adecuadamente, librándolas de polvo, barro, pinturas y todo aquello capaz de disminuir la adherencia.

Las barras de la armadura principal se vincularán firmemente a los estribos.

Para sostener y para que las armaduras tengan el recubrimiento respectivo se emplearán soportes de mortero de cemento con ataduras metálicas (galletas) que se fabricarán con la debida anticipación, quedando terminantemente prohibido el empleo de piedras como separadores.

Se cuidará especialmente que todas las armaduras queden protegidas mediante recubrimientos mínimos especificados en los planos, vigas 3cm.

En lo posible no se realizarán empalmes en barras sometidas a tracción.

Si fuera absolutamente necesario efectuar empalmes, éstos se ubicarán en aquellos lugares donde las barras tengan menores sollicitaciones (puntos de momentos nulos).

Medición y forma de pago

Serán medidas en metros cúbicos.

Los trabajos ejecutados en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medidos según lo señalado y aprobados por el Supervisor de Obra,

serán cancelados a los precios unitarios de la propuesta aceptada.

Dichos precios serán compensación total por los materiales empleados en la fabricación, mezcla, transporte, colocación, construcción de encofrados, armadura de fierro, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Actividad 3

Colocado de riel en viga de hormigón y viga de acero

Descripción

El riel será colocado sobre la viga de hormigón armado, y sobre las alas de la viga principal del puente grúa.

Procedimiento para la ejecución

Unión rail-hormigón

Clips para raíles de grúa

Clips para raíles flexible y ajustable

La amplia gama de clips se adapta a prácticamente cualquier perfil producido en el mundo, entre los que se incluyen secciones de raíl DIN, MRS, ASCE o en “T” y secciones de raíles estadounidenses, con o sin intercaladores para raíles de grúa. Hay disponibles dos tipos principales, de acuerdo al soporte de fijación: clips soldables o atornillables.

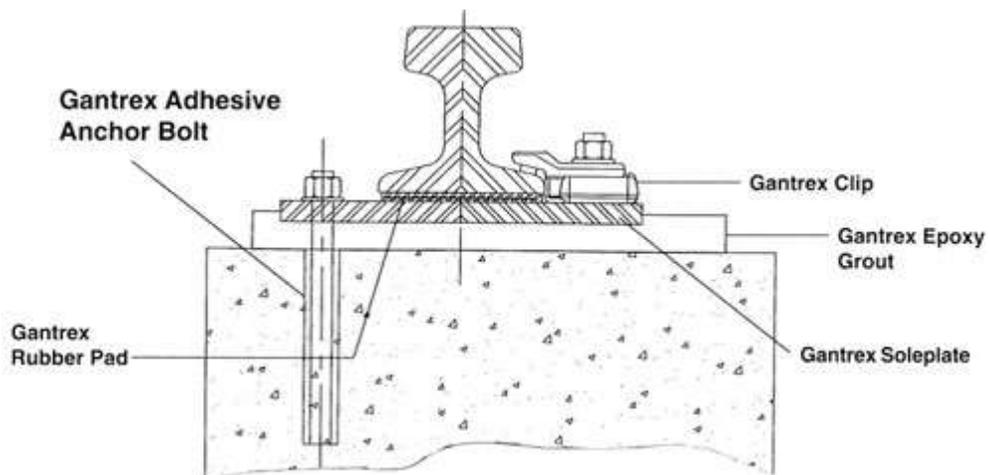
Los clips para uso con piezas en unidades imperiales y métricas, tanto en configuraciones de un solo perno como doble perno. Los clips para raíles mantienen la posición lateral del raíl, pero permiten el movimiento longitudinal necesario mediante el uso de un taco de goma vulcanizado. El taco ayuda a absorber la energía de deflexión vertical ocasionada por el paso de la rueda. Los clips para raíles se fabrican en todo el mundo.



Pernos de anclaje

La solución de pernos de anclaje para bandas de rodadura de grúas y carros de transferencia.

El dispositivo de anclaje o conjunto de perno de anclaje adhesivo se utiliza para fijar soportes y placas de raíles a soportes o cimientos de hormigón. El conjunto de perno de fijación estándar está formado por un perno, una arandela, una tuerca y adhesivo. Para instalar los pernos de anclaje se taladran agujeros en la base de hormigón, se mezcla la resina y se rellena con ella el agujero, y se introduce el perno de anclaje. La mezcla de resina funciona como un adhesivo, sujetando el perno en su sitio hasta que se cura para completar el proceso. Los pernos que utilizan resina de poliéster se pueden instalar a temperaturas tan bajas como $-12\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($10\text{ }^{\circ}\text{F}$).



Los anclajes están disponibles en acero A36, material de alta resistencia B7, o bien DIN 976, 529B o 529C. Los anclajes también están disponibles con forma de gancho y de cola de pez, y en dimensiones en unidades métricas o imperiales. Los pernos de anclaje pueden ser zincados o galvanizados, al igual que la arandela y la tuerca que se incluyen en cada conjunto. Los conjuntos de perno de anclaje se pueden pintar o metalizar después de la instalación. También está disponible la resina de poliéster que se puede adquirir en latas, para ser mezclada en un recipiente y verter directamente en el agujero. También hay disponibles cápsulas y cartuchos de resina de poliéster o epoxi, cómodos y de alta capacidad, para mezclar e inyectar con pistola. El adhesivo ha sido diseñado para crear una unión tan fuerte con el hormigón que, en las pruebas de extracción, los pernos de anclaje cedieron antes de que se rompiera la unión.

Colocado de riel en viga de acero

Procedimiento para la ejecución

La superficie debe estar limpia y sana, seca. Remover de la superficie polvo, lechada, grasa, curadores, impregnaciones, ceras, partículas extrañas, materiales en proceso de desintegración y cualquier material que pueda inhibir la adherencia.

Después de la preparación del soporte, perforar el cartucho y cortar la boquilla en forma triangular. Aplicar SikaBondAT-Metal mediante cordones de 0.5 – 1cm de ancho sobre la superficie de pegado en intervalos de 10 – 15cm. Por medio de presión manual colocar los elementos a pegar en la posición adecuada. En los primeros minutos después de su aplicación, se pueden recolocar con facilidad a la posición correcta los elementos a unir.

Actividad 4

Viga testera

Descripción

Las vigas serán armadas con cuatro placas de acero laminadas en frío, se colocarán dos ruedas en los extremos de la viga testera, una de ellas motorizada con el fin de que la viga pueda desplazarse a lo largo de la viga carrilera.

La viga testera se colocará después de haber colocado el riel sobre la viga de hormigón armado.

Materiales

Todo el material requerido para la fabricación de los miembros de acero estructural deberá cumplir las especificaciones para "Acero Estructural", ASTM A-36, con límite aparente de elasticidad de $2,530 \text{ kg/cm}^2$ (36000 lbs/pulg^2).

Los materiales cumplirán con las siguientes:

Acero laminado

Todos los elementos de acero estructural que se indican en los planos, estarán fabricados a base de placas de acero estructural, y deberán ser nuevos y encontrarse en buen estado antes de su uso, y llenar los requisitos mínimos de la designación ASTM A-36.

Electrodos

Fabricado bajo la norma LRFD, Serán del tipo E6010 para penetración completa, se utilizarán las que se adapten a las condiciones de trabajo, o según se especifica en los planos.

Pintura

Todos los elementos de estructura metálica serán pintados de acuerdo al siguiente proceso: Utilizar un desoxidante, dos manos de pintura anticorrosiva y dos manos de esmalte. Antes de proceder con la pintura de la estructura metálica se deberá someter el tipo y el color de pintura a la aprobación del Supervisor asignado.

