

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

El departamento de Tarija en los últimos años tuvo un incremento en su población, por consecuencia la ciudad de Bermejo de igual manera y al ser una ciudad ubicada en la frontera del País de Bolivia con el País de Argentina, tiene gran cantidad de tráfico de personas, visitas turísticas y viajantes, al igual que el aumento del tráfico vehicular, generando mayor riesgo para los peatones de sufrir un accidente de tránsito, al no existir las adecuadas vías de tránsito peatonal.

Para la ejecución de dichas obras que sirvan como ruta peatonal en nuestro país, se utiliza el sistema tradicional, el mismo que requiere de mayor tiempo considerando el tamaño del proyecto, la época en la que se construye, la cantidad de hormigón que se requiere y las diferentes obras especiales que se necesitan para la exitosa construcción, en consecuencia estas estructuras no son de requerimiento inmediato.

1.1.1. Planteamiento

La carretera principal de la ciudad de Bermejo, que es una ruta de alta velocidad y que es visitada por viajantes tanto de Bolivia como de Argentina, actualmente no cuenta con las vías de acceso adecuadas para peatones, generando diversos accidentes y aumentando el riesgo de atropello para las personas que visitan el lugar, realizan viajes y visitan la feria principal de dicha ciudad.

Las principales causas que originan estos accidentes son:

- Ruta de alta velocidad para tráfico vehicular.
- Ruta altamente transitada por peatones.
- Falta de educación vial.
- Falta de una vía de tránsito segura para los peatones.

De mantenerse la situación actual se incrementarían los accidentes de tránsito y el riesgo para los peatones, en consecuencia las pérdidas humanas, que traen consigo diversos

conflictos sociales, entre los afectados y los encargados del municipio de la ciudad de Bermejo; por lo que se plantea como solución

Por esto se plantea como solución las siguientes alternativas:

- Diseño y construcción de un puente peatonal.
- Diseño y construcción de un paso peatonal subterráneo.
- Colocación de semáforos.
- Cursos de educación vial.

1.1.2. Formulación

Al ser la carretera a Bermejo una ruta vehicular de alta velocidad y muy transitada por peatones, con cursos de educación vial y semáforos se podría aminorar el riesgo de los peatones de sufrir accidentes de tránsito; sin embargo no es una solución definitiva.

Entonces, con la independización de la ruta vehicular y el paso peatonal, se da una solución definitiva al problema y de esta manera se mantiene la carretera a Bermejo como una ruta vehicular de alta velocidad y se brinda seguridad vial a los peatones.

Por lo tanto las alternativas planteadas posibles son el paso peatonal subterráneo o el puente peatonal.

¿Cómo aminorar el riesgo para los peatones que circulan por la avenida petrolera que es una ruta vehicular de alto tráfico de la ciudad de Bermejo?

1.1.3. Sistematización

En consecuencia al análisis de alternativas se establece que la alternativa “Puente peatonal en arco” es la más viable, tomando en cuenta el funcionamiento, costo, diseño, atractivo turístico y consta de los siguientes elementos estructurales:

- Fundaciones.- dependiendo del análisis de cargas y el estudio de suelos se optara por la fundación más adecuada para la estructura.
- Tablero.- la estructura del tablero será una losa alveolada de hormigón.

- Arco.- el arco será de construido con segmentos de arco prefabricados con juntas húmedas.

1.2. Objetivos

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. General

Realizar el diseño estructural del puente peatonal turístico sobre la avenida petrolera aproximadamente a 2,5 km de la tranca de la ciudad Bermejo, basándose en las normativas AASHTO y con ayuda de los paquetes estructurales SAP200 y CYPECAD, para minimizar los riesgos de accidentes que sufren los peatones que circulan por dicha avenida de la Ciudad.

1.2.2. Específicos

- Revisar bibliografía respectiva para el diseño de puentes peatonales en arco.
- Diseñar y calcular el tablero del puente peatonal.
- Diseñar y calcular el arco del puente peatonal.
- Diseñar y calcular la subestructura del puente peatonal.
- Describir el uso de juntas húmedas y realizar su dosificación para el presente proyecto
- Describir las metodologías constructivas para puentes en arco

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1. Académica

Profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante durante su carrera, además que permite desarrollar en el estudiante conocimientos, destrezas y habilidades en el diseño de puentes peatonales en arco.

Adquirir nuevos conocimientos en el tema de estructuras prefabricadas, que aunque en la actualidad no es un mercado tan extendido como en nuestro medio, ha adquirido popularidad debido a los excelentes resultados que se han obtenido. Este método de

construcción es bastante utilizado en China, Canadá, Estados Unidos y algunos países de Europa.

1.3.2. Técnica

El lugar de emplazamiento del puente peatonal, cumple con las características técnicas requeridas para el tipo de obra señalado, lo cual se puede respaldar con la información topográfica y del estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra.

Cuando construimos con elementos de tipo prefabricado se puede controlar todo el proceso, de esta manera es posible reducir costes en aprovechamiento de los distintos materiales, y sus tiempos ya que no intervienen otro tipo de condicionantes como son los climatológicos, que en la construcción tradicional son muy determinantes a la hora de poder cumplir los plazos de ejecución.

Se reduce de manera considerable el daño ambiental, pues no se crea ruido, y los desechos en la creación de los bloques es merma, que puede ser reutilizable.

La utilización de elementos prefabricados de hormigón en la construcción de puentes tiene las siguientes ventajas:

- Los elementos se fabrican en un lugar distinto del puente, permitiendo simultanear su fabricación con la construcción de otros elementos del puente como cimentaciones, pilas y estribos, con la consiguiente reducción de plazos de construcción.
- Se puede disponer de mayor espacio de fabricación pues incluso se pueden utilizar varias fábricas, ventaja especial si en la obra existe disponible sólo un espacio reducido.
- Se utilizan hormigones de mayor resistencia y de mejores prestaciones.
- Las tolerancias de fabricación, la calidad del acabado y el Control de Calidad son mejores.
- Se ahorran apuntalamientos, cimbras y encofrados en la obra.

Pero también tiene algunas desventajas:

- Se necesitan grandes medios de transporte y montaje y sus correspondientes accesos y plataformas de trabajo en la obra. El agua de mares, lagos y grandes ríos puede facilitar las operaciones de transporte y montaje.

- Las uniones entre elementos o entre elementos y partes “in situ” pueden ser bastante o muy complicadas, en especial en estructuras hiperestáticas.

1.3.3. Social –Institucional

Contribuir con una solución adecuada a la problemática de los accidentes de tránsito en la carretera a Bermejo, justo en la llegada a la Ciudad, que es el punto en estudio, evitando de esta manera más pérdidas humanas y conflictos entre la sociedad y los gobernantes del municipio de la ciudad de Bermejo.

1.4. Marco de referencia

Para el desarrollo del proyecto se ha elaborado el siguiente marco referencial:

1.4.1. Espacial

El lugar de emplazamiento del proyecto se encuentra ubicado la ciudad de Bermejo, a 208 Km de la ciudad de Tarija, pertenece a la provincia de Aniceto Arce del departamento de Tarija, la misma que se encuentra ubicada en el extremo sur del departamento.

Sus coordenadas geográficas 22° 35` 24” y 22° 52’ 09” de Latitud Sur y 64° 26` 30” y 64° 14` 55” de Longitud Oeste.

Se encuentra a 419 m.s.n.m. tiene un clima tropical con una media de 22, 18 °C y 1200 mm en promedio de precipitación pluvial concentrados en el periodo de lluvias (noviembre – abril).

1.4.2. Temporal

En el diseño final del proyecto se considerará mínimamente 30 años de horizonte-vida útil del proyecto.

1.5. Localización

La localización del proyecto es en la ciudad de Bermejo, que está ubicada en la provincia Arce del departamento de Tarija. Está a 208 Km de la ciudad de Tarija, en la frontera con la República de Argentina.

Figura 1. 1 Localización



Fuente: <http://litoral-miramar.com/es/tarija.php>

1.6. Información socio – económica relevante

La ciudad es conocida por el ingenio azucarero que se encuentra en esta ciudad, y que provee una buena parte del consumo interno de azúcar de Bolivia. También en Bermejo es importante una planta procesadora de cítricos.

Entre sus principales atractivos turísticos están los balnearios naturales de "El Chorro", además de la pesca en los ríos Bermejo y Tarija.

Respecto a servicios básicos, la ciudad de Bermejo cuenta con agua potable corriente, alcantarillado y, en algunos barrios, luz eléctrica y gas.

Existe un hospital (primer nivel) del pueblo que no está totalmente equipado y tampoco cuenta con los especialistas necesarios (neurólogo, cardiólogo, otorrinolaringólogo, oculista, etc.) y un hospital privado que tampoco dispone ni de especialistas ni de los medios anteriormente mencionados.

En cuanto a educación, existen varias escuelas y colegios que atienden el nivel inicial, primario y secundario, establecimientos que pertenecen al Estado, como asimismo, los hay también de tipo privado. También hay una escuela secundaria para adultos.

Existe también la educación universitaria, con carreras de Auditoría, Comercio Internacional, Informática, Agronomía, que dependen de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho de Tarija y una Universidad a Distancia para la formación de maestros. Además existen diversos Institutos de capacitación técnica.

En la ciudad sólo están asfaltadas las principales calles y no hay una planificación que contemple la eliminación de barreras para las personas con discapacidades diferentes. En la época de lluvias el tránsito se hace dificultoso para todos los viandantes.

2. MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general de la propuesta “diseño estructural de un puente peatonal con segmentos de arco prefabricados” se debe tener conocimiento de la siguiente información: Estudios topográficos, estudios de suelos, se debe idealizar y definir la subestructura, superestructura y diversos estudios complementarios.

2.1. Estudios topográficos

La topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio. (Distancia, elevación, dirección)

Los estudios topográficos tienen como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Las actividades necesarias para llevar a cabo un levantamiento topográfico, se dividen en dos:

- En campo, efectuadas directamente sobre el terreno en las cuales se utiliza una estación total para su realización.
- En gabinete, donde se procesan todos los datos obtenidos en el trabajo de campo.

2.2. Estudio de suelos

Se realizará un estudio detallado correspondiente al tramo de la carretera en donde estará ubicado el puente peatonal, para definir la capacidad portante y la clasificación del suelo sobre el cual se realizaran las fundaciones del puente peatonal, con ensayos de penetración y con la extracción de materiales para la clasificación de los mismos y fundamentalmente los estudios que permiten establecer las características de resistencia del terreno, para lo cual se necesitan las siguientes pruebas, para obtener un estudio adecuado del terreno donde se realizaran las fundaciones del puente peatonal.

2.2.1. Ensayos de campo

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación en función de la longitud del puente, número de estribos, pilares y longitud de accesos. Los métodos de ensayo realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos.

2.2.1.1. Ensayo de penetración estándar (SPT)

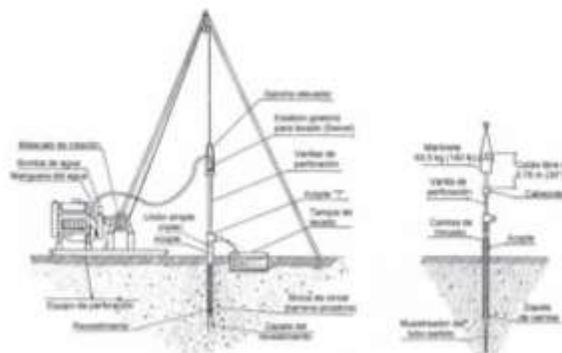
El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior.

El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63,5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.¹

Figura 2. 1 Esquema general del equipo de perforación



Fuente: ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Especificaciones_Normas_IN_V-07/Normas/Norma%20INV%20E-111-07.pdf

2.2.2. Ensayos de laboratorio

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deben estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos.

Ensayos en suelos:

2.2.2.1. Contenido de humedad

El contenido de humedad, se define como el cociente entre la masa de agua contenida y la masa de los sólidos de una masa de suelo, que se escribe:

$$w = \frac{M_w}{M_s}$$

Dónde:

M_w: Masa de agua contenida.

M_s: Masa de los sólidos.

La mayor parte de los ensayos en mecánica de suelos, requieren la determinación del contenido de humedad del suelo.

La masa de la muestra de suelo será M₁.

La masa de la muestra sin contenido de agua, previamente secada en un horno, será M₂.

Entonces la masa del agua que contiene el suelo será: M₁ – M₂

Por lo tanto el contenido de humedad del suelo será:

$$w = \frac{M_1 - M_2}{M_2}$$

El valor del contenido de humedad, por lo general es expresado en porcentaje.

2.2.2.2. Análisis mecánico del suelo

El análisis mecánico es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado en porcentaje del peso o masa seco total.

Análisis por tamizado

Se puede realizar para suelos que estén compuestos de material grueso, para tamaños de partículas mayores de 0,075 mm de diámetro.

El análisis por tamizado consiste en sacudir la muestra de suelos a través de un conjunto de mallas, que tienen aberturas progresivamente más pequeñas, para ello se utiliza la ayuda de un vibrador con el fin de que exista un margen de error pequeño en el intercambio de las partículas entre los tamices con el fin de que no se quede mucho material retenido en algún tamiz que no corresponda a su respectivo diámetro.

Después de concluido el periodo de vibración se pasa a desmontar el equipo de tamices y se pasa a determinar la masa del suelo retenido en cada malla.

Curva de distribución granulométrica:

La curva granulométrica de un suelo es una representación gráfica de los resultados obtenidos en un laboratorio cuando se analiza la estructura del suelo desde el punto de vista del tamaño de las partículas que lo forman.

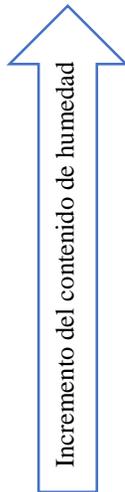
2.2.2.3. Determinación del límite líquido y plástico

Consistencia:

La consistencia se define como la firmeza o solidez que presenta la masa de suelo, esta característica del suelo está estrechamente relacionada a las estructuras que las partículas de suelo forman entre sí. Para los suelos de grano grueso la textura y la forma de ubicación de las partículas dentro de la masa de suelo determina la consistencia, mientras que en los suelos finos el contenido de humedad define la consistencia ya que el agua contribuye a la cohesión, debido a las propiedades eléctricas de los minerales de arcilla.

Estados de consistencia:

Atterberg en 1991 realizó una serie de experimentos con suelos finos haciendo variar su contenido de humedad, con el objetivo de encontrar la relación que existe entre el contenido de humedad y la consistencia del suelo.



Estado líquido: fácilmente deformable. Tiene una consistencia similar a mantequilla suave.

Estado plástico: se deforma sin romperse. Tiene una consistencia de mantequilla suave a masilla en endurecimiento.

Estado semisólido: al deformarse no recupera su forma inicial. Su consistencia es quebradiza similar a un queso.

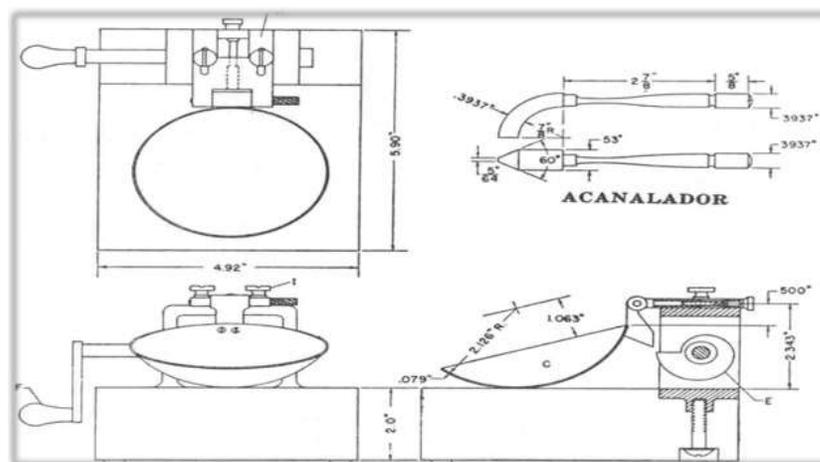
Estado sólido: se rompe antes de deformarse. Su consistencia es similar a un dulce duro.

Posteriormente Terzaghi y Casagrande idearon métodos para determinar estos contenidos de humedad específicos para los distintos estados de consistencia, descritos en la norma ASTM D427 y D4318. Puede hablarse de los límites de Atterberg en suelos que tienen un tamaño de partículas que pasan por el tamiz N° 40.

2.2.2.3.1. Límite líquido

El límite líquido es un contenido de humedad específico que divide la consistencia plástica de la líquida del suelo. Casagrande en 1932 desarrollo un método de laboratorio para determinar el límite líquido del suelo, con un aparato similar al que se muestra en la figura, conocido como cuchara de Casagrande.

Figura 2. 2 Equipo Casagrande

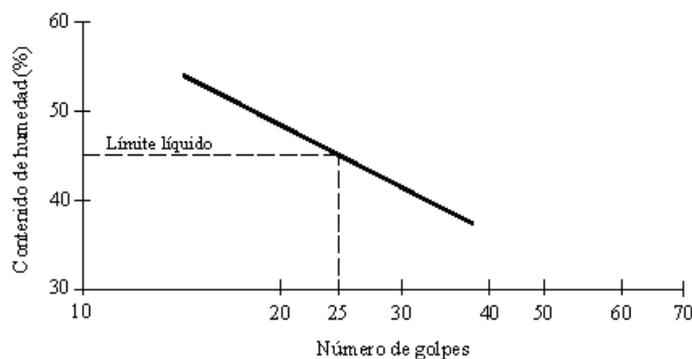


Fuente: <http://es.slideshare.net/sap200/esposicion-limite-liquido-limite-plastico>

Casagrande, tras realizar varios ensayos con diversos suelos, determino empíricamente que para un contenido de humedad correspondiente al límite líquido solo hacen falta 25 golpes para cerrar la abertura en la distancia especificada. Debido a que no es posible humedecer el suelo hasta alcanzar exactamente el límite líquido.