Procedimiento

Se deberá fabricar cada elemento constituyendo una sola pieza de acuerdo a lo que se indica en las plantas y detalles estructurales.

Las piezas fabricadas en el taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, las juntas deben quedar acabadas correctamente.

Las piezas que se vayan a soldar se colocarán correctamente en su posición y se sujetarán por medio de abrazaderas, cuñas tirantes, puntales y otros dispositivos

apropiados o por medio de puntos de soldadura hasta que la soldadura definitiva sea concluida.

Las superficies a soldar deberán limpiarse completamente, liberándolas de escamas, óxidos, escorias, polvo, grasa o cualquier materia extraña que impida una soldadura apropiada.

En la colocación de las ruedas en la viga, deben estar bien alineadas sobre el riel para su buen funcionamiento

En el ensamble o unión de partes de una estructura mediante soldadura, deberá seguirse una secuencia para soldar, que evite deformaciones perjudiciales y origine esfuerzos secundarios.

La soldadura deberá ser compacta en su totalidad y habrá de fusionarse completamente con el metal base.

Procedimiento de montaje

El montaje se hará a plomo, escuadra y nivel conforme los planos; y se arriostrarán provisionalmente, hasta donde fuese necesario, para mantenerlas en su posición correcta.

No se permitirán uniones permanentes en la obra, entre estructuras en fase de montaje, hasta que se haya comprobado la correcta ubicación, plomo y nivel de las mismas. Si en cualquier momento de la construcción, se comprobara que algún elemento de la estructura tuviese dimensiones (como espesor, diámetro, etc.) inferiores a las admitidas por las tolerancias establecidas por las normas indicadas, dicho elemento podrá ser retirado para ser reemplazado por otro conforme a las normas mismas.

Inmediatamente de haber sido inspeccionada y aprobada la estructura, se le aplicará pintura anticorrosiva de la manera siguiente:

Una mano de pintura anticorrosiva inmediatamente después de su fabricación y otra después de su montaje.

Para las actividades del montaje de las estructuras, deberán utilizar los equipos adecuados considerando cumplir con requerimientos de protección ambiental como las vibraciones y el ruido.

Actividad 5

Pórtico testero

Descripción

El pórtico testero estará conformado por dos columnas y dos vigas una en la parte superior y una viga intermedia.

Materiales

Todo material requerido para la fabricación de los miembros de acero estructural deberá cumplir las especificaciones para "Acero Estructural", ASTM A-36, con límite aparente de elasticidad de 2,530 kg/cm² (36000 lbs/pulg²).

Los materiales cumplirán con las siguientes condiciones generales:

Acero laminado

Todos los elementos de acero estructural que se indican en los planos, estarán fabricados a base de placas de acero estructural, y deberán ser nuevos y encontrarse en buen estado antes de su uso, y llenarlos requisitos mínimos de la designación ASTM A-36.

Electrodos

Fabricado bajo la norma LRFD, Serán del tipo E6010 para penetración completa, se utilizarán las que se adapten a las condiciones de trabajo, o según se especifica en los planos.

Pintura

Todos los elementos de estructura metálica serán pintados de acuerdo al siguiente proceso: Utilizar un desoxidante, dos manos de pintura anticorrosiva y dos manos de esmalte. Antes de proceder con la pintura de la estructura metálica se deberá someter el tipo y el color de pintura a la aprobación del Supervisor asignado.

Procedimiento

Se deberá fabricar cada elemento constituyendo una sola pieza de acuerdo a lo que se indica en las plantas y detalles estructurales.

Las piezas fabricadas en el taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, las juntas deben quedar acabadas correctamente.

Las piezas que se vayan a soldar se colocarán correctamente en su posición y se sujetarán por medio de abrazaderas, cuñas tirantes, puntales y otros dispositivos apropiados o por medio de puntos de soldadura hasta que la soldadura definitiva sea concluida.

Las superficies a soldar deberán limpiarse completamente, liberándolas de escamas, óxidos, escorias, polvo, grasa o cualquier materia extraña que impida una soldadura apropiada.

En la colocación de las ruedas en la viga, deben estar bien alineadas sobre el riel para su buen funcionamiento

En el ensamble o unión de partes de una estructura mediante soldadura, deberá seguirse una secuencia para soldar, que evite deformaciones perjudiciales y origine esfuerzos secundarios.

La soldadura deberá ser compacta en su totalidad y habrá de fusionarse completamente con el metal base.

Procedimiento de montaje

El montaje se hará a plomo, escuadra y nivel conforme los planos; y se arriostrarán provisionalmente, hasta donde fuese necesario, para mantenerlas en su posición correcta.

No se permitirán uniones permanentes en la obra, entre estructuras en fase de montaje, hasta que se haya comprobado la correcta ubicación, plomo y nivel de las mismas. Si en cualquier momento de la construcción, se comprobara que algún elemento de la estructura tuviese dimensiones (como espesor, diámetro, etc.) inferiores a las admitidas por las tolerancias establecidas por las normas indicadas, dicho elemento podrá ser retirado para ser reemplazado por otro conforme a las normas mismas.

Inmediatamente de haber sido inspeccionada y aprobada la estructura, se le aplicará pintura anticorrosiva de la manera siguiente:

Una mano de pintura anticorrosiva inmediatamente después de su fabricación y otra después de su montaje.

Para las actividades del montaje de las estructuras, deberán utilizarse los equipos adecuados considerando cumplir con requerimientos de protección ambiental como las vibraciones y el ruido.

Actividad 6

Viga principal

Descripción

El puente estará formado por dos vigas soportadas en las vigas testeras, unidas a ellas mediante soldaduras.

Las vigas serán armadas con secciones de placa de acero laminadas en frío.

Se fijarán rieles normales para grúa con topes en los extremos en las caras superiores de las vigas del puente, para servir de carril al carro o polipasto.

El tramo central de cada viga debe ser construido sin empalmes o juntas. Se debe prever que el puente no se salga del riel en caso de fuerzas sísmicas, mediante topes o guías colocados en los extremos inferiores del puente.

La máxima deformación permisible producida en el puente por el peso muerto, el peso del polipasto y el 130% de la carga nominal estática, no deberá de exceder de 1/888 del claro. La carga de impacto deberá considerarse en esta deflexión.

Se deberán tener en cuenta las limitaciones de diseño indicadas en la CMAA-70 inciso 3.5.

Materiales

Todo el material requerido para la fabricación de los miembros de acero estructural deberá cumplir las especificaciones para "Acero Estructural", ASTM A-36, con límite aparente de elasticidad de $2,530 \text{ kg/cm}^2$ (36000 lbs/pulg²).

Los materiales cumplirán con las siguientes condiciones generales:

Acero laminado

Todos los elementos de acero estructural que se indican en los planos, estarán fabricados a base de placas de acero estructural, y deberán ser nuevos y encontrarse en

buen estado antes de su uso, y llenarlos requisitos mínimos de la designación ASTM A-36.

Electrodos

Fabricado bajo la norma LRFD, serán del tipo E6010 para penetración completa, se utilizarán las que se adapten a las condiciones de trabajo, o según se especifica en los planos.

Pintura

Todos los elementos de estructura metálica serán pintados de acuerdo al siguiente proceso: Utilizar un desoxidante, dos manos de pintura anticorrosiva y dos manos de esmalte. Antes de proceder con la pintura de la estructura metálica se deberá someter el tipo y el color de pintura a la aprobación del Supervisor asignado.