La figura muestra la ubicación de los resultados (mediante puntos) de cuatro ensayos para un mismo suelo, con los valores del contenido de humedad ubicados en el eje de las ordenadas y los valores del número de golpes en escala logarítmica en el eje de las abscisas, luego se ha ajustado una curva que relaciona estos puntos. El límite líquido del suelo será el contenido de humedad correspondiente a 25 golpes.

Figura 2. 3 Determinación del límite líquido del suelo



Fuente: <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com/2010/11/se-llama-liquidez-al-estado-liquido-que.html>

2.2.2.3.2. Límite plástico

La plasticidad es una propiedad característica de los suelos finos, donde el contenido de humedad del suelo está comprendido entre el límite líquido y plástico. En este estado el suelo permite ser moldeado de manera similar a la masa o a la plastilina, debido a que el contenido de humedad del suelo contiene la cantidad ideal de moléculas de agua para que la fuerza de atracción entre las partículas compuestas de minerales de arcilla sea mayor.

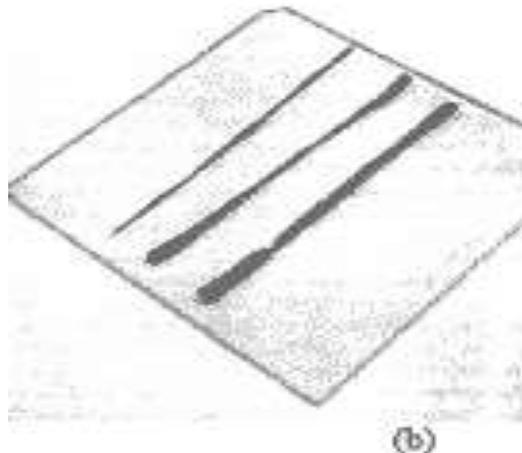
Corresponde a la humedad necesaria para que bastones cilíndricos de suelo de 3 mm de diámetro se disgreguen en trozos de 0,5 a 1 cm de largo y no puedan ser re amasados ni reconstruidos.

Figura 2. 4 Determinación del límite plástico



Fuente: Propia

Figura 2. 5 Rollitos de suelo fragmentándose



Fuente: <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com/2010/11/normal-0-false-false-false.html>

En este estado cuando el suelo empieza a perder su consistencia plástica, se procede inmediatamente a determinar su contenido de humedad que este a la vez será el límite plástico del suelo, que es un contenido de humedad específico que divide la consistencia semisólida de la plástica.

2.3. Puente peatonal

El puente peatonal es una construcción que permite el paso de peatones sobre cuerpos de agua, vías de tráfico o valles en las montañas. Se pueden construir en diferentes tipos de materiales. Los hay estáticos y móviles (que se pliegan, giran o elevan). Los tamaños son muy diversos desde unos pocos metros hasta cientos de metros. Debido a la poca carga para la que están concebidos y a la limitada longitud que han de atravesar, el diseño de los mismos puede ser muy diverso.

Desde el punto de vista de planificación de transporte la gran ventaja de estas estructuras es que no dificultan el tráfico. Desde el punto de vista del peatón este tipo de estructuras alargan el camino con respecto a un paso de cebra o con semáforos, pero aminoran el riesgo de sufrir accidentes de tránsito para los mismos.

2.4. Puente en arco

Un puente de arco es un puente con apoyos situados en los extremos de la luz a salvar, entre los cuales se dispone una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. El tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes arco en función de la posición relativa del tablero respecto al arco.

Los puentes en arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforman en un empuje horizontal y una carga vertical. Normalmente la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales. Por este motivo son adecuados en sitios donde las cimentaciones de los apoyos son capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.

Un puente en arco está constituido por dos elementos fundamentales:

- El arco, principal elemento resistente, cuya forma viene determinada como el anti funicular de la carga permanente del puente.
- El tablero, cuya geometría se adapta a las exigencias de la rasante de la carretera y que constituye el cordón traccionado durante el proceso constructivo.

2.4.1. Clasificación

2.4.1.1. Tipos de arco:

Los arcos pueden funcionar de diversas formas según lleven tres, dos, una o ninguna articulación. En estos casos es requisito importante que el terreno de fundación sea de muy buena calidad para garantizar su resistencia a las reacciones verticales y fundamentalmente a los empujes horizontales.¹

Por su funcionamiento:

El arco empotrado: Es el que teóricamente tiene flexiones más pequeñas para una determinada carga, pero es el más hiperestático, y por lo tanto al que más le afecta el fenómeno de la temperatura, fluencia, retracción, asentamiento de apoyos, etc. Es además el que requiere de unas cimentaciones mayores.

Figura 2. 6 Esquema de arco empotrado



Fuente: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAfGToAB/arcos-cabos>

El arco biarticulado: Tienen forma de la luna en cuarto siguiendo la ley de los momentos flectores; por ello tiene peralte máximo en el clave y mínimo en arranques.

Figura 2. 7 Esquema de arco biarticulado

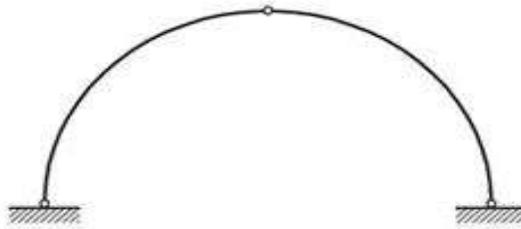


Fuente: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAfGToAB/arcos-cabos>

¹ Hugo Belmonte Gonzales, Puentes 1990

El arco triarticulado. Es isostático, por lo tanto, las flexiones en él no se ven afectadas por las deformaciones de los apoyos, ni por los fenómenos de fluencia, retracción o temperatura; únicamente se ven afectados si las deformaciones son muy grandes y el arco pierde su forma.

Figura 2. 8 Esquema de Arco triarticulado



Fuente: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAfGToAB/arcos-cabos>

Por la ubicación del tablero:

Arco de tablero superior: son aquellos que tienen el tablero por encima del arco, se emplean cuando se desea ganar gálibo para permitir el paso debajo de la estructura.

En este caso las péndolas trabajan a compresión por la forma en la que transmiten las cargas desde el tablero hasta el arco.

Arco de tablero intermedio: son aquellos que tienen ubicado a media altura su tablero y son de buen aspecto arquitectónico, se los emplea en quebradas no muy profundas o en pasos superiores porque en su parte central se consigue el gálibo necesario para el paso vehicular.

Arco de tablero inferior: son aquellos que tienen su tablero en la parte inferior, donde el arco y tablero trabajan de tal manera, que el tablero sirve de tirante al arco, resistiendo la fuerza horizontal de sus extremos mediante tracción.

2.5. Puente en arco con tablero intermedio

Los arcos con tablero intermedio son la respuesta tipológica para aquellos casos en los que, deseándose contar con las conocidas ventajas de una solución estructural en arco: resistencia por forma, economía de materiales, expresión visual y cuando existen ciertos condicionantes locales que impiden o desaconsejan el establecimiento de la solución más tradicional del arco con tablero superior. El condicionante más importante, a estos efectos,

es la altura de la rasante sobre el terreno, en los puntos donde se prevé la ubicación de los apoyos del arco. Cuando esta altura es inferior a la flecha requerida por el arco, que en esta tipología puede estimarse en la cuarta parte de su luz, no son posibles soluciones de arco con tablero superior, por motivos puramente geométricos.²

Si el arco es con tablero intermedio, la proximidad del propio tablero a los apoyos del arco, permite integrar el tirante en él, disponiendo unas sencillas células triangulares, contrapesadas, que equilibran el sistema de fuerzas obteniéndose el resultado deseado; como se muestra en la figura:

Figura 2. 9 Células triangulares contrapesadas



Fuente: <http://torrojaingenieria.es/Publicaciones/170-Arcos%20tablero%20intermedio.pdf>

Su morfología responde, como ya hemos dicho a evitar relaciones flecha/luz muy pequeñas, que conviertan al puente en vulnerable ante los asentamientos de los apoyos y las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción.

Las características morfológicas principales de esta tipología son:

Relación flecha/luz. En un puente con tablero superior, el aumento o disminución de la flecha ocasiona, a su vez, un aumento o disminución de la luz del puente, siempre que, como es usual, el arco se una al tablero en su clave. Razón ésta por la cual se ven relaciones

² José M^a de Villar Luengo, Los arcos con tablero intermedio, una antigua y nueva tipología

desde $1/3$ a $1/12$, según sea la voluntad del diseñador y los problemas derivados de la respuesta del cimiento.

En un puente arco con tablero intermedio o inferior, la flecha y la luz son valores independientes, por lo que establecer su relación depende exclusivamente de la eficacia resistente y el deseo de proyecto.

Las relaciones f/L oscilan en casi todos estos casos alrededor de $1/6$.

2.6. Estructura

La estructura que será diseñada comprende la sección transversal del tablero junto con el arco de secciones prefabricadas, baranda, capa de rodadura.

2.6.1. Galibo

En puentes se denomina gálibo a la distancia entre la parte inferior de la superestructura y el nivel medio del curso de agua o el nivel de la avenida, para el caso de puentes peatonales. Es un parámetro importante para la navegación de buques y vehículos por debajo del mismo y está relacionado a la franquía, distancia entre la parte inferior de la superestructura y el nivel de la máxima creciente conocida.

La distancia libre vertical o gálibo será de 5,5 m como mínimo; en casos especiales se aceptan gálidos de 5,0 m.³

2.6.2. El arco

Utilizando una estructura en forma de arco, resulta posible desviar un conjunto de cargas hacia los apoyos mediante una sollicitación a compresión dominante.

Esta propiedad de los arcos hace que en su construcción puedan utilizarse materiales sin resistencia a la tracción, aun para luces importantes.

Para que el arco trabaje prácticamente sin flexiones, la curva de presiones debe coincidir geoméricamente con su directriz. Si esto ocurre, la reacción del apoyo tendrá que ser necesariamente tangente a la directriz en la sección de arranque. Desde ya advertimos que esta reacción tendrá dos componentes: una de fuerza vertical que equilibrará a las cargas

³ Manual de diseño geométrico de carreteras, Administradora Boliviana de Carreteras

y otra horizontal, llamada empuje que, compuesta verticalmente con la anterior, dará una resultante de apoyo coincidente con la tangente al eje del arco.

Para que sea posible la generación de este empuje, los apoyos no deben permitir desplazamientos horizontales. Si no fuese así, el esquema se comportaría como una viga simplemente apoyada de eje curvo.

Sintetizando, se puede decir que para que una estructura funcione como un arco sin flexiones, requiere de dos condiciones fundamentales:

- Que la directriz sea anti funicular de las cargas.
- Que la distancia entre apoyos sea invariable

Dimensiones del arco. El área de un arco, depende de la cantidad de axil que transporte. Su inercia vertical depende de su relación con la del tablero.

Para el pre dimensionamiento se puede utilizar las siguientes formulas:

$$h = \left(\frac{l}{30} \text{ a } \frac{l}{80} \right) * 1$$

$$b = (0,4 \text{ a } 0,5) * h$$

2.6.2.1. Comportamiento resistente de un puente en arco prefabricado

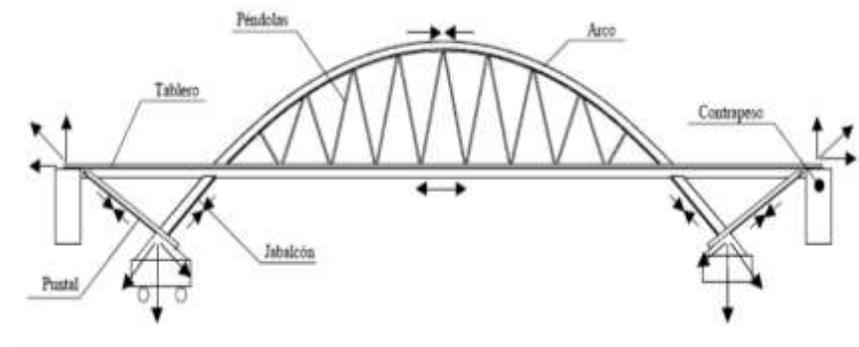
Existen tres aspectos fundamentales en el comportamiento de estas estructuras:

- Son estructuras masivas que trabajan fundamentalmente por forma. El elemento resistente principal, que no el único, es la bóveda y el esfuerzo predominante, en principio, es el esfuerzo axil. Esta primacía del axil puede perderse en función de la importancia que adquiera la sobrecarga con respecto a la carga permanente, y en lo adecuado de la directriz adoptada para la bóveda.
- Están constituidas por materiales heterogéneos, anisótropos y, en ocasiones, hasta discontinuos, es decir por fábrica, que no es capaz de soportar tensiones de tracción.

- Están formadas por elementos estructurales de diferente naturaleza y cuya acción estructural es también diferente (bóveda, relleno, tímpanos, aletas, etc.).⁴

En la figura se muestra cuál es el mecanismo resistente desarrollado por un puente arco para transmitir las cargas a las que se ve sometido y las cargas permanentes hasta la cimentación, cuando el arco es con tablero intermedio, la proximidad del propio tablero a los apoyos del arco, permite integrar el tirante en él, disponiendo unas sencillas células triangulares, contrapesadas, que equilibran el sistema de fuerzas, obteniéndose el resultado deseado.

Figura 2. 10 Sistema de fuerzas



Fuente: <http://torrojaingenieria.es/Publicaciones/170-Arcos%20tablero%20intermedio.pdf>

Se ha considerado que el arco es biarticulado. Por tanto, el conjunto de relleno cementado y cimentación deben recoger los esfuerzos (V_1 , H_1 , y V_2 , H_2). Porque el empotramiento del arco no está presente siempre; de hecho, existen numerosas razones que impiden considerarlo:

- La posible ausencia del relleno cementado hace dudoso considerar un empotramiento perfecto.

⁴ Ing. José A. Martín; Análisis estructural de puentes en arco de fábrica, Madrid, 2001

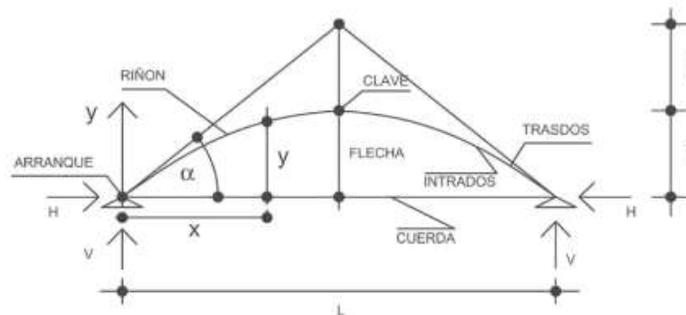
- Procesos de descimbrado incorrectos donde el fallo en la cimbra ha llevado consigo un descenso en clave de la bóveda y a configuraciones de arco biarticulado o triarticulado desde el inicio.
- Desarrollo de rótulas en los arranques de la bóveda debido a la aplicación de grandes sobrecargas (carro) en la estructura.
- Fallos en cimentación debido a acciones accidentales (sismos o grandes riadas) que provocan la formación de rótulas en los arranques de las bóvedas.

2.6.2.2. Partes de un arco

Son tres las partes principales de un arco:

- El arco; constituido por elementos como: clave, dovelas, extradós, intradós, arranque, riñón, flecha, trasdós.
- Las péndolas; que son aquellas que transmiten las cargas al arco.
- El tablero.

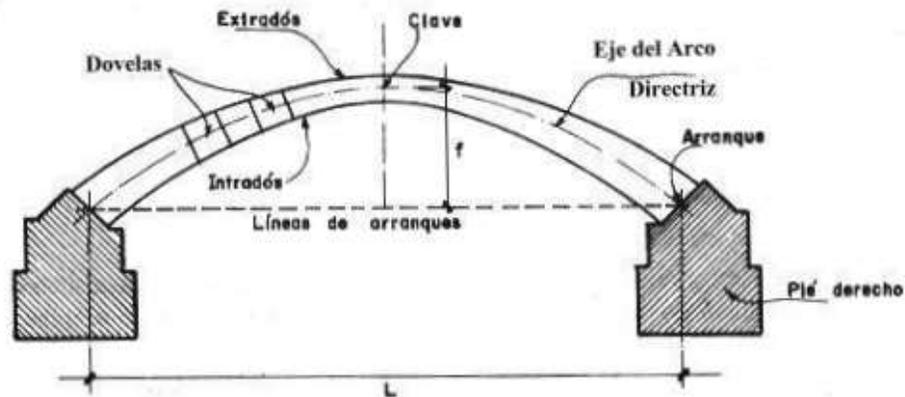
Figura 2. 11 Partes de un arco



Fuente:

https://www.google.com/search?q=partes+de+un+arco&source=lnms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjJGo99fUAhXIZiYKHb3eAUQQ_AUICigB&biw=1366&bih=662#imgsrc=fX5xR4uYBWmDyM:

Figura 2. 12 Partes de un arco



Fuente: <http://www.cuevadelcivil.com/2011/03/partes-constitutivas-de-un-arco.html>

2.6.2.3. Forma geométrica del arco

La forma del arco debería ser, en consecuencia, función de las cargas que sobre él actúan. Pero, ocurre que en un puente, coexisten cargas permanentes de distribución aproximadamente constante a lo largo de la luz y cargas móviles.

La forma del arco es una y no puede adecuarse a las geometrías variables de las cargas. De allí se desprende que los arcos no trabajan estrictamente como estructuras anti funiculares, sino que presentan solicitaciones de flexión compuesta, con compresión dominante. La relación entre el momento y el axil ($e = M/N$), llamada excentricidad, dependerá de la luz del arco, a mayor importancia de la luz, el peso propio se hace preponderante frente a las cargas móviles y la directriz se aproximara al anti funicular de ese peso, por lo que la excentricidad será pequeña y tendremos un esfuerzo axil con muy poca flexión.

Lo contrario ocurre en los arcos pequeños, donde prevalecen las cargas móviles sobre los pesos propios, bajo esta condición, el arco tendrá importantes flexiones acompañadas por esfuerzos axiales.

2.6.2.3.1. Funicularidad del arco

Arco compuesto de tal manera que sometido a una carga dada, sólo se desarrollan compresiones axiales; su forma variará si la carga vertical que soporta está distribuida

uniformemente a lo largo del eje del arco, generando una catenaria invertida, o está distribuida según su proyección horizontal, dando como resultado una parábola.

2.6.2.3.2. Anti funicularidad de las cargas

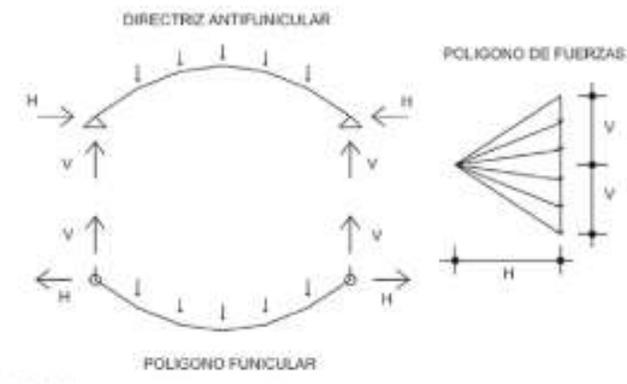
Se define como anti funicular de un sistema estático de cargas dadas, toda aquella geometría teórica de la estructura, para la que sólo se transmiten esfuerzos axiales, es decir, no existen momentos flectores ni cortantes a lo largo de la misma.

Una estructura puede trabajar tomando esfuerzos de flexión o bien puede trabajar bajo esfuerzos directos (una viga reticulada con cargas en sus nudos. Según la teoría de reticulados, las barras estarán comprimidas o traccionadas pero no sometidas a flexión). La geometría antifunicular de las cargas nos garantiza trabajar con esfuerzos directos que implican el uso de un brazo elástico externo y llevan a una mayor economía del material, en cambio los esfuerzos de flexión implican el uso de brazo elástico interno lo que trae aparejado estructuras más costosas.

El ejemplo clásico es el arco circular sometido a una carga radial o un arco parabólico sometido a una carga uniforme y horizontal.

Con la anti funicular de las cargas, se logra hacer estructuras más baratas, y aprovechar de una mejor manera el material.

Figura 2. 13 Antifunicularidad de las cargas



Fuente:

<https://books.google.com.bo/books?id=DkCICgAAQBAJ&pg=PA152&dq=generacion+>

[de+una+directriz+antifunicular&hl=es&sa=X&redir_esc=y#v=onepage&q=generacion%20de%20una%20directriz%20antifunicular&f=false](#)

La condición del antifunicular consiste por tanto en anular la ley de momentos flectores en cualquier punto del arco. La ecuación del anti funicular de cargas se puede expresar como:

$$H * y''(x) = p(x)$$

Dónde:

H: reacción horizontal en el apoyo.

Y(x): la ecuación de la directriz.

P(x): la función de cargas.

En función del tipo de carga la integración de la ecuación anterior da como resultado:

- Carga uniformemente repartida en planta: parábola de 2º grado.
- Carga uniforme a lo largo de la directriz del arco: catenaria.
- Cargas puntuales: poligonal de tramos rectos.

Sin embargo las cargas en los puentes arco no se ajustan estrictamente a ninguno de los casos anteriores, ya que dichas cargas se deben a:

- Tablero: carga uniformemente repartida en planta.
- Pilas: cargas concentradas.
- Arco: carga uniformemente repartida a lo largo de su eje.

2.6.2.4. Diseño a flexo – compresión del arco:

Se llama en general sollicitación de flexo – compresión a la formada por un momento flector y un esfuerzo axial, o lo que es una equivalente a la producida por una resultante normal excéntrica.

Las relaciones para el diseño de elementos sometidos a cargas axiales y de flexión combinada y empleando los gráficos de los diagramas de interacción son las siguientes:

$$y = \frac{d}{b}$$

$$y = \frac{d}{h}$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

Para el cálculo del momento ultimo dado:

$$M_u = (M_{ux} + M_{uy}) \frac{b}{h}$$

Parámetros para entrar a los diagramas de interacción; para la obtención de la cuantía necesaria para la sección:

$$n = \frac{P_u}{b \times h}$$

$$m = \frac{M_u}{b \times h^2}$$

La misma que debe estar dentro del rango recomendado por la norma ACI:

$$0,01 < \rho < 0,08$$

Cálculo de la sección de armadura requerida:

$$A_{st} = \rho \times A_g$$

Dónde:

d: canto útil de la pieza.

b: ancho de la sección.

h: altura de la sección.

Mux: momento alrededor del eje x.

Muy: momento alrededor del eje y.

Pu: carga axial ultima.

Mu: Momento último.

Ast: armadura requerida.

P: cuantía

Ag: área bruta de la sección.

2.6.3. Tablero

2.6.3.1. Sección transversal

Se deberá elegir la sección transversal más adecuada tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Resistencia
- Rigidez
- Durabilidad
- Facilidad de construcción
- Estética

2.6.3.2. Dimensiones de diseño

Las dimensiones de diseño de la sección transversal del puente peatonal que se asumirán son:

- Ancho del tablero del puente peatonal; que será diseñado con la ayuda del libro “Peter Neufert y Planungs – AG Neufert Mittmann Graf edición 14 México.
- Altura del puente peatonal; que será definida de acuerdo al gálibo necesario para el modelo de vehículo de mayor circulación en la avenida petrolera.
- Longitud de los tramos, que será definida de acuerdo a la topografía del lugar de emplazamiento del puente peatonal.

- Altura de la sección transversal; La altura de la sección transversal de la pieza según la normativa AASHTO sección 2. Tabla 2.5.2.6.3-1 “Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante”

Tabla 2. 1 Profundidades mínimas para superestructuras

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Fuente: Normativa AASHTO

2.6.3.3. Diseño a flexión

Para el diseño a flexión del tablero se seguirá el diseño LRFD de la normativa AASHTO.

Calculo de la altura del bloque de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \frac{Mu}{f_c' * b * d^2}} \right] \quad a = d_p \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 \phi f_c' b d_p^2}} \right]$$

Si:

$a < hf$ entonces la sección es rectangular.

$a > hf$ entonces el bloque de compresiones se encuentra dentro del alma.

Cálculo de la armadura necesaria:

$$A_s = \frac{0,85 * f_c' * b * a}{f_y}$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = \frac{1,4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{smin} = \rho * b * h$$

Dónde:

d: canto útil de la sección.

Mu: momento último.

ϕ : factor de resistencia.

f_c' : resistencia del concreto a los 28 días.

f_y : resistencia característica del acero.

hf: altura del ala de la sección de la losa.

A_s : armadura necesaria.

b: ancho de la sección.

a: altura del bloque de compresiones.

2.6.3.4. Diseño a corte.

Para el diseño a corte del tablero se seguirá el diseño LRFD de la normativa AASHTO.

Cortante resistente:

$$V_r = \phi V_n$$

Resistencia nominal al corte:

siendo V_n el menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$$

Cortante resistente del concreto:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

Altura de corte efectiva:

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

Pero no menor que

$$d_v = 0,9 d$$

$$d_v = 0,72 h$$

Cortante resistente del acero:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

Mínima armadura transversal:

$$A_v \geq 0,27 * \sqrt{f_c} * \frac{b_v * s}{f_y}$$

Dónde:

ϕ : factor de resistencia.

b_v : ancho del ala.

d : canto útil de la sección.

a : bloque de compresiones.

S : espaciamiento asumido.

A_v : Area de la armadura de corte asumida.

V_c : cortante resistente en el concreto.

V_s : cortante resistente del acero.

V_p : cortante resistente por pretensado.

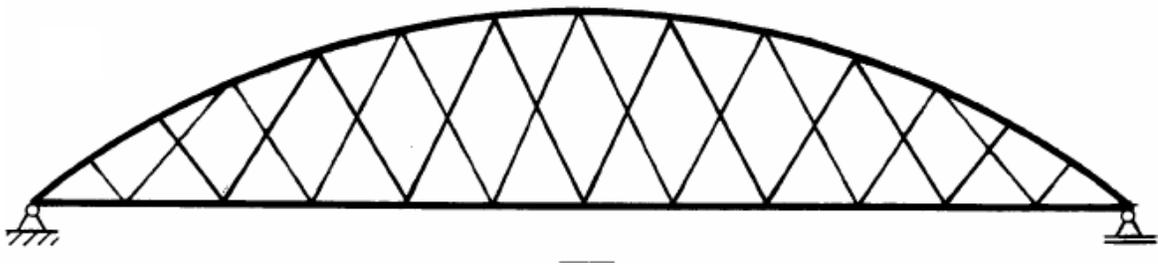
2.6.4. Péndolas

Las péndolas actúan como el alma muy liviana de una gran viga de peralte variable. La mayor parte del cortante del puente es tomado por la componente vertical de la fuerza del arco. Sin embargo, son las péndolas las que toman la mayor parte de las variaciones de la fuerza cortante. Lo óptimo para las péndolas es que todas tengan la misma sección y casi la misma carga máxima. De esta manera se reduce la cantidad de detalles en la construcción y se hace trabajar al acero a su máxima capacidad. Los nudos superiores deben ubicarse con un mismo espaciamiento a lo largo del arco para que las cargas se distribuyan lo más uniformemente posible e incluso para que se reduzca la cantidad de detalles para la construcción.

2.6.4.1. Péndolas cruzadas

La forma ideada por Tveit para reducir el espaciamiento de los puntos de aplicación de las cargas de las péndolas sobre el arco sin reducir el espaciamiento de las péndolas en zig-zag, es la de cruzar entre sí dos o más series de péndolas, como se muestra en la Figura 2.14. De esta manera se reduce la tendencia al destensado de las péndolas así como el pandeo en el arco, presentándose así muy poca flexión en el arco y el tirante.

Figura 2. 14 Arco con series de péndolas entre cruzadas



Fuente: http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1314/1/ortiz_be.pdf

2.6.4.2. Diseño de las péndolas

Para el diseño de las péndolas se debe limitar a tomar solo el 45% de la resistencia a la rotura del cable:

$$N_{torones} = \frac{P}{0,45 * f_y * A_{toron}}$$

Dónde:

P: Carga máxima de servicio.

At: área nominal del torón.

Fy: resistencia a la rotura del cable.

2.6.5. Cimentación

La estabilidad de una estructura depende principalmente del cimiento sobre el que está construido. La construcción de un cimiento depende a su vez del tipo de estructura, y sobre todo, de la capacidad de soporte de carga del terreno. Los fenómenos naturales, como movimientos sísmicos, huracanes, inundaciones, etc., también influyen en la construcción

del cimiento, los tipos de cimientos que pueden ser utilizados para la exitosa realización de este proyecto son:

- Zapatas aisladas; cimiento común para columnas o postes, y principalmente consta de una base cuadrada (a veces rectangular), que es más gruesa que el ancho o diámetro de la columna o poste, la longitud y el ancho de cada uno debe ser al menos tres veces el espesor. Trabaja de forma individual, aunque puede originar asentamientos diferenciales, sin embargo esto no es de mucha preocupación en los puentes por la distancia existente entre sus fundaciones.

Dimensionamiento en planta:

$$qa = \frac{P}{Areq} \rightarrow Areq = \sqrt{\frac{P}{qa}}$$

Para una zapata cuadrada:

$$Areq = A * B \text{ Dónde: } A = B$$

2.6.6. Equipamiento

2.6.6.1. Escalera

Una escalera es una construcción diseñada para comunicar varios espacios situados a diferentes alturas, conformado por escalones y puede disponer de varios tramos separados por descansos.

El diseño se realizará con la ayuda del libro “Peter Neufert y Planungs – AG Neufert Mittmann Graf edición 14 México.

2.6.6.2. Ascensor

Para tener un ascensor accesible para una persona en silla de ruedas más su acompañante las dimensiones mínimas de la cabina deben ser 1 metro de ancho por 1,25 de fondo, una altura libre interior de la cabina de 2 m y soportar 450 kilos, con una puerta mínima de 0,9 m.

2.7. Cargas de diseño

Se consideran cargas de diseño a todas las acciones que directamente o indirectamente influyen en el comportamiento de una estructura, estas se deben tomar en cuenta en cualquier proyecto y son las cargas permanentes y las sobrecargas vivas.

2.7.1. Cargas permanentes

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.⁵

2.7.1.1. Cargas por peso propio:

Es la carga de la estructura del tablero y que depende de la forma elegida de la sección transversal y los materiales de los cuales está construido el mismo:

$$P = A_t * L_c * \gamma h$$

$$q_o = \frac{P}{L_c}$$

$$M_o = \frac{q_o * L_c^2}{8}$$

Dónde:

P: carga puntual a centro luz.

A_t: Área de la sección transversal.

γh: Peso específico del hormigón.

q_o: carga por peso propio.

L_c: luz de cálculo.

M_o: Momento en centro luz, provocado por la carga de peso propio.

⁵ Normativa AASHTO

2.7.1.2. Cargas muertas:

Son aquellas cargas que se encuentran en la estructura y son constantes; como ser las cargas de acabado y las cargas de la baranda:

$$q_d = Q_a * B1 + Q_b$$

$$M_d = \frac{q_d * Lc^2}{8}$$

Dónde:

qd: cargas muertas.

Qa: cargas de acabado.

B1: ancho de la sección transversal del tablero.

Qb: carga de baranda.

Md: momento en centro luz, provocado por la carga muerta.

Lc: Luz de cálculo.

2.7.1.2.1. Cargas de acabado:

Son aquellas cargas donde se toma en cuenta el peso de los diferentes acabados que tendrá el tablero del puente peatonal como ser el peso específico de la cerámica, la capa de rodadura y la nivelación, entre otras.

2.7.1.2.2. Cargas de baranda:

La carga de baranda y la geometría de la misma se dispondrán de acuerdo a las **especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método lrfd** sección 13.8.

Geometría:

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro. Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que

no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro. Se debería proveer un riel de seguridad o un cordón al nivel de la superficie de rodamiento. Las barandas se deberían proyectar más allá de la cara de los postes. Las separaciones arriba indicadas no se deben aplicar a las barandas tipo cerco eslabonado o de malla metálica ni a sus postes. En este tipo de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 50 mm.

Sobrecargas de Diseño:

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, PLL, en N, se deberá tomar como:

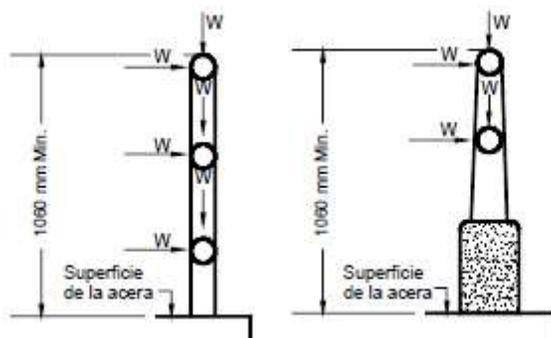
$$PLL = 890 + 0,73 L \quad (13.8.2-1)$$

Dónde:

L = separación entre postes (mm)

La carga de diseño para los cercos eslabonados o de malla metálica deberá ser igual a $7,2 \times 10^{-4}$ MPa actuando de forma normal a la totalidad de la superficie. Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la Figura 1, en la cual las geometrías de los elementos de las barandas sirven apenas a título ilustrativo. Se pueden utilizar cualquiera de los materiales o combinaciones de materiales especificados en el Artículo 13.5.

Figura 2. 15 Cargas que actúan sobre las barandas para peatones



Fuente: Normativa AASHTO

Figura 13.8.2-1 – Cargas que actúan sobre las barandas para peatones. (A utilizar en el borde exterior de una acera cuando el tráfico vehicular está separado del tráfico peatonal mediante una baranda para tráfico vehicular. Las geometrías de las barandas son simplemente ilustrativas)

2.7.2. Sobrecarga viva

La carga viva es aquella carga que no es constante, ni en su magnitud ni en su lugar de aplicación; para un puente peatonal la sobrecarga del peatón es considerada carga viva:

2.7.2.1. Carga peatonal:

La carga peatonal se dispondrá de acuerdo a las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método *lrfd* sección 3.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

2.8. Materiales

Por su interrelación con el proceso constructivo, sobre todo en lo que se refiere al arco propiamente dicho, creemos conveniente plantear en primer lugar la elección del material que lo va a constituir. Tradicionalmente se ha arrastrado la idea de que el arco, al ser un

elemento que trabaja, fundamentalmente a compresión, podía resolverse, en buena economía, utilizando el hormigón armado o incluso el hormigón en masa, en luces eran pequeñas. Por el contrario el tablero, elemento solicitado a flexión y adicionalmente a tracción, cuando asume la función de atirantamiento del arco, requeriría la utilización del acero o del hormigón pretensado.

Sin embargo, la realidad es que los arcos deben soportar flexiones, en algunos casos importantes, debido a la actuación de las sobrecargas de uso y al peso propio durante el proceso constructivo, cargas éstas que, al no ser fijas, uniformes, simétricas y completas, hacen que la directriz del arco, generalmente parabólica, se separe bastante de su funicular.