Procedimiento

Se deberá fabricar cada elemento constituyendo una sola pieza de acuerdo a lo que se indica en las plantas y detalles estructurales.

Las piezas fabricadas en el taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, las juntas deben quedar acabadas correctamente.

Las piezas que se vayan a soldar se colocarán correctamente en su posición y se sujetarán por medio de abrazaderas, cuñas tirantes, puntales y otros dispositivos apropiados o por medio de puntos de soldadura hasta que la soldadura definitiva sea concluida.

Las superficies a soldar deberán limpiarse completamente, liberándolas de escamas, óxidos, escorias, polvo, grasa o cualquier materia extraña que impida una soldadura apropiada.

En el ensamble o unión de partes de una estructura mediante soldadura, deberá seguirse una secuencia para soldar, que evite deformaciones perjudiciales y origine esfuerzos secundarios.

La soldadura deberá ser compacta en su totalidad y habrá de fusionarse completamente con el metal base.

Procedimiento de montaje

El montaje se hará a plomo, escuadra y nivel conforme los planos; y se arriostrarán provisionalmente, hasta donde fuese necesario, para mantenerlas en su posición correcta.

No se permitirán uniones permanentes en la obra, entre estructuras en fase de montaje, hasta que se haya comprobado la correcta ubicación, plomo y nivel de las mismas. Si en cualquier momento de la construcción, se comprobara que algún elemento de la estructura tuviese dimensiones (como espesor, diámetro, etc.) inferiores a las admitidas por las tolerancias establecidas por las normas indicadas, dicho elemento podrá ser retirado para ser reemplazado por otro conforme a las normas mismas.

Inmediatamente de haber sido inspeccionada y aprobada la estructura, se le aplicará pintura anticorrosiva de la manera siguiente:

Una mano de pintura anticorrosiva inmediatamente después de su fabricación y otra después de su montaje.

Para las actividades del Montaje de las estructuras, deberán utilizarse los equipos adecuados considerando cumplir con requerimientos de protección ambiental como las vibraciones y el ruido.

Actividad 7

Colocado de polipasto

Descripción

Está compuesto por un grupo loco y uno motriz, equipados cada uno con dos ruedas de acero estampado mecanizadas y montadas sobre cojinetes de bolas de lubricación de por vida. Las ruedas del grupo motriz están contrapuestas, equipadas con corona dentada y conectadas entre ellas, cada uno de los cuales proporciona directamente el movimiento a la rueda. Las placas portantes son de acero y están equipadas con sistemas anti descarrilamiento y antivuelco.

El polipasto cuenta con un bastidor del carro, cuenta con 4 ruedas de pestaña con rodamientos y engrasados de por vida

Las ruedas del polipasto están sujetas en las alas de la sección de la viga puente.

Funcionamiento

El polipasto combinado con un carro de traslación que se desliza suspendidos sobre una o dos vigas, también permite el desplazamiento horizontal.

Todos los movimientos de elevación (subida y bajada) y de traslación de (derecha a izquierda), se puede accionar a través de una caja de pulsadores o un sistema de radio mando.

El polipasto eléctrico de cable y los relativos carros de traslación, suspendidos, pueden equipar monorraíles o construir la unidad de elevación de otras máquinas como: grúa (puente grúa, de pórtico, de bandera, etc.) de una o dos vigas.

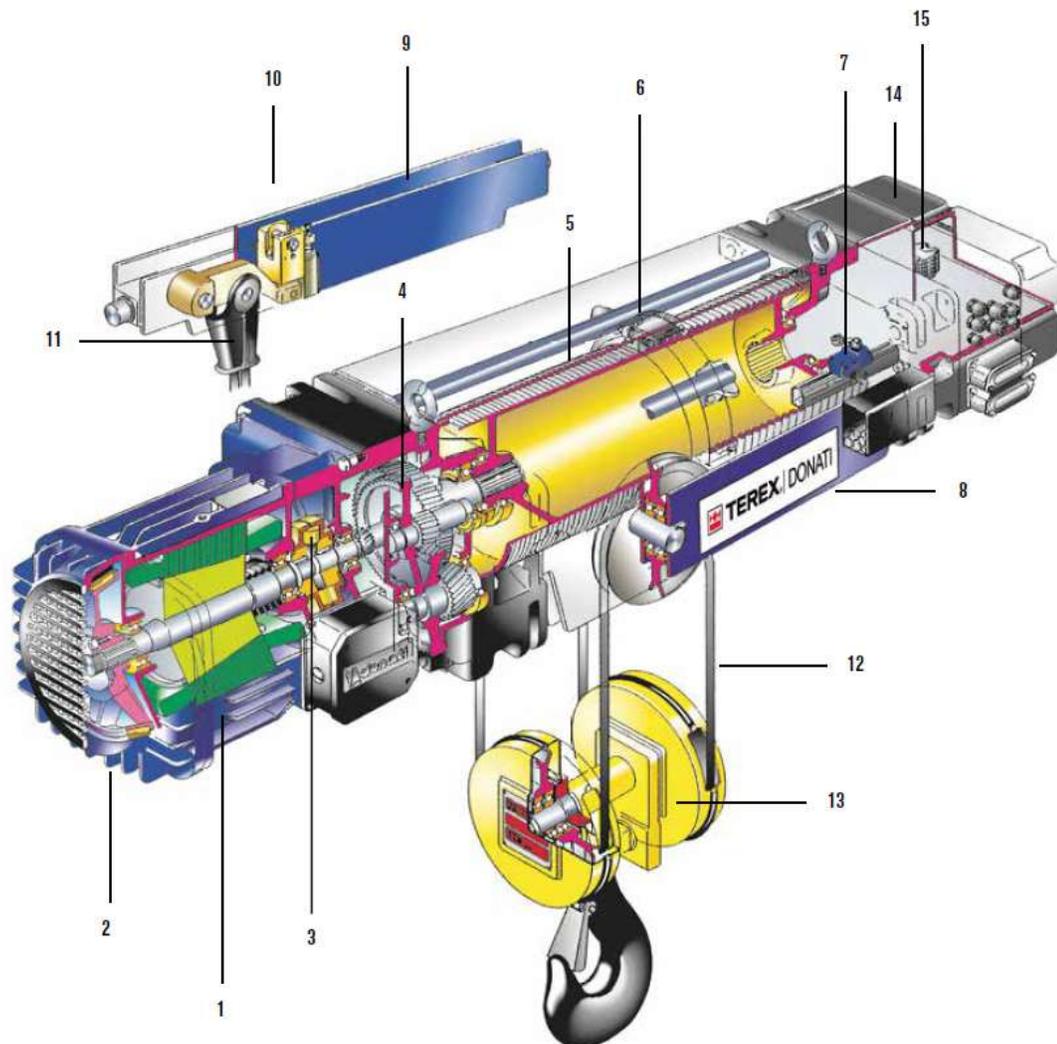
Alimentación eléctrica

Los polipastos eléctricos de cable están provistos, de serie, para ser alimentados con corriente eléctrica alterna con tensión trifásica de: 400v 50 HZ

Condiciones nominales de funcionamiento:

- Temperatura de ejercicio mínima: -10°C; máxima 40°C
- Humedad relativa máxima 80%

La máquina debe colocarse en ambiente bien ventilado libre de vapores corrosivos (vapores ácidos, nieblas salinas, etc.)



1.- Motor eléctrico de elevación

Trifásico asíncrono, autofrenante de rotor cónico. Protección mínima IP55-aislamiento clase F. está equipado con sondas térmicas de serie para la protección contra las sobrecargas.

2.- Freno de elevación

El freno cónico está equipado con guarniciones de fricción libres de asbesto. La zapata de freno, constituido por un ventilador que asegura el enfriamiento del propio freno y del motor, se mueve axialmente con el eje motor y la función de frenado se activa automáticamente en caso de falta de suministro de energía.

3.- Junta

Realiza la conexión entre el motor autofrenante y el reductor permitiendo el deslizamiento axial perfecto del eje motor.

4.- Reductor

Coaxial, de 3 etapas de reducción, echo con engranajes cilíndricos de acero de alta resistencia, con dientes helicoidal y tratados térmicamente. Dimensionado para resistir de por vida a los fenómenos de fatiga y desgaste en relación con el grupo de servicio FEM previsto.

5.- Envoltura del tambor

El tambor, de tubo de acero ranurado mecánicamente, está sometido por la brida del reductor y por la brida del lado del equipo, a través de cubos con agujeros brochados giratorios sobre cojinetes con lubricación de por vida.

6.- Guía aprieta cables

Constituido por una virola roscada de hierro fundido esferoidal permite un devanado óptimo del cable en el tambor.

La guía aprieta cable está equipado con brazos de reacción de patín de latón que, actuando en los tirantes de la envoltura, hacen de accionadores de los finales de carrera de subida y bajada.

7.- Final de carrera de elevación

Es un componente con funciones de seguridad que, en caso de emergencia, limita la carrera del gancho en la subida y bajada.

8.- Travesaño polea

Se utiliza en las versiones de 4 ramales y es soportado por dos pernos que le permite orientarse de acuerdo con el eje vertical del cable.

9.-Travesaño terminal fijo

Se utiliza en las versiones de 2 y 4 ramales y es soportado por dos pernos que le permiten orientarse de acuerdo con el eje vertical del cable. Entre las placas de travesaño está ubicado en el limitador de carga.

10.- Limitador de carga

Todos los polipastos eléctricos de cable están equipados con limitador de carga, con

micro interruptor de un umbral de intervención. El limitador, de tipo electromecánico, mide y controla constantemente el valor de la carga y los efectos dinámicos e inerciales debido a la manipulación. Cuando se supera los valores de calibrado programados, el micro interruptor de limitador interviene abriendo el circuito de control del dispositivo del mando de elevación.

11.- Terminal fijo de cuña

El terminal fijo de cuña este hecho de hierro fundido esferoidal y el coeficiente mínimo de utilización es conforme a la regla FEM. la fijación del cable se realiza mediante cuñas que evita la extracción.

12.- Cable

De acero flexible de alta resistencia a la fatiga y al desgaste.

13.-Bloque y gancho

Está equipado con poleas de transmisión de acero al carbono con garganta acanalada mecánicamente y giratoria sobre cojinetes con lubricación de por vida. El gancho de carga está hecho de acero estampado de alta resistencia y está montado en travesaño oscilante. Es giratorio sobre cojinete de empuje y está equipado con un dispositivo de seguridad anti- desenganche.

14.- Marco para conexiones eléctricas

Se suministra bajo pedido y está equipado con sujeta-cable, permite el cableado de toda la conexión de los equipos eléctricos del polipasto y del carro eléctrico de traslación, si lo hay. El compartimiento que contiene las conexiones eléctricas y/o el posible equipo de mando en baja tensión, tiene una tapa de material termoplástico resistente a los golpes.

15.- Mando en baja tensión

Cuando el polipasto se suministra equipado con mandos eléctricos, las funciones de subidas y bajadas y/o de derecha a izquierda del carro, si lo hay, se activa con equipo eléctrico que incluye:

El transformador para alimentación en baja tensión de los circuitos de mandos.

El contactor general de línea y los contactores /inversores para el mando de los motores,

los fusibles de protección de los motores y del transformador.

El bloque de terminales para las conexiones de los circuitos auxiliares y de potencia.

Los componentes están montados en un panel de abisagro y fijado dentro del comportamiento ubicado en el lado opuesto al motor. Los mandos se activan con la caja de pulsadores colgada alimentada en baja tensión

Actividad 8

Colocación de cable de alimentación

Descripción

Constituyen todos los cables que energizan los motores de movimientos de los carros y el motor de elevación de carga.

Materiales

Se utilizarán los siguientes:

Carril en c

Los perfiles son galvanizados de la canaleta que forma el carril para trabajos pesados.

Cajas de conexiones en los extremos fijos

Son tapas de cierre son de plástico negro cortan los extremos de los perfiles que sirven como carriles en c, se requieren dos por carrera.

Botonera

La botonera de mando estará sujeta al carro porta unidad de control, contiene un botón de alivio de tensión para evitar daños en los cables.

Grapa de fin de carril

Se requiere una grapa de fin de carril en el extremo fijo de sistema. Incluye grapa y accesorio de fijación con laminado de zinc para asegurar el cable. La grapa de fin de carril o de acero inoxidable tiene silla y accesorios de fijación de acero inoxidable.

Canaletas de soporte transversal

Se montan en forma perpendicular a la viga principal cada 1,5 m para soportar la canaleta del carril en c principal.

Canaleta para el carril en C

Los carros para carril en c corren dentro de estos perfiles formados de acero para carril en c.

Cable plano de PVC

Estos cables son apropiados para ser utilizadas en grúas

Procedimiento

Se colocará 2 carriles en c cada una estará colocada paralelamente a la viga principal, se colocarán canaletas de soporte transversal éstas se montan en forma perpendicular a la viga principal cada 1,5 m, unidas entre sí con un sujetador de carril.

El carro porta cable se colocará para cada lazo de cable plano entre la grapa en el extremo y el carro de arrastre.

El carro porta unidad de control con caja de conexiones estará sujeta al carril en c, en donde el cable de la botonera estará en la caja de control.

La botonera será usada como el mando para realizar los movimientos de desplazamiento del polipasto.

Medición y forma de pago

Serán medidas por pieza

Actividad 9**Limpieza general****Descripción**

La obra será entregada completamente libre de materiales excedentes y de residuos. La limpieza se la deberá hacer permanentemente con la finalidad de mantener la obra limpia y transitable.

Una vez terminada la obra de acuerdo con el contrato y previamente a la recepción provisional de la misma, el contratista estará obligado a ejecutar, además de la limpieza periódica, la limpieza general del lugar.

Materiales, herramientas y equipo

El Contratista proporcionará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos, los mismos deberán ser aprobados por el Supervisor de Obra.

Procedimiento para la ejecución

Se transportarán fuera de la obra y del área de trabajo todos los excedentes de

materiales, escombros, basuras, etc. a entera satisfacción del Supervisor de Obra.

Medición

La limpieza general será medida en global o en unidad que se encuentre señalada en el formulario de presentación de propuestas.

Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo.