- La resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días para : arcos, vigas transversales, losa, cimentaciones, será:

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

- La resistencia a la fluencia para el acero de refuerzo de hormigón, será:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

- Los cables o torones para las péndolas deben cumplir los siguientes requisitos ASTM:
 - A416 Grado de resistencia 270 Ksi
 - Cables de 7 alambres.
 - Diámetro nominal de ½ pulgada.
 - Área unitaria igual a 0,987 cm².
 - Resistencia a la rotura $f_y = 18900 \text{ Kg/cm}^2$.

2.8.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos.

En la realización de estudios o construcción de obras, las especificaciones técnicas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato.

Son importantes a la hora de definir la calidad de los trabajos en general y de los acabados en particular.

Todos los materiales de la obra se ajustaran estrictamente a las especificaciones técnicas y deben ser aprobadas por el supervisor de la obra antes de su uso.

2.8.2. Estados límites últimos

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que puedan ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder los valores que en cada caso se consideren aceptables. La revisión de estados límite de servicio no garantiza una adecuada resistencia estructural; ésta deberá revisarse en conformidad con la resistencia a flexión (Revisión de estados límite de falla).

En elementos pre esforzados, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento y las pérdidas por flujo plástico no sean excesivas es obligar que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. Por ello, no se emplean secciones o esfuerzos reducidos ni factores de reducción.

2.8.3. Elementos prefabricados

Son aquellos elementos ya construidos en diversas industrias, pueden ser de diferentes materiales como el hormigón, concreto, metal y madera, según el uso que se le va a dar.

Este método actúa como pequeños bloques-LEGO, que son acomodados, de acuerdo a la orden requerida, permite construcciones en dos o tres meses, con mayor durabilidad, y menor conductividad térmica.

Los elementos prefabricados para puentes se fabrican, en general, con un hormigón de mayor resistencia que el utilizado en partes de puentes “in situ” con la misma función resistente, por varias razones:

- Una mayor resistencia permite disminuir la sección necesaria y con ello el peso de la pieza y la magnitud de los medios de transporte y montaje necesarios para la construcción.
- El desmolde en edades tempranas, para la reutilización del molde y reducir el ciclo temporal de fabricación, requiere suficiente resistencia a esas edades tempranas, en especial en piezas pretensadas, lo que exige hormigones de alta resistencia final.

En general, una mayor resistencia requiere una proporción mayor de cemento y una relación agua-cemento más reducida, lo que proporciona un hormigón con una mayor compacidad y durabilidad.

2.8.3.1. Materia prima

Para iniciar cualquier proceso de producción se requiere de materia prima para la elaboración del producto.

El concreto empleado para elementos prefabricados como ser: concreto pre esforzado con tendones de acero, o de concreto prefabricado reforzado con tendones de acero estándar; es normalmente de resistencia más alta que el de las estructuras coladas en obra.

El uso de acero de muy alta resistencia para el pre esfuerzo es necesario por razones físicas básicas.

Algunas consideraciones en cuanto al manejo de los materiales en una planta de fabricación se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Los agregados deben manejarse y almacenarse de tal forma que aseguren la uniformidad en su granulometría y humedad. Si los agregados se almacenan en montones, estos deberán ser casi horizontales o con muy pequeña pendiente. Se deben evitar montones de forma cónica o descargar los agregados de manera que estos rueden por los lados de pendientes muy grandes pues esto provoca segregación.
- Para evitar que se mezclen los diferentes tipos de agregados es recomendable separarlos por paredes o a una distancia razonablemente amplia entre ellos
- El agregado fino deberá manejarse húmedo, para minimizar que los finos se separen por acción del viento.

- Cuando se usa cemento a granel deberá almacenarse en silos sellados contra el agua, humedad y contaminantes externos. Los silos deberán de vaciarse completamente por lo menos una vez al mes para evitar que el cemento se compacte. Cada tipo, marca y color de cemento deberán de almacenarse separadamente.
- El cemento en bolsa deberá almacenarse en pilas sobre paletas de madera que eviten el contacto con la humedad y permitan la circulación del aire. Si las bolsas se almacenan por mucho tiempo deberán taparse con una cubierta impermeable. Se guardaran de tal forma que las primeras bolsas almacenadas sean las primeras en ser utilizadas.
- Para los aditivos y pigmentos cada fabricante especifica la forma de almacenarlos. Seguir las indicaciones del fabricante asegurara el buen funcionamiento y durabilidad del producto.
- El acero de pre esfuerzo deberá almacenarse en lugares cubiertos o protegerlos con cubiertas impermeables para evitar la corrosión.

2.8.3.2. Equipo e instalaciones necesarias

El equipo y maquinaria necesarios para la elaboración de elementos prefabricad se enlista como sigue:

- Zonas de retoque, resane y de almacenaje.
- Extractoras.
- Silos de almacenamiento.
- Mesas de colado, muertos y anclajes.
- Moldes.
- Dosificadora y mezcladora de concreto (en caso de fabricar el concreto en planta).
- Equipo para depositar el concreto en el molde como vachas y camión revolvedor.
- Vibradores de concreto.
- Gatos hidráulicos y bomba para el tensado de los cables.
- Maquinas soldadoras para elaboración de accesorios.
- Talleres y equipo para cortar y doblar varillas, placas y accesorios metálicos.
- Equipos para cortar los cables (cortadora o equipo de oxicorte).

- Grúas sobre camión o grúas pórtico para desmolde y transporte interno de elementos.
- Equipo de transporte (tráiler con plataformas).
- Calderas y mangueras para suministrar vapor en el proceso de curado acelerado de los elementos y lonas para cubrirlos.
- Equipo para llevar a cabo el control de calidad del concreto y del producto terminado.

Moldes:

Una planta de prefabricación deberá contar con las instalaciones propias para la elaboración de elementos de concreto de alta calidad. Para ello se requieren moldes que permitan al personal encargado de la producción, fabricar elementos que cumplan con las especificaciones de calidad y dimensiones del proyecto.

La apariencia en la superficie de cualquier elemento precolado está directamente relacionada con el material y la calidad de los moldes. Éstos se pueden hacer de materiales como madera, concreto, acero, plástico, fibra de vidrio con resinas de poliéster, yeso o una combinación de estos materiales. Para la fabricación de elementos estructurales, los moldes son generalmente de acero, concreto o madera, siendo los otros materiales más usuales en la prefabricación de elementos arquitectónicos de fachada.

Los moldes deberán de construirse suficientemente rígidos para poder soportar su propio peso y la presión del concreto fresco, sin deformarse más allá de las tolerancias convencionales. Los moldes de madera deberán ser sellados con materiales que prevengan la absorción. Los de concreto deberán tratarse con una membrana de poliuretano que tape el poro de la superficie para evitar la adherencia con el concreto fresco y permitir el desmolde de la pieza sin daños. Los de plástico no se deberán de usar cuando se anticipen temperaturas superiores a los 60 grados centígrados. Algunos plásticos son susceptibles a agentes desmoldantes por lo que deberá analizarse la factibilidad de su uso.

Cuando se usen moldes de acero se asegurará que no exista corrosión, bordes de soldadura o desajustes en las juntas.

Mesa de colado:

Las mesas de colado en una planta de prefabricados son líneas de producción de gran longitud. La longitud de las mesas varía de acuerdo a las limitaciones de las plantas entre 60 y 150 m dependiendo del tipo de elemento.

2.8.3.2.1. Procedimiento de fabricación

- Colocación del fondo de la cimbra
- Desmoldante
- Colocación y tensado de torones
- Colocación de acero de refuerzo y estructural
- Colocación de costados con desmoldante
- Colado
- Vibrado (inmersión, molde vibrador, extrusoras)
- Cubierta con lonas y curado con vapor (6-10 horas)
- Revisión del f'c y cortado de torones (en orden)
- Descimbrado de costados
- Extracción y resane
- Almacenaje

Curado:

Una de las principales ventajas de la prefabricación es la rapidez con la que se ejecutan las obras. Esto se debe en gran medida a la velocidad con la que se hacen los ciclos de colado de los elementos prefabricados. Para ello se requiere que el método de curado del concreto acelere las reacciones químicas que producen un concreto resistente y durable. El método de curado más utilizado en elementos prefabricados y especialmente en los pretensados es el curado a vapor. Con la aplicación de este método es posible la producción de elementos presforzados en forma económica y rápida al permitir la utilización diaria de los moldes.

El ciclo de curado con vapor es el siguiente:

- Después del colado se debe esperar de 3 a 4 horas hasta que el concreto alcance su fraguado inicial, protegiéndolo con una lona para evitar la deshidratación de la superficie
- Se eleva la temperatura hasta 33° o 35° C durante una hora. En las siguientes 2 horas se elevará gradualmente hasta llegar a 70° u 80° C.
- El proceso de vaporizado durará de 6 a 8 horas manteniendo la temperatura entre 70° y 80° C.
- Seguirá un período de enfriamiento gradual cubriendo al elemento para lograr que el enfriamiento sea más lento y uniforme.

La duración total del proceso es de aproximadamente 18 horas, lo que permite, como se mencionó anteriormente, la utilización del molde todos los días.

Desmolde de elementos:

En el sistema de pretensado se requiere que el concreto haya alcanzado la resistencia a la compresión f'_{ci} , necesaria para resistir los esfuerzos debidos a la transferencia del pre esfuerzo al cortar los cables y liberar a las piezas para su extracción. Generalmente el valor de f'_{ci} se considera del 70 u 80 por ciento del f'_c de diseño.

Es importante que el corte individual de los cables se haga simultáneamente en ambos extremos de la mesa y alternando cables con respecto al eje centroidal del elemento para transferir el presfuerzo uniformemente y evitar esfuerzos que produzcan grietas, alabeos o pandeo lateral.

El desmolde de los elementos precolados se realiza mediante el uso de grúas, marcos de carga, grúas pórtico o viajeras. Los elementos cuentan con accesorios de sujeción o izaje (orejas) diseñados para soportar el peso propio del elemento más la succión generada al momento de la extracción de la misma. Su localización está dada de acuerdo al diseño particular de la pieza que deberá especificarse en los planos de taller correspondientes.

Figura 2. 16 Desmolde



Fuente: Manual de diseño de estructuras prefabricadas y pre esforzadas

Un elemento prefabricado deberá ser diseñado para los esfuerzos a los que será sometido durante cada fase de su existencia, que en muchas ocasiones son diferentes a los que tendrá cuando esté en su posición final. Las fases que se deben de considerar en el diseño son las siguientes:

- Desmolde
- Manejo en patio y almacenaje
- Transporte al sitio de la obra
- Montaje
- Condición final

Almacenaje y estibas

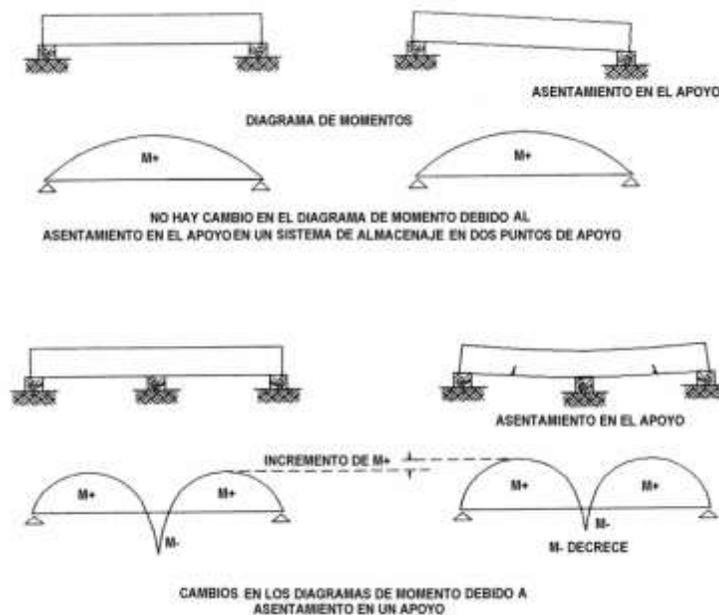
Un elemento deberá almacenarse soportado únicamente en dos apoyos localizados en o cerca de los puntos usados para izaje y manejo de la pieza. En caso de utilizar otros puntos de apoyo para el almacenaje de las piezas, deberá revisarse su comportamiento para dicha condición.

Si por cuestiones de diseño se requieren más de dos apoyos, se deberá asegurar que el elemento no quede sin algún soporte debido a asentamientos diferenciales en los apoyos.

Esto es particularmente importante en elementos presfuerzados donde el efecto del presfuerzo suele ser muy relevante.

La diferencia de temperaturas entre las superficies de un elemento, especialmente en paneles de fachada de grandes dimensiones, puede causar pandeo. Este pandeo no puede eliminarse totalmente pero puede minimizarse manteniendo el panel lo más plano posible. El elemento deberá almacenarse en el patio orientado de tal forma que el Sol no sobrecaliente un solo lado.

Figura 2. 17 Esquema de las condiciones de almacenaje en elementos pre esforzados



Fuente: Manual de diseño de estructuras prefabricadas y pre esforzadas;
Instituto de ingeniería UNAM

Los elementos prefabricados almacenados en estibas deberán de separarse entre ellos por medio de barrotes o durmientes capaces de soportar el peso de los elementos. Los apoyos deberán alinearse verticalmente dejando libres y de fácil acceso a los accesorios de izaje. No se deben estibar elementos de distintos tamaños y longitudes sin antes revisar que el elemento inferior soporte la carga en el punto en el que se aplique.

2.8.4. Prefabricación abierta

Aquellos sistemas en los que se mezclan piezas procedentes de colecciones de diferentes fabricantes e incluso se mezcla la prefabricación con la construcción “in Situ”.

2.8.5. Junta húmeda

Las juntas húmedas consisten en dejar una separación entre dos dovelas o dos piezas prefabricadas de unos 10 cm. y hormigonar “in situ” el espacio existente.

El comportamiento de este tipo de junta viene definido por el trato que se le dé al hormigón previamente hormigonado (prefabricado), para que el hormigón fresco tenga las mejores condiciones posibles de adherencia.

2.9. Presupuesto de una obra

2.9.1. Introducción

La estimación de costos y la elaboración de presupuestos, representa uno de las partes más importantes en la planificación de una obra.

El cálculo de costos de una obra se encuentra condicionado a diferentes factores, unos variables como los precios de los materiales, la mano de obra, otros constantes como los insumos, que de estos obtenemos el precio unitario de cada una de las actividades que se desarrollan representadas por un volumen de obra.

El presupuesto total se obtendría de la sumatoria de la multiplicación de los precios unitarios y la cantidad de la actividad.

2.9.2. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se refieren a la medición de longitudes, áreas y volúmenes de la obra que requieren el manejo de fórmulas geométricas.

No obstante de su simplicidad, el cómputo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático.

2.9.3. Precios unitarios

El precio unitario está compuesto por los costos directos, indirectos, impuestos y utilidades.

El costo directo debe incluir todos los costos necesarios para la realización de la actividad, esta formado por tres componentes, que dependen del tipo de actividad que se quiera realizar, y son los siguientes:

- Materiales
- Mano de obra
- Maquinaria, equipo y herramientas.

Los costos indirectos son aquellos gastos q no son fácilmente cuantificables, incluyen los gastos generales, utilidades y los impuestos.

2.9.4. Presupuesto general

El presupuesto general es el resultado de la multiplicación de los precios unitarios por las cantidades de obra de cada actividad, el cual da un precio estimado de la obra que en ningún caso es exacto y definitivo.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

En este capítulo se presenta la ingeniería del proyecto: análisis, dimensionamientos y cálculos, basados en el capítulo II (marco teórico) aplicando normativas y metodologías mencionadas en dicho capítulo.

3.1 Análisis del levantamiento topográfico

El “Puente Peatonal Turístico” está referenciado por las siguientes coordenadas geográficas: 22°43'36,40” de latitud Sur y 64°21'19,27” de longitud Oeste, y una altitud promedio de 411 m.s.n.m.

Según lo señalado en el marco teórico el levantamiento topográfico fue realizado con estación total utilizando el método de radiación con lo cual se obtuvieron la superficie del lugar a emplazar.

Con la planimetría, altimetría y las curvas de nivel obtenidas con el levantamiento topográfico, se pudo determinar que el terreno es semiplano con pendientes pequeñas.

El levantamiento topográfico se puede ver en el anexo N° 13.

3.2 Análisis del estudio del suelo

Los estudios de suelos fueron realizados en la avenida Petrolera de la Ciudad de Bermejo a una distancia aproximada de 100 m. de la bomba de agua, en el área de emplazamiento de la infraestructura se propuso un pozo para realizar el ensayo.

Pozo 1:

Ensayo de Penetración estandar SPT

De este ensayo realizado en campo obtuvimos un número de golpes corregido de 10.

Clasificación de suelos:

Realizado los ensayos de granulometría y Límites de Atterberg se determinó el tipo de suelo **A-1-b (0)** (Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo) y una humedad natural al momento del ensayo de **5,86%**.

Capacidad portante del terreno

Una vez obtenidos el valor de número de golpes corregido y la clasificación del suelo de los ábacos se determinará la capacidad portante con un valor de $1,91 \text{ kg/cm}^2$.

Se tomará $1,5 \text{ kg/cm}^2$ Como capacidad portante para el diseño estos resultados se obtienen de una excavación manual de una profundidad de 2 metros.

La verificación y el estudio de suelos completo se puede observar en el anexo N° 2.

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico de base fue propuesto por las autoridades del Municipio de la Ciudad de Bermejo, pero fue mejorado tomando en cuenta todo lo mencionado previamente en el marco teórico y en función a las normativas.

Se puede comprobar que el diseño fue propuesto por las autoridades del municipio con un acta de respaldo en el anexo N° 3.

Se puede ver a detalle los planos arquitectónicos en el anexo N° 14.

3.3.1 Planteamiento estructural

Una vez obtenida la topografía, el estudio de suelos y el diseño estructural se procederá a realizar el emplazamiento del puente peatonal.

Con los criterios mencionados en el marco teórico se procederá a hacer la idealización de la estructura.

En consecuencia con lo establecido en el perfil de proyecto como en el análisis de suelo del presente proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan.

3.3.1.1 Galibo

La distancia libre vertical o gálibo será de 5,5 m como mínimo; en casos especiales se aceptan gálibos de 5,0

$$H_p = 5 \text{ m.}$$

3.3.1.2 Dimensiones de diseño

3.3.1.2.1 Arco

Se elige el arco biarticulado de directriz parabólica casi circular, bifurcado aproximadamente a $\frac{1}{4}$ de la luz hacia los arranques, dando estabilidad a la estructura, con un aumento progresivo de la sección hacia la clave, el tablero elegido será una losa alveolada de sección rectangular.

La longitud del puente será de 30 m tomando como contra flecha del arco 10 m con lo que obtenemos una relación L/F igual a $\frac{1}{3}$ que se encuentra entre los valores aceptables, este es un arco alto, por las exigencias del lugar de emplazamiento y las características requeridas por el municipio.

Las péndolas de las cuales cuelga el tablero, se colocaran ancladas perpendiculares al tablero, separadas a una distancia de 4m.

Las secciones del arco se asumen previamente según los siguientes valores:

$$h = \left(\frac{l}{30} \text{ a } \frac{l}{80} \right) * 1$$

$$b = (0,4 \text{ a } 0,5) * h$$

Dónde:

h = altura

b = base

l = longitud del puente

En la clave:

$$h = 30/60$$

$$h = 0,5 \text{ m.}$$

$$\mathbf{h = 0,5 \text{ m.}}$$

Ancho del arco:

$$b = 0,45 * 0,5$$

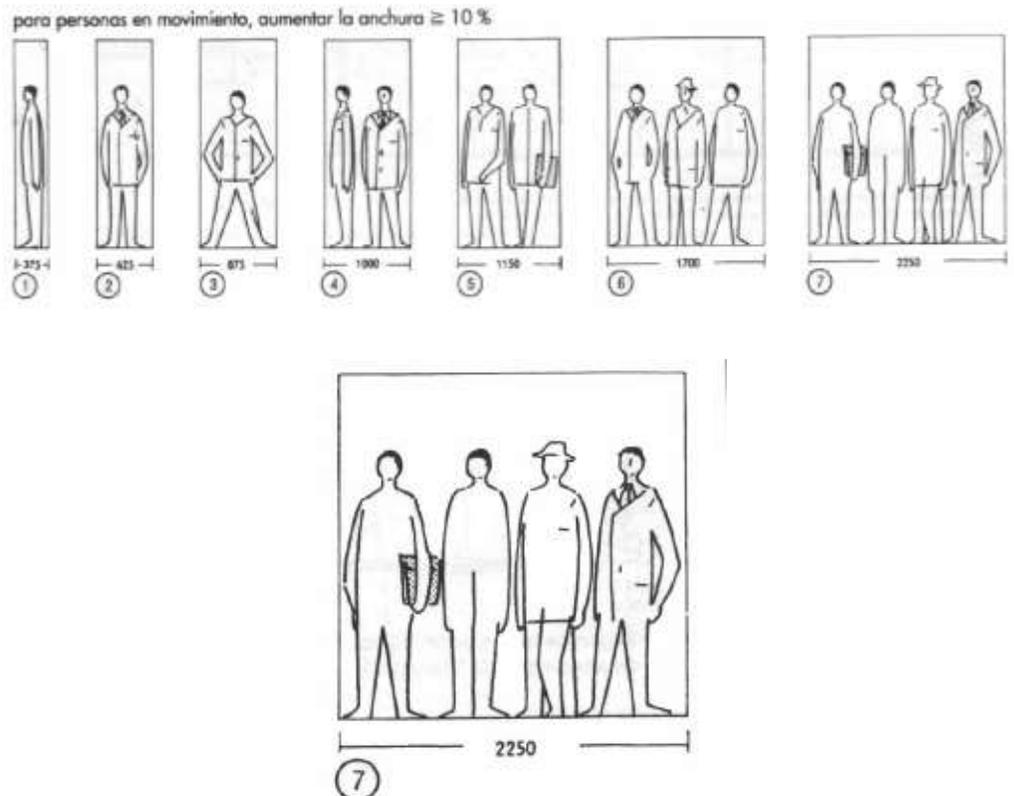
$$b = 0,225 \text{ m.}$$

$$b = 0,25 \text{ m.}$$

3.3.1.2.2 Ancho del tablero

Será diseñada para 4 personas, que requieren una distancia necesaria de 2,25 m. a la cual se le aumenta el 10% para personas en movimiento. (Dato extraído del libro “Peter Neufert y Planungs – AG Neufert Mittmann Graf edición 14 México”) por lo tanto se adopta un ancho libre de 2,5 m, más el espacio necesario para las barandas, asumido 0,10 m. por lado, más un espacio para el anclaje de las péndolas de 0,15 m. y el espacio para los bordillos de seguridad a cada lado de las péndolas de 0,15m.

Figura 3. 1 El hombre como unidad de medida



Fuente: “Peter Neufert y Planungs – AG Neufert Mittmann Graf edición 14 México”

Por lo tanto el ancho total de tablero será de:

$$b_t = 3,15 \text{ m.}$$

3.3.1.2.3 Pre dimensionamiento del tablero

datos:	en metros		
Lc=	23,5		
Anc tab=	3,15		
		por	
rec sup=	0,14	normas	
		por	
rec inf=	0,125	normas	
h min =	17,5	cm	por norma putno 9.7.1.1

La altura de la sección transversal de la pieza según la normativa AASHTO sección 2. Tabla 2.5.2.6.3-1 “Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante”

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L

$$h = \frac{s}{20} \rightarrow 1,175 \rightarrow \text{cumple} \rightarrow 1 \text{ m}$$

$$h \text{ min} = 0,175 \text{ m}$$

$$h = \frac{1,2(s + 3000)}{30} \rightarrow 1,06$$

2.- Área bruta.-

$$AB = \text{Ancho total} * h \rightarrow 3,15 \text{ m}^2$$

3.- área máxima de huecos.-

$$\rightarrow 40\%$$

$$Ah_{\text{max}} = 1,26 \text{ m}^2$$

4.- Para determinar el diámetro del alveolo.-

$$\text{Diam máx} = h - \text{Rec sup} - \text{Rec inf.}$$

$$\text{Diam máx} = 0,735 \text{ m. para } 40\%$$

		Ø (diam)	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
para 40%	área de diam.		0,38	0,33	0,28	0,24	0,20
	1,26 # Tubos		3,00	4,00	4,00	5,00	6,00
	longitud que ocupa (m)		2,10	2,60	2,40	2,75	3,00
espaciamiento entre alveolos (m)			0,35	0,14	0,19	0,08	0,03
para 35%	1,1025 # Tubos		3,00	3,00	4,00	5,00	6,00
	longitud que ocupa (m)		2,10	1,95	2,40	2,75	3,00
	espaciamiento entre alveolos (m)		0,26	0,30	0,15	0,07	0,02
para 30%	0,945 # Tubos		2,00	3,00	3,00	4,00	5,00
	longitud que ocupa (m)		1,40	1,95	1,80	2,20	2,50
	espaciamiento entre alveolos (m)		0,58	0,30	0,34	0,19	0,11

ϕ elegido=	0,7	m
esp elegido=	0,35	m

Valores adoptados de pre dimensionamiento

para un 40% de área hueca

ϕ elegido= 0,7 que más se aproxima al máximo para llegar al 40% de área hueca.

esp elegido= 0,35 es el espaciamiento adecuado para el ancho del tablero y el área de alveolo elegida.

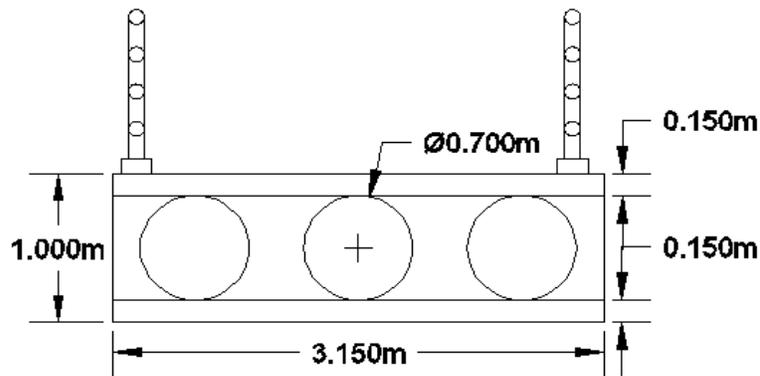
Tubos 3,00

espacio para el recubrimiento 0,3 m

r sup= hf= 0,15 m Cumple

r inf= 0,15 m Cumple

Figura 3. 2 Tablero Pre dimensionado



El pre dimensionamiento del tablero se puede observar mejor en el anexo N° 15.

3.3.1.2.4 Barandas

Las barandas son elementos muy importantes, pues su principal objetivo es el de brindar seguridad a los peatones que utilizan la pasarela y su diseño debe ser tal que ejerza una buena influencia sobre el aspecto del puente, siendo las barras finas las que dan una mejor imagen y contribuyen al aspecto liviano del puente.

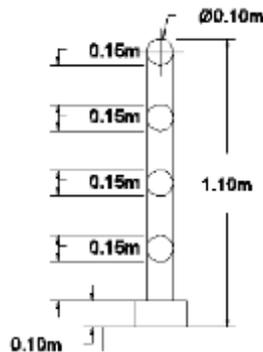
El diseño de la baranda es realizada en base a la normativa AASHTO en el punto 13.8 Baranda para peatones, de donde se toman los valores para la geometría de la misma.

La altura mínima de las barandas para peatones deberá ser de 1,06 m. medidos a partir de la cara superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos verticales y horizontales.

La abertura libre entre los elementos deberá ser tal q no permita el paso de una esfera de 15 cm. que será aplicado en los 68,5 cm inferiores y en la parte superior tal que no permita el paso de una esfera de 20 cm.

Figura 3. 3 Diseño de la baranda



El diseño de la baranda se puede apreciar mejor en el Anexo N° 16.

3.3.1.2.5 Escalera

Las dimensiones de la escalara se establecieron según recomendación del libro “Peter Neufert y Planungs – AG Neufert Mittmann Graf edición 14 México, y tomando en cuenta la altura a la que se encuentra el tablero del puente y dando la mayor comodidad posible al diseño.

- Contra huella de 0,17 m.
- Huella de 0,30 m.
- Ancho de la escalera de 1,5 m.
- El descanso con una longitud igual a $n \times$ la longitud de un paso + 1 huella, igual a $1(2 \times \text{contrahuella} + \text{huella}) + \text{huella}$ igual a $2(0,18\text{m}) + 0,3\text{m} + 0,3\text{m} = 0,96\text{m}$; por

lo tanto se adopta una longitud de descanso igual a 1m. que será colocado máximo cada 18 escalones.

3.3.1.2.6 Ascensor

Para el dimensionamiento del ascensor se tiene en cuenta que será de uso exclusivo para personas con capacidades diferentes, por lo que se opta por las dimensiones mínimas para el diseño.

- Ancho del ascensor de 1m.
- Largo del ascensor de 1,5 m.

Para la sustentación del ascensor se utilizará, un pórtico:

- Columnas de 0,3 m por 0,8 m.
- Viga de 0,3 m por 0,5 m para el pórtico.
- Viga en voladizo de 0,2 m por 0,55 m para sustentación de la escalera.

3.4 Cargas de Diseño

Se consideran cargas de diseño a todas las acciones que directamente o indirectamente influyen en el diseño de un puente peatonal y se deben tomar en cuenta en el proyecto.

El resumen de las cargas de diseño se puede observar en el Anexo N° 4.

3.4.1 Cargas permanentes

La carga permanente incluye el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios, superficie de rodamiento. Las cuales actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición.

Estas se deducirán de las dimensiones reales de los elementos y de sus correspondientes pesos específicos.

3.4.1.1 Peso propio

Correspondiente a los diferentes elementos resistentes:

Arco:

Para una dovela

$$V = 0,30 * 0,50 * 1$$

$$V = 0,15 \text{ m}^3$$

$$P = 0,15 \text{ m}^3 * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$P = 360 \text{ Kg/m}^3$$

Viga de soporte de péndolas: (1*3,15*0,3)

$$V = 1 * 3,15 * 0,3$$

$$V = 0,945 \text{ m}^3$$

$$P = 0,945 \text{ m}^3 * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$P = 2268 \text{ Kg/m}^3$$

Tablero:

Calculo del área real:

b: distancia entre alveolos.

$$b \text{ de losa} = 1,05 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ piezas} = 3,00$$

$$\text{área total} = 3,15 \text{ m}^2$$

$$\text{área alv.} = 1,15 \text{ m}^2$$

$$\text{Areal} = A_{\text{total}} - A_{\text{alveolar}}$$

$$A \text{ real} = 2,00 \text{ m}^2$$

$$A \text{ sección} = 2,00 \text{ m}^2$$

$$\gamma_h^\circ = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$g(x) = A_{\text{secc}} * \gamma_h$$

$$g(x) = 4789,12 \text{ kg/m}$$

$$g(x) = 46981,2 \text{ N/m}$$

$$g(x) = 46,98 \text{ KN/m} \quad \text{para toda la losa}$$

$$g(x) = \frac{Asecc * \gamma_h}{ancho losa}$$

$$g(x) = 14,91 \text{ KN/m}^2 \quad \text{distribuida en el área del tablero}$$

Peso propio del diafragma

$$N^{\circ} \text{ de diafragmas} = 8,00$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$L = 3,15 \text{ m}$$

$$\text{Vol diaf} = 0,95 \text{ M}^3$$

$$\gamma_h^{\circ} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{(diaf)} = \text{Vol diaf} * \gamma_h^{\circ}$$

$$P(\text{diaf}) = 2268,00 \text{ kg}$$

$$P_{tot(diaf)} = P_{(diaf)} * N^{\circ} \text{ de diaf}$$

$$P_{tot(diaf)} = 18144,00 \text{ kg}$$

$$g_{(xdiaf)} = \frac{P_{tot(diaf)}}{B_{tab} * L_c}$$

$$g_{(xdiaf)} = 245,00 \text{ Kg/m}^2$$

$$g_{(xdiaf)} = 2404,49 \text{ N/m}^2$$

$$g_{(xdiaf)} = 2,40 \text{ KN/m}^2$$

Peso propio de los bordillos de seguridad

$$N^{\circ} \text{ de bordillos} = 2,00$$

$$h = 0,80 \text{ m}$$

b= 0,15 m
L= 23,50 m
Vol bord= 2,82 m³
 $\gamma_{h^{\circ}}$ = 2400 kg/m³

$$P_{(bord)} = Vol\ bord * \gamma_{h^{\circ}}$$

P(bord)= 6768,00 kg

$$P_{tot(bord)} = P_{(bord)} * N^{\circ}\ de\ bord$$

Ptot(bord)= 13536,00 kg

$$g_{(xbord)} = \frac{P_{tot(bord)}}{B_{tab} * L_c}$$

g(xbord)= 548,57 Kg/m²

g(xbord)= 5381,49 N/m²

g(xbord)= 5,38 KN/m²

peso propio total del tablero

$$pp = g_{(x)} + g_{(xdiaf)} + g_{(xbord)}$$

PP = 22,70 KN/m²

3.4.1.2 Accesorios

Baranda: normativa AASHTO punto 13.8

$$P_{LL} = w * s + 890$$

$$w = 0,73 \text{ N/mm}$$

$$s = 1,5$$

PLL = 1985 N

$N^{\circ} \text{ postes} = \frac{L_c}{s}$	n°postes = 16,7 = 17,0
--------------------------------------------	------------------------

$qb = \frac{N^{\circ} \text{ postes} * P_{LL} * 2}{L_c * \text{ancho losa}}$

$$qb = 911,72 \text{ N/m}^2$$

qb = 0,91 KN/m²

Capa de rodadura y acabado

$q_{DW} = \frac{e_{\text{rodadura}} * \text{ancho losa} * \gamma_{c.r.}}{\text{ancho losa}}$

$$\text{Esp. capa} = 2 \text{ pulg}$$

$$5,08 \text{ cm}$$

$$\gamma_{c.r.} = 2320 \text{ kg/m}^3$$

$$117,856 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{DW} * =$$

q_{DW} * = 1,16 KN/m²

3.4.2 Sobre cargas vivas

3.4.2.1 Carga peatonal

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobre carga de $4,1 * 10^{-3}$ MPa, dato extraído de la normativa AASHTO.

- La carga peatonal se considera una carga supuestamente estática para los efectos de cálculo.
- Por las bajas velocidades que alcanza un peatón se justifica la omisión de los efectos dinámicos en un puente peatonal.

3.4.2.2 Carga de viento

La acción del viento se asimila como una carga uniformemente distribuida sobre el área de la estructura expuesta al viento.

$$V_{DZ} = 2,5 * V_o * \frac{V_{10}}{V_B} \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

V_{DZ} = Velocidad del viento a la altura de diseño. (Km/h)

V_{10} = Velocidad del viento a 10 m. (Km/h)

Se puede establecer a partir de:

→ Cartas de velocidad básica del viento disponibles en ASCE 7 - 88 para diferentes periodos de recurrencia.