3.16. Presupuesto de la estructura

Alternativa 1

VIGA CON SECCIÓN CAJÓN					
Descripción	Material	Unidad	Cantidad	P.U. (Bs)	P. P. (Bs)
Placa (patín superior viga principal) (1/2")	acero A-36	m2	3,2	590	1888
Placa (patín inferior viga principal) (5/8")	acero A-36	m2	5,5	660	3630
placa (alma de la viga principal (1/4")	acero A-36	m2	9,9	295	2921
Placa (viga testera) 3/8" y 1/4"	acero A-36	m2	1,16	468	542,3
Placa (columna del pórtico testero) 1/4"	acero A-36	m2	5,38	295	1587,1
Placa (vigas de pórtico testero) 1/4"	acero A-36	m2	2,26	295	666,7
Subtotal (Bs)					11234,6

COSTO DE EQUIPO				
Descripción	Unidad	Cantidad	P.U. (Bs)	P. P. (Bs)
Polipasto TEREX DONATI(2 ramales)	pieza	1	40000	40000
Ruedas ASCE #30 D=8 pulg.	pieza	4	450	1800
Riel ASCE # 30	ml	26	300	7800
Riel de tipo lantón	ml	22	218	4796
Subtotal (Bs)				54396

COSTO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE	Unidad	Cantidad	P.U. (Bs)	P. P. (Bs)
Soldadura(electrodo E6010)	kg	100	30	3000
cortado de placas	pza	1	8000	8000
Botellón oxígeno	lts	165	150	24750
Pintura anticorrosiva	m2	27,4	115,2	3156,48
Mano de obra del armado de la estructura	pza	1	70000	70000
Montaje de la estructura	global	1	15000	15000
Subtotal				123906,48

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	Unidad	Cantidad	P.U. (Bs)	P.P. (Bs)
viga 1	m3	1,20	4960,04	5952,048
viga 2	m3	1,90	4695,95	8922,305
Subtotal (bs)				14874,353

ACTIVIDADES	P. PARCIAL
Precio materia prima	11234,6
Equipos	54396,0
Fabricación y montaje	123906,5
Vigas de H° A°	14874,3
COSTO TOTAL(bs)	204411,433
COSTO TOTAL(\$)	29201,63329

Alternativa 2

VIGA CON SECCIÓN I					
Descripción	Material	Unidad	Cantidad	P.U.	P.P.
placa (superior v. principales) (5/8")	acero A-36	m2	1,65	660	1089
placa (inferior v. principales) (7/8")	acero A-36	m2	2,75	900	2475
placa (alma de v. principales) (5/8")	acero A-36	m2	4,40	660	2904
Placa (viga testera) 3/8" y 1/4"	acero A-36	m2	1,16	468	542,3
Placa (colum. del pórtico testero) 1/4"	acero A-36	m2	5,38	295	1587,1
Placa (v. de pórtico testero) 1/4"	acero A-36	m2	2,26	295	666,7
Subtotal (Bs)					9264,1

COSTO DE EQUIPO				
Descripción	Unidad	Cantidad	P.U. (Bs)	P.P. (Bs)
Polipasto TEREX DONATI(2 ramales)	pieza	1	40000	40000
Ruedas ASCE #30 D=8 pulg.	pieza	4	450	1800
Riel ASCE # 30	ml	26	300	7800
Riel de tipo lantón	ml	22	218	4796
Subtotal (Bs)				54396

COSTO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE	Unidad	Cantidad	P.U. (Bs)	P. P. (Bs)
Soldadura(electrodo E6010)	kg	100	30	3000
cortado de placas	pza	1	8000	8000
Botellón oxígeno	lts	165	150	24750
Pintura anticorrosiva	m2	27,4	115,2	3156,48
Mano de obra del armado de la estructura	pza	1	70000	70000
Montaje de la estructura	global	1	15000	15000
Subtotal (Bs)				123906,48

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	unidad	Cantidad	P.U. (Bs)	P. P.(Bs)
viga 1	m3	1,20	4960,04	5952,048
viga 2	m3	1,90	4695,95	8922,305
Subtotal (bs)				14874,353

ACTIVIDADES	P. PARCIAL
Precio materia prima	9264,1
Equipos	54396
Fabricación y montaje	123906,48
Vigas de H° A°	14874,353
COSTO TOTAL(bs)	202440,933
COSTO TOTAL(\$)	28920,13329

3.17. Procedimiento de montaje

- ❖ Revisar las especificaciones y planos relacionados con la actividad, además de las especificaciones del equipo.
- ❖ Verificar las condiciones del sitio de ubicación del equipo a instalar.
- ❖ En base a la programación de la obra, coordinar con el Supervisor el inicio de los trabajos.
- ❖ Demarcar y acordonar las áreas necesarias para el adecuado desarrollo de la actividad.
- ❖ El personal a realizar la instalación debe ser calificado y con experiencia en el montaje de puente grúa o equipos.
- ❖ Descargar los materiales con la ayuda de una grúa.
- ❖ Inspeccionar los materiales, equipos y herramientas necesarias, adecuadas para la actividad, verificar que estén en buenas condiciones cumpliendo con los requerimientos de las especificaciones, planos del proyecto y del equipo.

- ❖ Armar y verificar el andamio necesario para realizar la actividad.
- ❖ Colocar los ejes, coordenadas y niveles necesarios para la correcta instalación del equipo en la viga de hormigón armado (carrilera), que está sobre las ménsulas.
- ❖ Colocar las vigas carrileras sobre las ménsulas según los ejes demarcados, dejando las uniones de las secciones sobre las planchas embutidas en el concreto.
- ❖ Verificar longitud de las vigas carrileras según planos.
- ❖ Unir las vigas carrileras a las planchas de las ménsulas
- ❖ Izar, colocar y unir el riel a la viga carrilera según plano.
- ❖ Izar los materiales, equipos y herramientas necesarias para la instalación.

Inspeccionar continuamente la actividad

- ❖ Verificar topes de seguridad de los equipos fijos y móviles.
- ❖ Instalar el equipo tal como se indica en los planos, revisando los elementos mecánicos y eléctricos.
- ❖ Verificar cualquier ajuste y/o modificación necesaria.
- ❖ Realizar las instalaciones eléctricas correspondientes, verificando los niveles de tensión, controles, indicadores y cableado.
- ❖ Verificar la acometida eléctrica a utilizar que brinde los niveles de seguridad y con el voltaje requerido por fabricante.
- ❖ Realizar las pruebas de funcionamiento mecánicas y eléctricas pertinentes del equipo según especificaciones, con la finalidad de que el equipo se desplace con los sentidos correctos utilizando los controles del mismo.
- ❖ Verificar que el equipo este en buenas condiciones de pintura en la parte externa e interna.
- ❖ Verificar que el equipo cumpla con todos los requerimientos del cliente, que la instalación este completa, que los accesorios, sus componentes instrumentos estén instalados correctamente según planos y especificaciones.
- ❖ Realizar pruebas de carga.

3.18. Aspectos de seguridad

A continuación, se listan una serie de precauciones que se deben considerar para la ejecución de las actividades contempladas en el presente procedimiento:

- Los supervisores con apoyo del personal deben dictar una charla de seguridad a todo el personal involucrado en el trabajo para reforzar el conocimiento y la practica segura de ejecución.
- El uso del EPP (elementos de protección personal) básico, lentes, cascos, botas con puntas de acero).
- Se debe disponer de equipo contra incendio para enfrentar posibles incendios.
- Se debe utilizar el equipo de protección personal adecuado.
- Los equipos a utilizar deberán estar en buenas condiciones.
- Mantener las máquinas de soldar aterradas correctamente.
- Debe evitarse realizar cualquier acción con el soplete prendido, a menos que sea soldar o cortar.
- El soplete no se debe prender hasta tanto no se tenga todo listo para usarlo debe ser apagado inmediatamente después de haber terminado el trabajo.
- Cuando se esté cortando una pieza en soplete se debe siempre terminar de cortarla con dicho soplete y nunca forzarla para hacerla cede.
- Las mangueras de las unidades de soldadura con oxígeno-acetileno u oxígeno-propano deben colocarlas apropiadamente en un soporte cuando no estén en uso.
- Pruebe antes de iniciar un trabajo que no existan fuga por conexiones, utilice un exposímetro solamente. Nunca permita escape de oxígeno, acetileno o propano en espacio confinado.
- Si ocurre un retroceso de llama, cierre las válvulas del soplete, primero el oxígeno y luego el acetileno o propano. Determine la causa del retroceso antes de intentar encender el soplete otra vez.