→ Relevamientos de los vientos en el sitio de emplazamiento.

→ En ausencia de un criterio más adecuado, se tiene que:

$$V_{10} = V_B = 160 \text{ Km/h}$$

V_B = velocidad básica del viento igual a 160 Km/h.

Z = altura de la estructura en la cual se calcula las cargas de viento.

V_o = velocidad friccional, especificada en la tabla 3.8.1.1-1

Z_0 = longitud de fricción, especificada en la tabla 3.8.1.1-1

Tabla 3.8.1.1-1 – Valores de V_o y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_o (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Tomando en cuenta la condición del lugar de emplazamiento del puente peatonal se ve apropiado tomar los valores para un terreno abierto.

Velocidad básica del viento: en el proyecto de Norma Boliviana 1225003-1 se encuentra una tabla de velocidades de viento de donde se extrae el valor de velocidad de viento para la ciudad de Bermejo de 180 Km/h.

Datos:

$$V_{10} = 180 \text{ Km/h}$$

$$V_B = 160 \text{ Km/h}$$

$$Z = 10 \text{ m}$$

$$V_0 = 13,2 \text{ Km/h}$$

$$Z_0 = 0,07 \text{ m}$$

$V_{DZ} =$	184,21 Km/h
------------	--------------------

presión del viento sobre estructuras:

$$P_D = P_B * \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$P_B =$ Presión básica del viento, especificada en la siguiente tabla.

Tabla 3.8.1.2.1-1 – Presiones básicas, P_B , correspondientes a $V_B = 160 \text{ km/h}$

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

como la estructura que se está diseñando es un arco se toma los valores de P_B

carga a barlovento

carga a sotavento

$$P_B = 0,0024$$

$$P_B = 0,0012$$

$P_D =$	0,0032 N/mm ²
---------	--------------------------

$P_D =$	0,0016 N/mm ²
---------	--------------------------

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, por lo tanto los valores adoptados son:

$$P_D = 4,4 \text{ N/mm}^2$$

$$P_D = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

3.5 Hipótesis de carga.

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

dónde:

n= modificador de las cargas

Q= solicitaciones de las cargas

γ = factores de carga especificados en las tablas 1 y 2

Figura 3. 4 Combinaciones de carga y factores de carga

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Normativa AASHTO

Figura 3. 5 Factores de cargas permanentes

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

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

Fuente: Normativa AASHTO

Resistencia I

Combinación de cargas básica que representa el uso normal del puente, sin viento.

$$M_U = 1,25M_{DC} + 1,5 M_{DW} + 1,75M_{PL}$$

$$V_U = 1,25V_{DC} + 1,5 V_{DW} + 1,75V_{PL}$$

Resistencia III

Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 Km/h.

$$M_U = 1,25M_{DC} + 1,5 M_{DW} + 1,40M_{WS}$$

$$V_U = 1,25V_{DC} + 1,5 V_{DW} + 1,40V_{WS}$$

Servicio I

Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el

control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

$$V_U = 1V_{DC} + 1V_{DW} + 1V_{PL} + 0,3M_{WS}$$

3.6 Calculo estructural

3.6.1 Reglamento y normas utilizadas en el proyecto

En el presente trabajo, se toman como bases para el proyecto las normas vigentes de ACI para el diseño del hormigón armado, AASHTO para el diseño de puentes y el manual de carreteras de la ABC.

3.6.2 Análisis preliminar

Para la obtención de mejores resultados en la realización de este proyecto se vio factible la utilización del paquete estructural SAP2000, que utiliza el análisis de elementos finitos integrado, cuyo método corresponde al de los desplazamientos o de la rigidez, que se usa más ampliamente debido a q se pueden programarse con mayor facilidad y aplicarse a cualquier tipo de estructura.

Se vio conveniente resolver la estructura en dos partes, la primera conformada por el tablero, el arco y las péndolas; la segunda parte que son los accesos del puente, conformados por las escaleras y el ascensor para discapacitados; para mayor comodidad se optó por diseñar ambas partes de una manera independiente.

La primera parte se analizó con ayuda del paquete estructural SAP2000 para la obtención de los esfuerzos en los elementos, así como las reacciones en los apoyos, además de conocer si la estructura es estable o no, y si el pre dimensionamiento de las secciones de las estructuras de hormigón armado son las adecuadas y resistirían las solicitaciones requeridas.

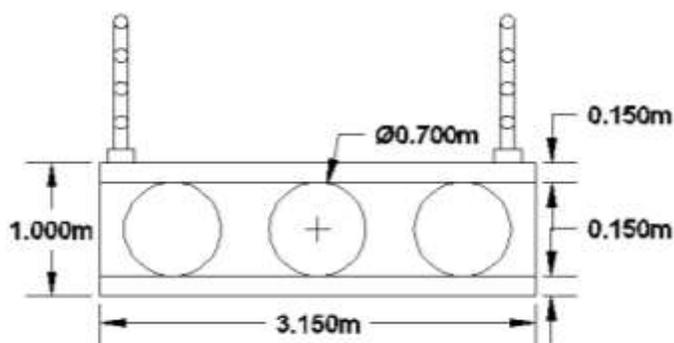
Los resultados obtenidos del análisis del puente peatonal se pueden observar en el Anexo N° 5.

La segunda parte de la estructura se diseñó con ayuda del paquete estructural CYPECAD, porque se determinó que ambas partes no tienen influencia la una en la otra, es decir que el arco con el tablero funcionan de una manera independiente a los accesos del puente peatonal, sin embargo tendrán una junta de unión que no perjudique la manera independiente de trabajar que se supuso, para el diseño.

3.7 Verificación del dimensionamiento y diseño final

3.7.1 Tablero del puente:

Para el cálculo estructural del puente peatonal se usó el paquete estructural SAP 2000 mencionado anteriormente, se vio necesario realizar un artificio para colocar la sección del tablero, que es una losa alveolada, donde en lugar de colocar los alveolos circulares se optó por hallar un área equivalente y colocar secciones rectangulares, fue necesario hacer esto para facilitar la introducción de la sección del tablero en el paquete estructural.



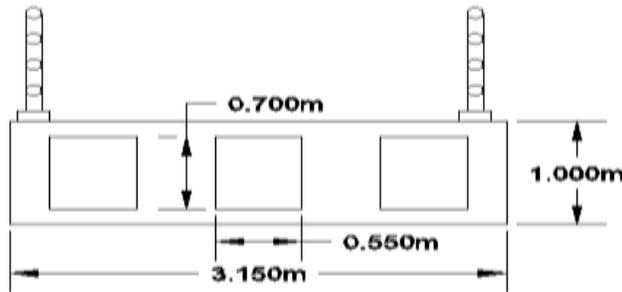
Área del alveolo=	0,38 m ²
-------------------	---------------------

Para volver rectángulo el alveolo se tomó la altura como constante igual a 0,7 m y se encontró una nueva base.

$A_{rect} = b * h$

h=	0,7 m
b=	0,55 m

Sección equivalente:



3.7.1.1 Diseño a flexión:

datos

Mu=	21,49	KN.m	219062,18	Kg/cm	Dato extraído de los resultados del paquete
Mn=	23,88	KN.m	243402,42	Kg/cm	estructural SAP 2000

Factor de resistencia:

ϕ =	0,9	punto 5.5.4.2 Normativa AASHTO
f_c' =	250	kg/cm ²
f_y =	4200	Kg/cm ²
hlosa=	1	m 100 cm
blosa=	1,05	m 105 cm
hf=	0,15	m 15 cm

Calculo del canto util (d):

Rec. Min=	5	cm	norma AASHTO tabla 5.12.3-1
ϕ de est =	8	mm	0,8 cm mínimo autorizado por la
ϕ de bar =	16	mm	1,6 cm norma

$$d = h - rec - \phi_{est} - \frac{\phi_{barra}}{2}$$

$$d = 93,4 \text{ cm}$$

Calculo de la altura del bloque de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \frac{Mu}{fc' * b * d^2}} \right]$$

$$a = d_p \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 \phi fc' b d_p^2}} \right]$$

si: $a < hf$ → la sección es rectangular

$a > hf$ → Bloque de compresiones dentro del alma

$a = 0,117 \text{ cm}$ → la sección es rectangular

Como el bloque de compresiones se encuentra dentro del ala, la sección se calcula como rectangular.

Verificación de los momentos:

Se realiza el cálculo de momentos para verificar lo que resiste el bloque de compresiones y realizar el cálculo.

		cada	b	
Mo	28749656 Kg.cm	15 cm	105 cm	Cal. a con Mu

Como la sección se calcula como rectangular se verifica que el ala soporta un momento mayor al momento último por lo que se debe realizar el cálculo con el momento último.

Cálculo de la armadura necesaria:

si: calculo directo la armadura

$$As = \frac{0,85 * fc' * b * a}{fy}$$

$$As = 0,62 \text{ cm}^2$$

Calculo de la armadura mínima:

Norma ACI 10.5 refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * fy} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 9,23 \text{ cm}^2$$

Pero no menor que:

$$A_{smin} = \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{smin} = 18,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3,269 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho * b * h$$

$$A_{smin} = 18,9 \text{ cm}^2$$

si: $A_s > A_{smin} \rightarrow$ usar A_s
 $A_s < A_{smin} \rightarrow$ usar A_{smin}
 \rightarrow usar A_{smin}

el área de acero necesaria es: $A_{st} = 18,90 \text{ cm}^2$

Número de barras:

ϕ de bar = 16 mm

$A_{\phi} = 2,011 \text{ cm}^2$

$N^{\circ} = 9,40 \rightarrow 10$

Calculo del espaciamiento:

punto 5.10.3.1 Norma AASHTO

$s_{min} = 2,4 \text{ cm}$

$s_{min} = 4,5 \text{ cm} \rightarrow 3,8 \text{ cm}$

$s_{min} = 3,8 \text{ cm}$

$s_{max} = 45 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm}$

$s_{max} = 2,4 \text{ cm}$

$$S = \frac{b_{losa} - (N^{\circ}_{barra} * \phi_{barra}) - (2 * \phi_{estribo})}{N^{\circ}_{barra}}$$

	Smin	Smax
s=	9 cm	cumple cumple

Límites para las armaduras: Norma AASHTO punto 5.7.3.3

Verificación por As máximo

la máxima cantidad de armadura deberá ser tal que:

$\frac{a}{d} \leq 0,42$	a=	0,109	→	0,0012	<	0,42	cumple
	d=	93,40					

Verificación por As mínimo

la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1,2 M_{cr} y 1,33M_u

$$1,2M_{cr} = 1,2 * f_r * S$$

siendo:

$f_r = 2 \sqrt{f'_c}$	→	f _r = 31,62 Kg/cm ²
-----------------------	---	------------------------------------------------

$S = \frac{b * h^2}{6}$	→	S= 175000 Cm ³
-------------------------	---	--------------------------------

Por lo tanto:

$1,2M_{cr} = 1,2 (31,62)(175000)$	→	6640783 Kg/cm
-----------------------------------	---	---------------

$$1,3 Mu = 1,3(204791,03)$$

→

$$266228 \text{ Kg/cm}$$

el menor valor es:

$$Mo = 266228,34 \text{ Kg/cm}$$

$$Mu = As_{min} * \phi * fy * (d - \frac{a}{2})$$

la cantidad de acero calculada resiste:

$$Mu = 6668780,227 \text{ Kg/cm}$$

$$Mu > Mo$$

6668780,23 Kg/cm	>	266228,34 Kg/cm	cumple
------------------	---	-----------------	--------

usar: 10 ϕ 16 c/ 9 cm

Cálculo de la armadura de distribución:

Norma AASHTO punto 9.7.3.2

s= 23500 mm

Longitud de tramo efectiva; punto 9.7.2.3

% ref. 50 %

$$\frac{1750}{\sqrt{s}} \leq 50\%$$

para armadura de distribución en dirección secundaria, si la armadura principal es paralela al tráfico, Norma AASHTO punto 9.7.3.2.

$$\%arm = 11,416 \% \text{ cumple}$$

$$As_{dist} = As * \%arm$$

$$As_{dist} \rightarrow 2,16 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$\phi = 12 \text{ mm}$

$$A_{\phi} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} = 1,91 \rightarrow 2,00$$

Cálculo del espaciamiento:

punto 5.10.3.1 Norma AASHTO

$s_{min} =$	1,8	cm				
$s_{min} =$	4,5	cm	\rightarrow	3,8	cm	
$s_{min} =$	3,8	cm				
$s_{max} =$	45	cm	\rightarrow	45	cm	
$s_{max} =$	1,8	cm				
$s =$	2326,00	cm	\rightarrow	2326	cm	
						S_{min} S_{max}
						cumple no cumple

adopto	$s =$	40 cm
--------	-------	-------

usar: ϕ 12 c/ 40 cm

Cálculo de la armadura de temperatura:

Norma AASHTO punto 5.10.8.2

$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 * A_g$

Área bruta de la sección

$A_g = b_{losa} * h_{losa}$

$$A_g = 6652 \text{ cm}^2$$

entonces:

$A_{s \text{ temp}} = 11,97 \text{ cm}^2$

para cada lado:

$A_{s \text{ temp}} = 5,986 \text{ cm}^2/\text{capa}$

Número de barras:

$$\begin{aligned}\phi &= 12 \text{ mm} \\ A\phi &= 1,131 \text{ cm}^2 \\ N^\circ &= 5,29 \rightarrow 6,00\end{aligned}$$

Cálculo del espaciamiento:

punto 5.10.3.1 Norma AASHTO

$$s_{\min} = 1,8 \text{ cm}$$

$$s_{\min} = 4,5 \text{ cm} \rightarrow 3,8 \text{ cm}$$

$$s_{\min} = 3,8 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 45 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 1,8 \text{ cm}$$

$$s = 16,03 \text{ cm} \rightarrow$$

$S = 16,00 \text{ cm}$	S_{\min}	S_{\max}
	cumple	cumple

usar: ϕ 12 c/ 16 cm en cada sentido de la losa

Cálculo de la armadura de contracción en caras laterales:

En el alma de la viga:

$$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 * A_g$$

$$A_g = b_{\text{losa}} * h_{\text{losa}}$$

$$A_g = 5076,5 \text{ cm}^2$$

entonces:

$$A_{s \text{ temp}} = 9,1378 \text{ cm}^2$$

para cada lado:

$$A_{s \text{ temp}} = 4,5689 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

Número de barras:

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\phi} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} = 4,04 \rightarrow 4,00 \quad \text{en cada sentido de la losa}$$

Cálculo del espaciamiento:

punto 5.10.3.1 Norma AASHTO

$$s_{\min} = 1,8 \text{ cm}$$

$$s_{\min} = 4,5 \text{ cm} \rightarrow 3,8 \text{ cm}$$

$$s_{\min} = 3,8 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 45 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 1,8 \text{ cm}$$

$$s = 19,40 \text{ cm} \rightarrow \boxed{S = 19 \text{ cm}} \quad \begin{array}{l} S_{\min} \\ \text{cumple} \end{array} \quad \begin{array}{l} S_{\max} \\ \text{cumple} \end{array}$$

usar: **4** ϕ **12 c/** **19 cm** en cada lado

3.7.1.2 Diseño a corte:**Datos**

$$V_u = 58,763 \text{ kg}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{punto 5.5.4.2 Normativa AASHTO}$$

$$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{\text{losa}} = 1 \text{ m} \quad 100 \text{ cm}$$

$$h_f = 0,15 \text{ m} \quad 15 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante resistente: Norma AASHTO punto 5.8.2.1

$$\boxed{V_r = \phi V_n}$$

Resistencia nominal al corte:

norma AASHTO punto 5.8.3.3

siendo V_n el menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0,25 * f'_c * b_v * d_v + V_p \end{array} \right.$$

Cortante resistente concreto

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

 $\beta = 2$ norma AASHTO punto 5.8.3.4 $b_v = 35$ cm ancho del ala $d = 93,4$ cm dato extraído del diseño a flexión $a = 0,1093$ cm

$$d_v = d - \frac{a}{2} \quad \text{altura de corte efectiva}$$

$$d_v = 93,3454 \text{ cm}$$

no menor que:

$$d_v = 0,9 d$$

84,06 cm < 93,3454 cm cumple

$$d_v = 0,72 h$$

72 m < 93,3454 cm cumple

entonces tenemos que:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{250} (35)(93,34)$$

$$V_c = 2738 \text{ Kg}$$

cortante resistente del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$\begin{aligned}
 s &= 20 \text{ cm} && \text{espaciamiento asumido de estribos} \\
 A_v &= 1,01 \text{ cm}^2 && \text{asumiendo dos ramas de } \phi \text{ de 8} \\
 \Theta &= 45^\circ && \text{punto 5.8.3.4} \\
 \alpha &= 90^\circ && \text{ángulo de inclinación del estribo}
 \end{aligned}$$

por lo tanto:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s}$$

entonces tenemos

que:

$$V_s = \frac{(1,57)(4200)(92,75)}{20}$$

$$V_s = 19707 \text{ Kg}$$

componente de fuerza de pretensado

$$V_p = 0$$

Cortante nominal resistente:

$V_c =$	2737,8	Kg
$V_s =$	19707	Kg
$V_p =$	0	Kg

el menor valor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 22444 \text{ kg}$$

$$V_n = 0,25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$$

$$\rightarrow 22444,44 \text{ kg}$$

$$V_n = 204193 \text{ kg}$$

Cortante resistente total:

$$V_r = \phi V_n$$

V_r debe ser mayor que V_u

$V_r =$	20200 kg	>	$V_u =$	58,763 Kg	cumple
---------	----------	---	---------	-----------	--------

Mínima armadura transversal

Norma AASHTO punto 5.8.2.5

$$A_v \geq 0,27 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_v \geq A_{vmin}$$

$A_v =$	1,01 cm	>	0,71 cm	cumple
---------	---------	---	---------	--------

Máxima separación de la armadura transversal

Norma AASHTO punto 5.8.2.7

tensión de corte en el hormigón

Norma AASHTO punto 5.8.2.9

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

$V_u =$	6,87 Kg/cm ²
---------	-------------------------

si:

$$V_u < 0,125 f'_c$$

→

$$S_{max} = 0,8 d_v \leq 60 \text{ cm}$$

$$V_u \geq 0,125 f'_c$$

→

$$S_{max} = 0,4 d_v \leq 30 \text{ cm}$$

$$V_u = 6,87 \text{ Kg/cm}^2 < 31,25 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow S_{\max} = 0,8d_v$$

$$S_{\max} = 74,68 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$S_{\max} = 60,00 \text{ cm}$$

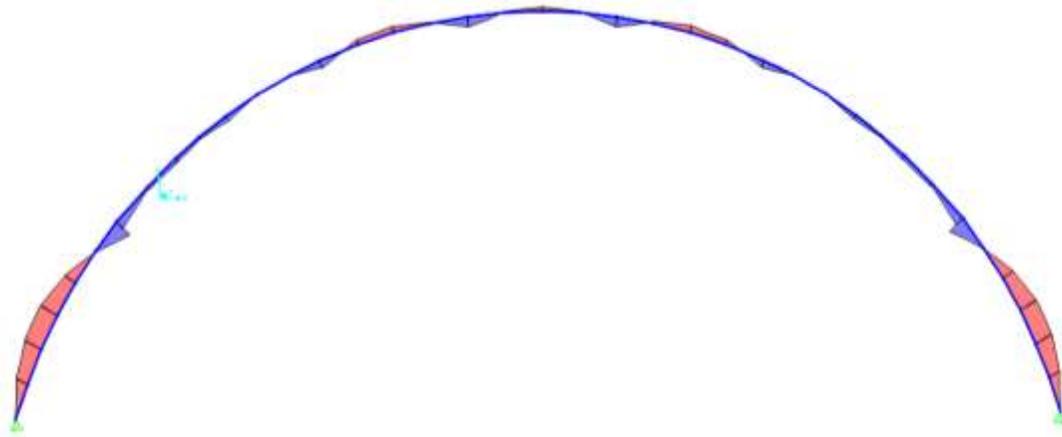
como: $S = 20 \text{ cm} < 60,00 \text{ cm}$ cumple

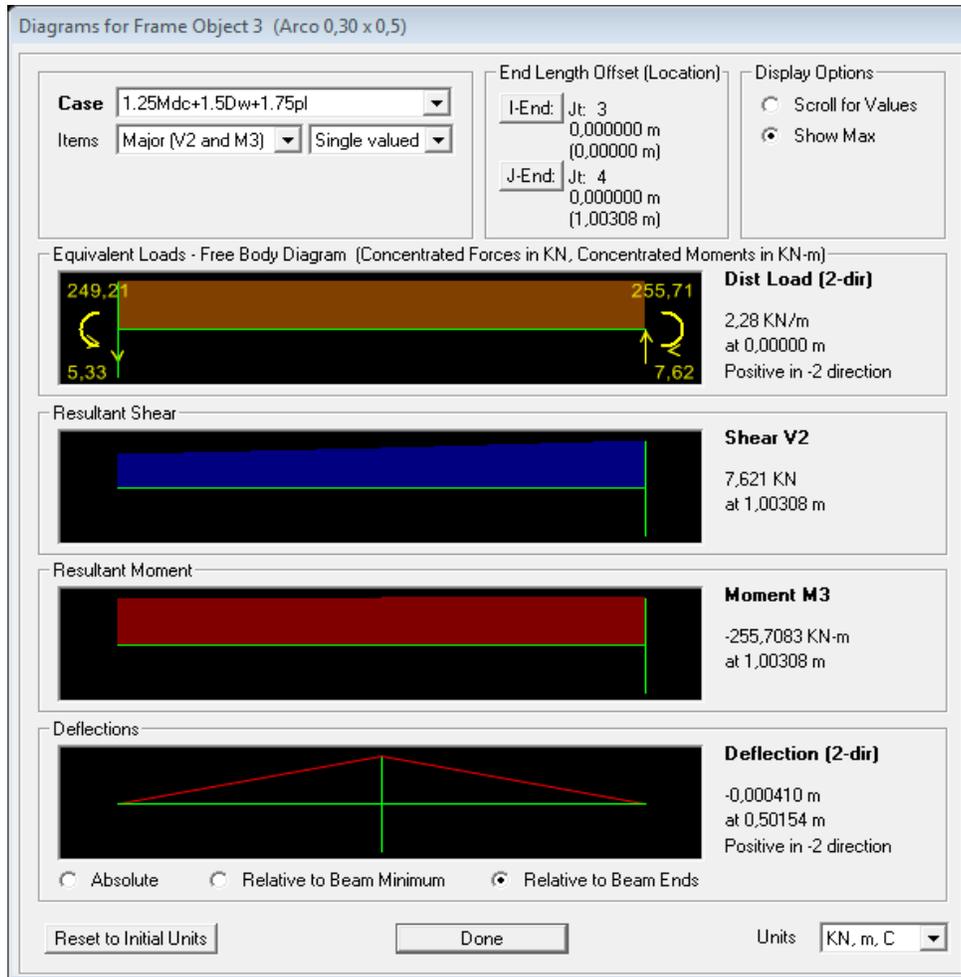
usar: $\emptyset \quad 8 \text{ c/} \quad 20 \text{ cm}$

3.7.2 Diseño de las secciones prefabricadas del arco

Diseño de la tercera dovela; por ser la más desfavorable:

Figura 3. 6 Diagrama de momentos





Datos:

Mux= 255,71 KN.m
 Muy= 0 KNm eje débil
 Pu 1491,69 KN 1,49 MN
 Fc= 250 Kg/cm2 25 Mpa
 Fy= 4200 Kg/cm2 420 MPa
 ø 0,65 ACI punto 9.3.2.2.

sección propuesta:

b= 0,3 m 30 cm base del arco
 h= 0,5 m 50 cm
 r= 3 cm Norma ACI punto 7.7.3 (b)
 ø de est= 8 mm 0,8 cm

ϕ de bar= 16 mm 1,6 cm

como la sección es rectangular se calculan los parámetros en ambas direcciones

Para flexión respecto al eje débil

calculo de y

$$y = \frac{d}{b}$$

$$d = b - 2(rec) - 2(\phi_{est}) - \phi_{barra}$$

$$d = 20,8 \text{ cm}$$

$$y = 0,69$$

Para la flexión respecto al eje x

$$y = \frac{d}{h}$$

$$d = h - 2(rec) - 2(\phi_{est}) - \phi_{barra}$$

$$d = 40,8 \text{ cm}$$

$$y = 0,82$$

Cálculo del momento ultimo dado:

$$M_{ux} = (M_{ux}) \frac{b}{h}$$

$$M_{ux} = 153,43 \text{ KNm}$$

→

$$0,153 \text{ MNm}$$

Carga axial última:

$$P_u = 1491,7 \text{ KN} \rightarrow 1,49169 \text{ MNm}$$

Cálculo de los parametros "n" y "m" para los diagramas

calculo de n

$$n = \frac{P_u}{b \times h} \rightarrow n = 9,94$$

calculo de m

$$m = \frac{M_u}{b \times h^2} \rightarrow m = 2,05$$

se determina p del diagrama de interaccion

$$\gamma = 0,80 \quad p = 0,01$$

$$\gamma = 0,90 \quad p = 0,01$$

para $\gamma = 0,82 \quad P = 0,01$

verificación de las cuantías límites:

pmin		Pmax
0,01	$< p \leq$	0,08
0,01	$< 0,01 \leq$	0,08
Cumple		Cumple

Sección de armadura requerida:

$$A_{st} = p \times A_g$$

$$A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 15,00 \text{ cm}^2$$

pendiente lineal radial: $\frac{e_y}{h} \rightarrow 0,34$

curva: $p = 0,0107$

$\gamma = 0,80$

$p = 0,0100 \quad n = 6,98 \quad \text{Mpa}$

$p = 0,0200 \quad n = 8,43 \quad \text{Mpa}$

para

$p = 0,0107$	$n = 7,08$
--------------	------------

 Mpa

$\gamma = 0,90$

$p = 0,0100 \quad n = 7,15 \quad \text{Mpa}$

$p = 0,0200 \quad n = 8,98 \quad \text{Mpa}$

para

$p = 0,0107$	$n = 7,28$
--------------	------------

 Mpa

Por lo tanto para $\gamma = 0,82$

$\gamma = 0,8 \quad n = 7,08 \quad \text{Mpa}$

$\gamma = 0,9 \quad n = 7,28 \quad \text{Mpa}$

$\gamma = 0,82$	$n = 7,12$	Mpa
-----------------	------------	-----

$n = \frac{\phi Pnxo}{Ag} \rightarrow Pnxo = \frac{n * Ag}{\phi}$

$P_{nxo} =$	1,64	MN	\rightarrow	1642,26	KN
-------------	------	----	---------------	---------	----

$P_{nyo} \rightarrow e_y = 0 ; e_x = \frac{Muy}{Pu}$

$e_x =$	0	m
---------	---	---

Diagrama

del eje y $\gamma = 0,69$

pendiente lineal radial:

$\frac{e_x}{b}$

 $\rightarrow 0,00$

curva:

$p = 0,0107$

$\gamma = 0,70$

$p = 0,02$ $n = 0$ Mpa

$p = 0,03$ $n = 0$ Mpa

para

$p = 0,0107$	$n = 0,00$
--------------	------------

 Mpa

$\gamma = 0,8$

$p = 0,02$ $n = 0$ Mpa

$p = 0,03$ $n = 0$ Mpa

para

$p = 0,0107$	$n = 0,00$
--------------	------------

 Mpa

Por lo tanto para $\gamma = 0,69$

$\gamma =$	0,7	$n =$	0,00	Mpa
$\gamma =$	0,8	$n =$	0,00	Mpa
$\gamma =$	0,69	$n =$	0,00	Mpa

$$n = \frac{\phi P_{nyo}}{A_g} \rightarrow P_{nyo} = \frac{n * A_g}{\phi}$$

$P_{nyo} =$	0,00	MN	\rightarrow	0	KN
-------------	------	----	---------------	---	----

Resistencia nominal:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_o}$$

\rightarrow

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{2550} + \frac{1}{4208} - \frac{1}{5284}$$

$$P_{nxo} = 1642,264 \text{ KN}$$

$$P_{nyo} = 0 \text{ KN}$$

$$P_o = 3828,888 \text{ KN}$$

$1/P_n =$	0,0003	\rightarrow	$P_n =$	2875,686	KN
-----------	--------	---------------	---------	----------	----

Verificación de aplicabilidad del método

$$P_n \geq 0,10 * P_o$$

$P_n =$	2875,686	KN	$>$	$0,10 P_o =$	382,8888	KN	Cumple
---------	----------	----	-----	--------------	----------	----	--------

Verificación de la resistencia

$\phi =$	0,65	columna	$\phi P_n \geq P_u$	ACI punto 10.3.6.2
----------	------	---------	---------------------	--------------------

$\phi P_n =$	1869,196	KN	$>$	$P_u =$	1491,69	KN	Cumple
--------------	----------	----	-----	---------	---------	----	--------

Finalmente se dispone:

usar: **8,00 ϕ 16 mm** barras longitudinales

Para los estribos:

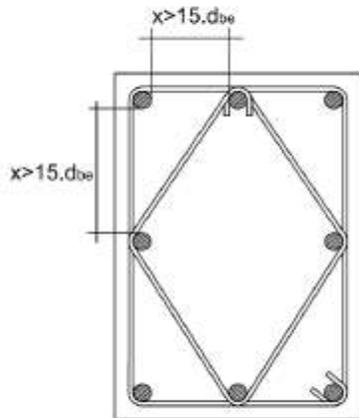
ϕ de est= 8 mm

separación máxima:

el menor valor de	}	12 ϕ barra	19,2 cm
		48 ϕ estribo	
		$b = 35$	38,4 cm
			35 cm

$S_{max} =$	19	cm
-------------	----	----

Verificación de las condiciones de arriostramiento, de las barras longitudinales



$x >$	15 $\phi_{estribo}$
-------	---------------------

$x =$ 12 cm

lado dirección x

$$x = \frac{b - 2(\text{rec} + \phi_{\text{estribo}}) - 3 * \phi_{\text{barra}}}{2}$$

$$x = 8,8 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

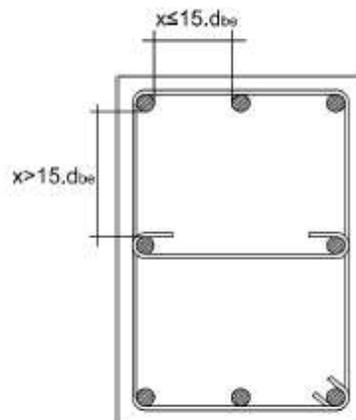
No deben arriostrarse las barras intermedias de las caras en dirección X

lado dirección y

$$x = \frac{h - 2(\text{rec} + \phi_{\text{estribo}}) - 3 * \phi_{\text{barra}}}{2}$$

$$x = 18,8 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

Deben arriostrarse las barras intermedias de las caras en dirección Y



por lo tanto se disponen:

estribos cerrados:

∅ 8 mm c/ 19 cm

arrostramiento para barras medias:

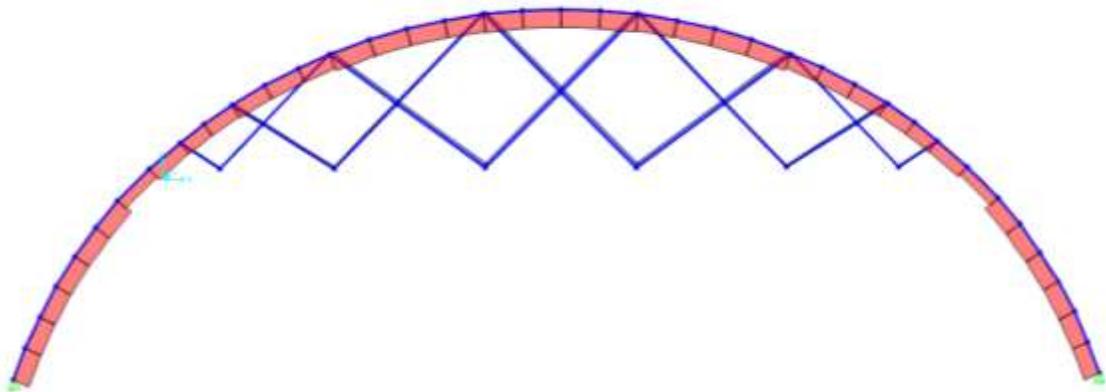
∅ 8 mm c/ 19 cm

3.7.3 Diseño a torsión:

El diseño por momento torsor no se realizó debido a que los momentos torsores que presentaba el arco eran muy diminutos, por lo que se decidió obviar el cálculo de la armadura a torsión.