3.19. Mantenimiento de los elementos de la estructura

Lubricación

Todos los elementos que están sometidos a desgaste están provistos con graseras individuales.

Los rodamientos y descansos pueden alcanzar temperaturas de hasta 60°C durante una operación prolongada. Si se detectan temperaturas superiores se deberá detener la grúa e inspeccionar el mecanismo.

La lubricación del cable se hará de acuerdo a lo indicado en el cuadro y también cuando se observe resecamiento o disminución del lubricante que posee. Previa aplicación de un nuevo lubricante se debe efectuar una limpieza eliminando el lubricante reseco y la suciedad. Esta operación debe realizarse con el cable instalado. Y subiendo y bajando el gancho.

No se recomienda el uso de solventes porque ellos eliminan el lubricante del alma del cable.

Las cantidades indicadas de lubricantes para los reductores corresponden a las necesarias para un cambio completo. Este se hará para el reductor de izamiento cada 1500 horas de uso o máximo 2 años. Para los motorreductores de traslación o giro se hará cada 10000 horas de uso o cada 3 años.

Se deberá realizar el primer cambio de lubricantes a las 300 horas de uso o en 2 meses de servicio.

Los rodamientos y descansos se deberán llenar con lubricante hasta el 50 a 75% de su espacio interior libre para no producir sobrecalentamientos excesivos. Este procedimiento se realizará a lo menos cada tres meses dependiendo del uso de la grúa.

Cables

Mensualmente se observará si existen alambres rotos, la distorsión de los tirones, el estado de desgaste. Debe tenerse presente que el desgaste de los cables se produce gradualmente y se manifiesta a través de espiras cortadas y disminución en el diámetro. Se debe cortar con tijera las puntas de los alambres rotos que estén sobresalientes.

El cable se deberá mantener en perfecto estado de limpieza y con suficiente cantidad de lubricante para evitar la corrosión y disminuir el desgaste. Como control del estado general del cable se recomienda medir su diámetro y compararlo con el diámetro nominal.

Los cables deberán ser substituidos cuando presenten algunas de las siguientes anomalías:

- ✓ Falla típica producida por abuso llamada caja de pájaro
- ✓ Falla por rotación excesiva por mal montaje o torsión
- ✓ Desgaste localizado producido por la polea ecualizadora
- ✓ Excesiva corrosión

Mantenimiento del cable

El engrase aumenta considerablemente la duración del cable de acero. La lubricación se realizará de acuerdo a lo indicado en el programa y también cuando se observe resecaamiento del lubricante que posee. En condiciones normales el cable debe ser lubricado cada seis meses, si el tiempo de operación diaria es prolongado debe acortarse el periodo de lubricación.

Testerías

La grúa esta equipadas con una viga testera y un pórtico testero, cada una de ellas con dos ruedas una de las cuales es motorizada.

Mantenimiento trimestral

Mientras la grúa se desplaza, escuchar los ruidos que se produzcan en la transmisión y el funcionamiento de los motores.

Cada tres meses

Mantener siempre bien lubricados los rodamientos de las ruedas de acuerdo con el cuadro de lubricantes.

Mantener regulado los frenos de modo que su funcionamiento sea suave.

Comprobar con regularidad el aspecto de las partes en contacto con los rieles, caras de los cubos y cojinetes de anillos de ajuste.

Cada cinco años

Controlar el diámetro de las ruedas, rectificándolas si fueran diferentes en más de tres mm, verificar el estado de desgaste de los piñones y coronas del reductor reemplazándolos si fuera necesario.

Desarmar una rueda motriz y una conducida del mismo lado verificando el estado de ejes, camisas, rodamientos, etc. En caso de que se detecten picaduras o desgaste excesivo deberá revisarse el resto de las ruedas.

Carro

El carro está equipado con un motorreductor que le permiten un desplazamiento sobre el puente.

Trimestralmente

Mientras el carro se desplaza se deberá escuchar los ruidos que se produzcan en la transmisión y el funcionamiento del motor.

Mantener siempre bien lubricados los rodamientos de las ruedas de acuerdo con el cuadro de lubricaciones.

Mantener regulado el freno de modo que su funcionamiento sea suave.

Comprobar con regularidad el aspecto de las partes en contacto con los rieles, como de los cubos y cojinetes de los anillos de ajuste.

Cada 5 años

Controlar el diámetro de las ruedas, rectificándolas si fueran diferentes en más de 3 mm.

Verificar el estado de desgaste de los piñones y coronas del reductor reemplazándolos si fuera necesario.

Desarmar una rueda motriz y una conducida del mismo lado verificando el estado de ejes, camisas, rodamientos, etc., en caso de que se detecten picaduras o desgaste excesivo deberá revisarse el resto de las ruedas.

Estructura metálica

Mantenimiento anual

Se inspeccionarán dentro del mismo periodo anterior las soldaduras principales de la estructura. Las reparaciones que afecten a estas soldaduras deberán ser autorizadas por el jefe de mantenimiento.

Se verificará el estado de la pintura, rincones y soldaduras. El retoque oportuno prolonga la vida útil de la pintura general del equipo.

CONCLUSIONES

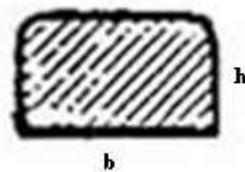
- Se tomó la decisión de diseñar un modelo de una grúa semipórtico ya que la estructura consta de un canal de desplazamiento y ménsulas de apoyo para el grúa.
- Se realizó el relevamiento del lugar de emplazamiento (laboratorio de resistencia de materiales), obteniendo como datos iniciales la luz del grúa-semiportico (11m), la longitud de traslación del mismo (11,5 m) y la altura de las ménsulas donde estará apoyada la viga carrilera (5,3 m).
- Se realizó un análisis de tres elementos tipo de carga a elevar para el puente grúa, tomando en cuenta el uso que se le dará a la losa de carga, que fueron: viga de hormigón armado, losa de hormigón armado y viga pretensada, donde se obtuvo una carga máxima de 5 toneladas (carga máxima a elevar que soportaran las ménsulas).
- Por economía se optó por un puente grúa tipo monorriel, el mismo es eficiente para elevar una carga máxima de 5 toneladas.
- El polipasto que se eligió fue de acuerdo a la carga máxima a elevar, basándose en el catálogo TEREX DONATI, este aparejo es una parte fundamental para el diseño ya que las ruedas transmitirán las cargas (carga a levantar y peso propio del polipasto) a la viga, también se tomó en cuenta el margen de impacto por frenado del 30% de estas cargas.

Las ruedas del polipasto estarán apoyadas sobre un riel de acero especial, con las dimensiones siguientes:

$$b=5,0\text{cm}$$

$$h=3,0\text{cm}$$

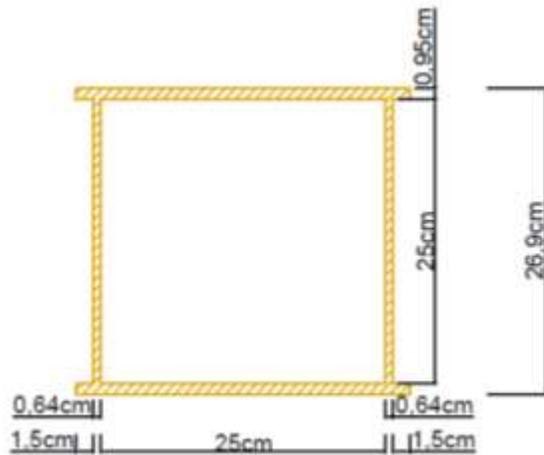
$$\text{peso} = 11,8 \text{ kg/m}$$



- Para el diseño de cada elemento que conforma la grúa semipórtico, se basó en la normativa CMAA#70 y el método AISC-LRFD.
- Se realizó el diseño de dos secciones para la viga principal, para posteriormente elegir la mejor alternativa.

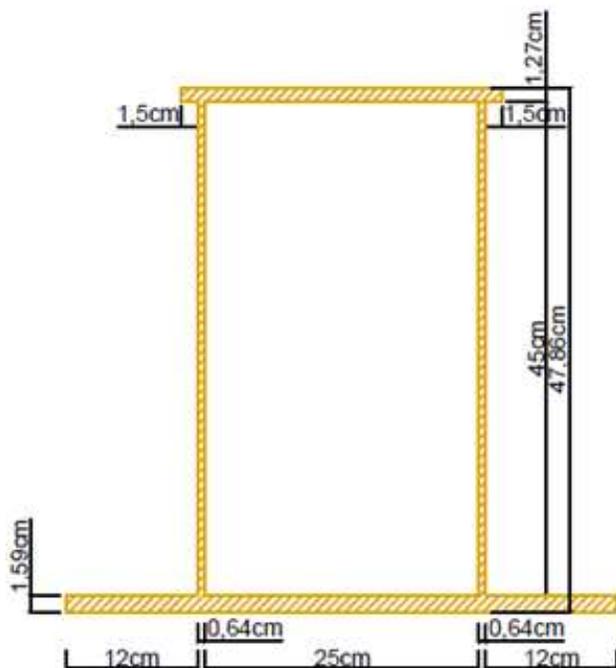
Alternativa 1 (sección cajón)

- ❖ En los apoyos de la viga (apoyada en la viga testera)



b	25cm
h	25 cm
e	1,5cm
t_f	0,95 cm (3/8")
t_w	0,635 cm (1/4")

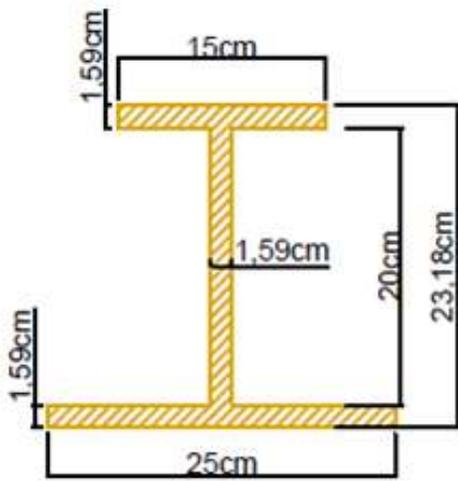
❖ En el centro luz de la viga



b_f	29,27 cm
b_f'	50,27 cm
e	1,50 cm
e'	12 cm
t_w	0,635 cm
b	25,00 cm
h	45,00 cm
d	47,86 cm

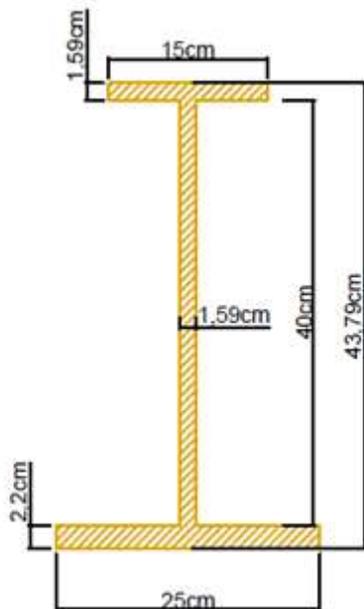
Alternativa2 (sección I)

- ❖ En los apoyos de la viga (apoyada en la viga testera)



b	25cm
b'	15 cm
h	20 cm
d	23,18
t _f	1,59cm
t _w	1,59cm

- ❖ En el centro luz de la viga

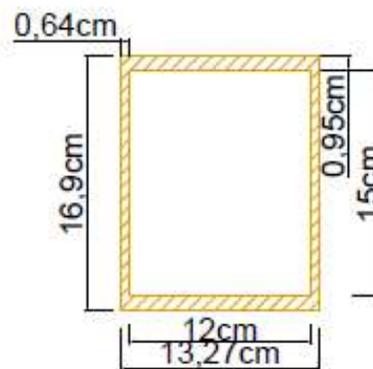


h	40 cm
b	25 cm
b`	15 cm
t _w	1,59 cm (5/8")
t _f	1,59 cm (5/8")
t _f	2,22 cm (7/8")

Se eligió para el diseño la alternativa de la sección tipo cajón, debido que la misma es mas resistente a la torsión, es mas rígida y con menor deflexión, la variación del peso propio es mínima, ya que la viga cajón presenta un peso propio de 114,48 kg/m y la viga con sección I tiene un peso de 112,26 kg/m).

- La viga testera es la que se encargará de la traslación del grúa semi-portico, ésta tiene una sección rectangular y una longitud de 185 cm, esta longitud no puede ser menor a 6 pies según la norma CMAA #70.

h	15cm
b	12cm
t_f	0,95 cm (3/8")
t_w	0,635cm (1/4")



- ❖ El diámetro de la rueda elegida es de 8 pulgadas con una durabilidad Brinell (BHN), de acuerdo a la norma CMAA#70.
- ❖ El riel es del tipo ASCE#30, fue elegido en función a la carga producida por la rueda y la durabilidad de la misma.

La rueda y el riel tienen las mismas dimensiones para el pórtico testero.

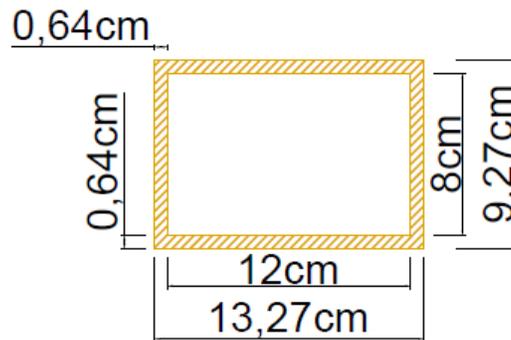
- Se diseñó el pórtico testero con dos alternativas:

Alternativa 1 (Tipo A)

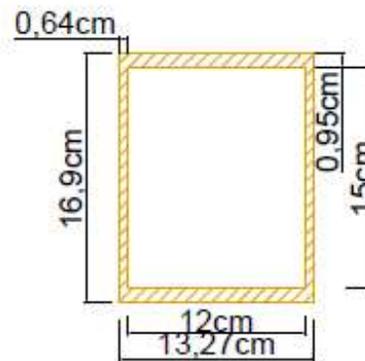
El pórtico testero está compuesto por dos vigas y dos columnas inclinadas, tiene una altura de 5,89 m, con una sección constante, con una inclinación de 85° y separación entre apoyos de 285cm.

❖ **Columna**

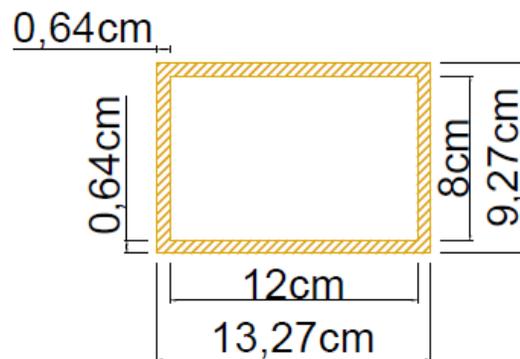
h	12cm
b	8cm
t _f	0,635 cm (1/4")
t _w	0,635 cm (1/4")

❖ **Viga 1 (viga testera fija)**

h	15cm
b	12cm
t _f	0,95 cm (3/8")
t _w	0,635cm (1/4")

❖ **Viga 2 (intermedia)**

h	8,00cm
b	12cm
t _f	0,64 cm
t _w	0,64 cm



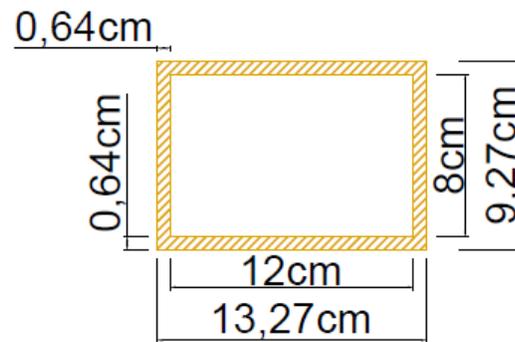
Se realizó una comprobación al vuelco con un coeficiente de seguridad de $\eta=3$.

Alternativa2 (Tipo H)

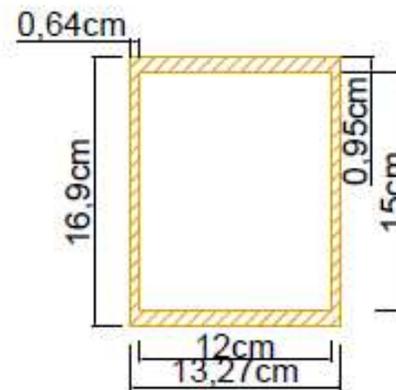
La altura de la columna del pórtico es de 590 cm

❖ **Columna**

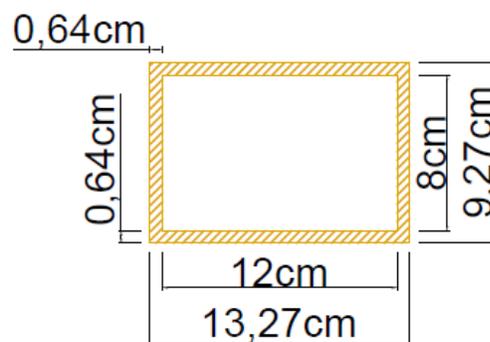
h	12cm
b	8cm
t_f	0,635 cm (1/4")
t_w	0,635 cm (1/4")

❖ **Viga 1 (viga testera fija)**

h	15cm
b	12cm
t_f	0,95 cm (3/8")
t_w	0,635cm (1/4")

❖ **Viga 2 (intermedia)**

h	8,00cm
b	12cm
t_f	0,64 cm
t_w	0,64 cm



Se eligió la alternativa de un pórtico tipo A, teniendo en cuenta que la carga al levantar puede producir un momento que genere el vuelco de la estructura, debido al frenado del grúa semipórtico cuando se desplace longitudinalmente sobre las vigas carrileras.

- La viga de hormigón armado estará apoyada en 4 ménsulas, ésta tiene una longitud de 11, 50 m. Se diseñó según la norma CBH -87
- Para la viga de hormigón con base elástica se asumió un coeficiente de balasto del suelo de 6 kg/cm^3 , considerando que el suelo que se tienen en el campus es malo (arcilla negra), el canal se encuentra revestido con concreto de aproximadamente 5 cm de alto y 30 cm de suelo mejorado.
- Se tomó la decisión de diseñar una viga elástica, ya que estará sobre un lecho de tierra, para que de esta manera las cargas de la estructura se transmitan a la viga elástica.
- Las ménsulas fueron verificadas mediante la norma EH-91, debido a que estas fueron diseñadas y construidas por la misma. Éstas ménsulas no podrán exceder una carga puntual de 8 toneladas.
- El diseño de soldaduras se basó en el método LRFD, los tipos de soldadura a emplear son:
 - ❖ Soldadura de penetración total para las secciones tipo cajón (viga principal, testeras y pórtico).
 - ❖ Soldadura de filete para la unión viga puente –testera y para la unión de la placa base.

El tipo de electrodo a utilizar será de 60000 lb/pulg^2 (resistencia mínima a la tensión).

- El presupuesto realizado de la estructura del grúa semiportico tipo monorriel es de:

ALTERNATIVA 1: COSTO TOTAL(bs) 204411,433 bs (viga cajón)

ALTERNATIVA 2: COSTO TOTAL(bs) 202440,933 bs (viga I asimétrica)

La estructura con sección I es más económica que la estructura con sección cajón.

Resumen de resultados

Tipo de sección	Peso propio (kg/cm)	Momento máx. (kg.m)	Cortante máx. (kg)	Deflexión (cm)	Costo (bs)
Sección Cajón	1,14	21069,8	R1=4348,30 R2=4150,70	0,8	204411,4
Sección en I	1,12	21039,7	R1=4337,30 R2=4139,70	1,1	202440,9

Tipo de pórtico	Coef. de seguridad	Reacción vertical	Reacción horizontal
Pórtico A	3	3718,6 kg	262,63 kg
Pórtico H	3	3719,5 kg	42,72 kg

RECOMENDACIONES

- Se deberá asegurar que las ruedas del polipasto se encuentren completamente alineadas, para que la carga esté uniformemente distribuida y no exista una desviación en el mismo.
- Se recomienda no utilizar el puente grúa para otros trabajos que excedan la capacidad de diseño.
- El manejo y operación del puente grúa, debe ser realizada por personal capacitado.

- Al ser un proyecto de diseño sencillo se debe tomar en cuenta que se debe revisar sus partes móviles como eléctrica cada cierto tiempo, por lo cual se recomienda tener un plan preventivo dependiendo de las especificaciones del fabricante, y si no se tuviera que recomendar realizarlo después de terminado el mantenimiento de una máquina para que comience en otra con buen estado.
- En puentes grúas tipo monorraíl se necesita una inspección cada 30 y 90 días, que se realiza para asegurar que los componentes estén lubricados en todo momento.

Aparte una revisión del departamento eléctrico cada 30 días por tener el teclero eléctrico en la mejor condición.

- El diseño del puente grúa tipo monorraíl debe tener especificado en su estructura la capacidad del mismo para que no se exceda su carga por parte del operador de la misma, muchos de los accidentes que ocurren en los puentes grúas son el mal uso al levantar cargas fuera del rango operacional.
- Siempre controlar que el personal que utilice el puente grúa tipo monorraíl sea el capacitado para evitar accidentes. Implementar un análisis de riesgo como un plan de seguridad para el funcionamiento del puente grúa y así evitar cualquier accidente.
- Al ser un proyecto lo más simple posible, para poder cumplir los objetivos propuestos al principio del plan, se debe pensar en la mejora del sistema desde automatización de ciertos movimientos de la grúa como un sistema de frenos que permita evitar el golpe al final de las vigas por el transporte de altas cargas.

Entre las mejoras que se puede implementar se encuentra:

- ❖ Control automático en los movimientos por las vigas transversales de los trolley para evitar esfuerzo humano al mover cargas. El control lo tendría en el teclero eléctrico de la viga principal.

- ❖ Se puede implementar un sistema de frenos controlados con pistones hidráulicos que puedan evitar los golpes al final de la carrera de los trolley por el peso que llevan.