3.7.4 Diseño de las péndolas:

Figura 3. 7 Diagrama de esfuerzos axiales



para el diseño de las péndolas debe solo tomarse el 45% de la rotura del cable

datos:

P = 815,71 KN

83150,866 Kg

Fy = 18900 Kg/cm²

Acero grado 270

Factor de reducción 0,45

Atoron = 0,987 cm

Avaina =

$$N_{torones} = \frac{P}{0,45 * f_y * A_{toron}}$$

$$N_{\text{torones}} = 9,9054751$$

$$N_{\text{torones}} = 10$$

3.7.5 Diseño de las zapatas del arco

Figura 3. 8 Reacciones del arco

	Joint Element 1		
	1	2	3
Force	776,016	0,000	1288,704
Moment	0,000	0,000	0,000

Calculo de la capacidad portante del suelo por métodos teóricos

datos:

$\gamma_s = 1900$ kg/m³ mezcla de grava, arena y limo

$c = 0$

$\Phi = 33$ ángulo de fricción

$B = 3,5$ m

$D_f = 2$ m

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos:

se presenta en arenas medias y flojas

$$q_u = 0,867cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

según Kumbhojkar; de tabla factores modificados:

$N_c = 22,39$

$N_q = 10,69$

$N_\gamma = 6,32$

calculo de la sobrecarga efectiva:

$$q = \gamma Df$$

$$q = 3800 \text{ Kg/m}^2$$

por lo tanto tenemos:

$$q_u = 57433,2 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 5,74332 \text{ Kg/cm}^2$$

$F_s = 3$ dato extraído del libro Braja Das pag 165 como mínimo factor

$$q_{adm} = 1,91 \text{ Kg/cm}^2$$

Datos:

$$F_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$q_a = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$ Capacidad admisible del terreno, dato extraído del estudio de suelos

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$P = 967,78 \text{ KN} \quad 98652 \text{ Kg} \quad \text{Carga de servicio}$$

$$P_u = 1288,7 \text{ KN} \quad 131366 \text{ Kg} \quad \text{Carga ultima mayorada}$$

Carga del suelo sobre la zapata:

$$\gamma_s = 1900 \text{ kg/m}^3 \quad \text{mezcla de grava, arena y limo}$$

$$h_s = 1,5 \text{ m}$$

$$b = 4 \text{ m}$$

$$a = 4 \text{ m}$$

columna:

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

$$a = 0,5 \text{ m}$$

$$h = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{vol col} = 0,225 \text{ m}^3$$

$$\text{vol s} = 9,775 \text{ m}^3$$

La carga del suelo sobre la zapata será:

Cs =	22287 Kg
------	----------

Carga última de diseño:

Pu =	153653 Kg
------	-----------

Dimensionamiento en planta

$$qa = \frac{P}{Areq} \rightarrow Areq = \sqrt{\frac{P}{qa}}$$

Para una zapata cuadrada:

$$A = B = 320,055 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A = 3,30 \text{ m}$$

$$B = 3,30 \text{ m}$$

Área adoptada: →

A =	3,50 m
B =	3,50 m

Presión neta última que la zapata transmite al suelo:

$$qu = \frac{Pu}{Areq}$$

qu =	1,25 Kg/cm ²
------	-------------------------

Capacidad calculada:

$$q = \frac{P}{Aadop}$$

q =	0,81 Kg/cm ²
-----	-------------------------

se verifica que:

$$q \leq qa$$

Cum

q = 0,81 Kg/cm² < qa = 1,5 Kg/cm² ple

Dimensionamiento en elevación

Verificación al corte por punzonamiento:

$$Ao = (a + d) * (b + d)$$

$$bo = 2 * (a + b + 2 * d)$$

$$Vu = \frac{qu(A * B - Ao)}{\phi * bo * d}$$

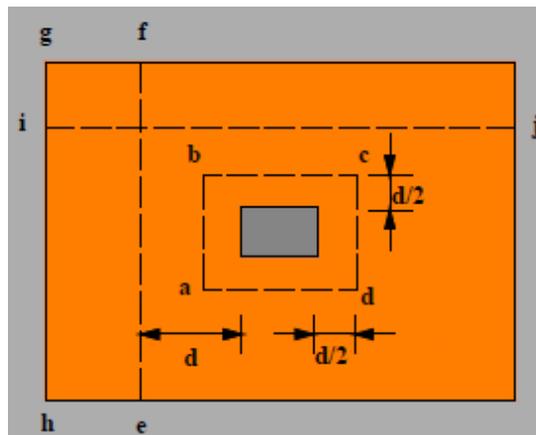
Vu: tensión cortante actuante en la zapata

Ao: Área de la sección crítica para cortante

bo: Perímetro de la sección crítica para cortante

d = 15 cm canto útil mínimo de la zapata Norma ACI punto 15.7

φ = 0,75 Factor de reducción de resistencia para cortante y torsión Norma ACI punto 9.3.2.3



por lo tanto:

d =	0,15 m	canto útil
a =	0,5 m	lado largo columna
b =	0,3 m	lado corto columna

$$A_o = (a + d) * (b + d) \quad \rightarrow \quad A_o = 29,25 \text{ cm}$$

$$b_o = 2 * (a + b + 2 * d) \quad \rightarrow \quad B_o = 220 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión admisible de corte por punzonamiento:

el menor valor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * \sqrt{f'_c} \\ V_c = 0,27 \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'_c} \\ V_c = 1,06 * \sqrt{f'_c} \end{array} \right.$$

$\beta =$ 1,67 Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$\alpha_s =$ 40 para cargas aplicadas al centro de la zapata

V_c : Tensión cortante proporcionada por el concreto

$$V_c = 18,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 20,18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 16,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$V_c = 16,76 \text{ Kg/cm}^2$

Se debe verificar, que:

$$V_u \leq V_c$$

$$V_u = \frac{qu(A * B - A_o)}{\phi * b_o * d} = V_c$$

$$\frac{qu(A * B - (a + d_{min}) * (b + d_{min}))}{\phi * b_o * d_{min}} = 16,76 \text{ Kg/cm}^2$$

qu =	1,25 Kg/ cm ²
A =	350 cm
B =	350 cm
ϕ =	0,75
d =	15 cm
a =	50 cm
b =	30 cm

como es una zapata cuadrada a A= B, entonces tenemos que:

$$\frac{qu(A * B - (a + d_{min}) * (b + d_{min}))}{\phi * 2 * (a + b + 2d_{min}) * d_{min}} = 16,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 20,807 \text{ Kg/ cm}^2 \quad \rightarrow \quad d_{min} = 32,52 \text{ cm}$$

Verificación a corte por flexión:

La tensión cortante está determinada por:

$$V_c = 0,53\sqrt{f_c}$$

Para el eje "X"

$$m = \frac{A - a}{2} \quad \rightarrow \quad m = 150 \text{ cm}$$

$$qx = qu * B \quad \rightarrow \quad qx = 439,01 \text{ Kg/cm}$$

Para encontrar el canto útil, se igualan las ecuaciones de cortante de diseño Vu y la cortante admisible Vc

$$Vu = \frac{qx * (m - d)}{\phi * B * d} = Vc = 0,53\sqrt{f_c}$$

$$Vc = 0,53\sqrt{f_c} \quad \rightarrow \quad \boxed{8,38 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\frac{qx * (m - d_{min})}{\phi * B * d_{min}} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vc = 8,17 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad d_{min} = 25,49 \text{ cm}$$

Para el eje "y"

$$n = \frac{B - b}{2} \quad \rightarrow \quad n = 160 \text{ cm}$$

$$qy = qu * A \quad \rightarrow \quad qy = 439,01 \text{ Kg/cm}$$

Para encontrar el canto util, se igualan las ecuaciones de cortante de diseño Vu y la cortante admisible Vc

$$Vu = \frac{qy * (n - d)}{\phi * A * d} = Vc = 0,53\sqrt{f_c}$$

$$Vc = 0,53\sqrt{f_c} = \boxed{8,38 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\frac{qx * (n - dmin)}{\phi * A * dmin} = 8,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 7,78 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad dmin = 28,32 \text{ cm}$$

Definición del canto útil

El canto útil mínimo de la zapata es el mayor de las verificaciones realizadas.

$$\text{Por lo tanto:} \quad dmin = 32,52$$

La altura mínima de la zapata sera:

$$hmin = dmin + rec$$

$$hmin = 37,52 \text{ cm}$$

Adoptando un valor constructivo:

hmin=	40 cm
-------	-------

Verificación de la transferencia de esfuerzos:

Esfuerzo de aplastamiento:

$$f_a = \frac{Pn}{A_1} \leq f_{adm} = 0,85 * \phi * f_c \quad \text{Norma ACI punto 10.17.1}$$

$\phi = 0,65$ Factor de reducción de resistencia Norma ACI punto 9.3.2.4

$f_a =$ factor de transferencia de esfuerzos

$f_{adm} =$ factor admisible de transferencia de esfuerzos

$Pn = 131366 \text{ Kg}$ Carga axial mayorada

$A_1 = 1500 \text{ cm}^2$ Área de la columna

$$f_a = \frac{Pn}{A_1} \rightarrow 87,58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{adm} = 0,85 * \phi * f'_c \rightarrow 138,13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a \leq f_{adm}$$

$f_a = 87,58 \text{ Kg/cm}^2 < f_{adm} = 138,13 \text{ Kg/cm}^2$	Cumple
------------------------------------------------------------------	--------

Como cumple la condición no es necesario colocar un pedestal, arranques o bastones.

Calculo del refuerzo de acero por flexión

Las zapatas cuadradas trabajan en una sola dirección, entonces la armadura se distribuye uniformemente a lo largo y ancho de la zapata

$$\phi = 0,9$$

Valor utilizado cuando $\epsilon_t \geq 0,005$, generalmente ocurre en zapatas

$$A_{s1} \text{ será el mayor valor de } \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = \frac{M_y}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \rightarrow a = \frac{A_{s1} * f_y}{0,85 * f'_c * B} \\ A_{s1min} = 0,0018 * B * h \end{array} \right.$$

$$M_y = qx * \frac{m^2}{2}$$

Norma ACI punto 9.12.2.1

$M_y = 4938844,92 \text{ Kg.cm}$

$$\frac{a^2 * \phi * 0,85 * f'_c * B}{2} - a * \phi * 0,85 * f'_c * B * d + My = 0$$

My=	-3520061,22	kg.cm	→	a =	1,54	cm
-----	-------------	-------	---	-----	------	----

Entonces tenemos que:

$$A_{s1} = \frac{My}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \rightarrow \quad \boxed{As1 = 38,17 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s1min} = 0,0018 * B * h \quad \rightarrow \quad \boxed{As1min = 25,2 \text{ cm}^2}$$

Adoptando el mayor valor, tenemos:

As1 =	38,17	cm ²
-------	-------	-----------------

Número de barras:

∅ de barra = 16 mm

A∅ = 2,011 cm²

Nº = 18,98 → 19,00

Calculo del espaciamiento:

Norma ACI punto 7.6

Smin = 2,5 cm

smax = 45 cm

$$s = \frac{B - (2 * rec) - (N^{\circ}_{bar} * \phi_{barra})}{N^{\circ}_{bar} - 1}$$

espaciamiento calculado	$s =$	17,2 cm	S_{min}	S_{max}
espaciamiento adoptado	$s =$	17 cm	cumple	cumple

usar: 19 \emptyset 16 c/ 17 cm

Adherencia y desarrollo en barras

$l_{dmin} =$ 30 cm

$$l_d = \frac{f_y}{3,5 * \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}} * d_b$$

$\Psi_t =$ 1

$\Psi_e =$ 1

$\Psi_s =$ 0,8 para diámetros hasta 20 mm

$\lambda =$ 1 para concreto normal

$K_{tr} =$ 0 índice de refuerzo transversal

$d_b =$ 16 mm diámetro de la barra de acero

$f_y =$ 4200 Kg/cm² Resistencia a la fluencia del acero

$f_c =$ 250 Kg/cm² Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

Cb es el menor valor de: $\left\{ \begin{array}{l} c_b = \text{rec lateral} \rightarrow 2,5 \text{ cm} \\ c_b = \frac{s + \emptyset \text{ barra}}{2} \rightarrow 9,3 \text{ cm} \end{array} \right.$

$cb =$	2,5
--------	-----

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5 \quad \rightarrow \quad 1,5625 \text{ Cumple}$$

$$l_d = \frac{f_y}{3,5 * \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}} * d_b$$

$l_d =$	62,17 cm
---------	----------

Verificación de la longitud de desarrollo de las zapatas:

$$m - r \geq l_d \quad \rightarrow \quad 120 \text{ cm} \quad l_d = \quad 62,17 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

$$n - r \geq l_d \quad \rightarrow \quad 140 \text{ cm} \quad l_d = \quad 62,17 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

3.7.6 Diseño de los accesos al puente

3.7.6.1 Diseño de la escalera

Con la ayuda del paquete estructural CYPECAD se diseñó las escaleras que servirán de acceso al puente, se diseñó esto como una estructura independiente porque se apoya en el pórtico del ascensor y así no influyendo con su carga al tablero ni al arco del puente peatonal.

La escalera se diseñó en 3 tramos por mayor precisión, realizando los descansos como losas.

Geometría

- Ancho: 1.500 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.170 m

Cargas

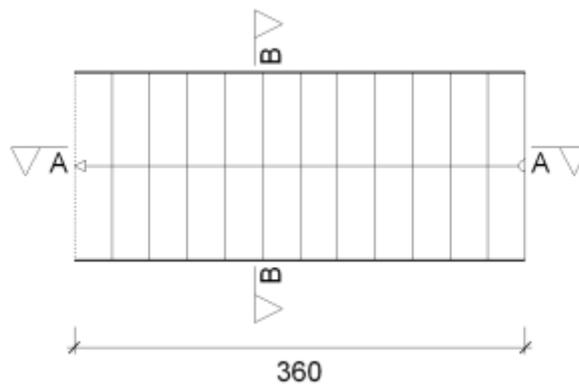
- Peso propio: 4.91 kN/m²
- Peldañado: 1.81 kN/m²
- Barandillas: 3.00 kN/m
- Solado: 1.00 kN/m²
- Sobrecarga de uso: 4.10 kN/m²

Tramos:

Tramo 1

Geometría

- Planta final: Descanso1
- Planta inicial: Nivel Terreno
- Espesor: 0.20 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.170 m
- N° de escalones: 12
- Desnivel que salva: 2.04 m



Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø12c/15	Ø12c/15
B-B	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

Reacciones (kN/m)			
Posición	Peso propio	Cargas muertas	Sobrecarga de uso
Arranque	10.1	10.5	7.4
Entrega	10.1	10.5	7.4

Descanso 1: Calculada como una losa.

Alineaciones longitudinales

Armadura Base Inferior: No se dispone

Armadura Base Superior: No se dispone

Canto: 20

Alineación 5: (y= 6.70) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/20**

Alineación 6: (y= 6.95) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/20**

Alineación 7: (y= 7.20) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/15**

Alineación 8: (y= 7.45) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/20**

Alineación 9: (y= 7.70) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 16+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +16 **Usar: 1 Ø 8 c/20**

Alineaciones transversales

Armadura Base Inferior: No se dispone

Armadura Base Superior: No se dispone

Canto: 20

Alineación 5: (x= 4.40) Inferior 15+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/19**

Alineación 6: (x= 4.65) Inferior 15+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/15**

Alineación 7: (x= 4.90) Inferior 15+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 24+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +24 **Usar: 1 Ø 12 c/15**

Alineación 8: (x= 5.15) Inferior 15+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

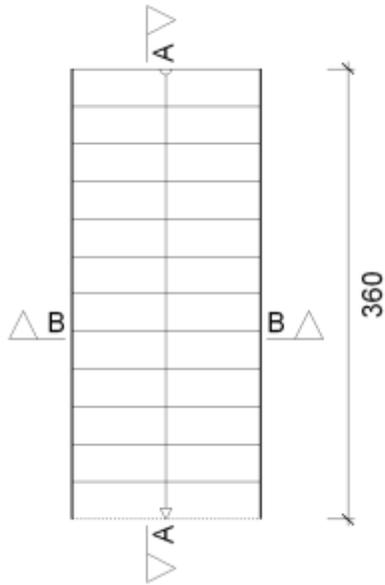
Superior 20+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/15**

Alineación 9: (x= 5.40) Inferior 15+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (y= 6.47)-(y= 7.93) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/15**

Tramo 2

- Planta final: Descanso 2
- Planta inicial: Descanso1
- Espesor: 0.20 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.170 m
- N° de escalones: 12
- Desnivel que salva: 2.04 m



Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø12c/15	Ø12c/15
B-B	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

Reacciones (kN/m)			
Posición	Peso propio	Cargas muertas	Sobrecarga de uso
Arranque	10.1	10.5	7.4
Entrega	10.1	10.5	7.4

Descanso 2

Alineaciones longitudinales

Armadura Base Inferior: No se dispone

Armadura Base Superior: No se dispone

Canto: 20

Alineación 5: (y= 1.90) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/19**

Alineación 6: (y= 2.15) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/17**

Alineación 7: (y= 2.40) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø10 c/12.5**

Alineación 8: (y= 2.65) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/17**

Alineación 9: (y= 2.90) Inferior 15+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 4.17)-(x= 5.63) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/17**

Alineaciones transversales

Armadura Base Inferior: No se dispone

Armadura Base Superior: No se dispone

Canto: 20

Alineación 5: (x= 4.40) Inferior 15+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +20 1Ø10c/21

Alineación 6: (x= 4.65) Inferior 15+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +20 1Ø10c/21

Alineación 7: (x= 4.90) Inferior 15+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +20 1Ø10c/18

Alineación 8: (x= 5.15) Inferior 15+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

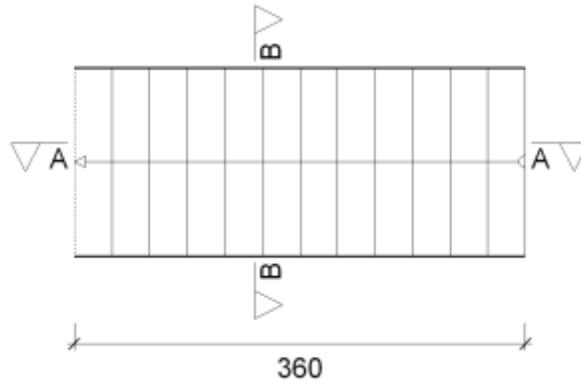
Superior 20+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +20 **Usar: 1 Ø 10 c/21**

Alineación 9: (x= 5.40) Inferior 15+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 16+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +16 **Usar: 1 Ø 8 c/23**

Tramo 3

- Planta final: Tablero
- Planta inicial: Descanso 2
- Espesor: 0.20 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.170 m
- Nº de escalones: 12
- Desnivel que salva: 2.04 m



Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø12c/15	Ø12c/15
B-B	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

Reacciones (kN/m)			
Posición	Peso propio	Cargas muertas	Sobrecarga de uso
Arranque	10.1	10.5	7.4
Entrega	10.1	10.5	7.4

Descanso 3

Alineaciones longitudinales

Armadura Base Inferior: No se dispone

Armadura Base Superior: No se dispone

Canto: 20

Alineación 5: (y= 1.73) Inferior 15+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +14 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +16 1Ø10c/18

Alineación 6: (y= 1.98) Inferior 15+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +14 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +16 **Usar: 1 Ø 10 c/18**

Alineación 7: (y= 2.23) Inferior 15+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +14 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +16 **Usar: 1 Ø 10 c/18**

Alineación 8: (y= 2.48) Inferior 15+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +14 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +16 **Usar: 1 Ø 10 c/18**

Alineación 9: (y= 2.73) Inferior 15+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +14 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +16 **Usar: 1 Ø 10 c/18**

Alineación 10: (y= 2.98) Inferior 15+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +14 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 20+ (x= 0.02)-(x= 0.83) +16 **Usar: 1 Ø 10 c/18**

Alineaciones transversales

Armadura Base Inferior: No se dispone

Armadura Base Superior: No se dispone

Canto: 20

Alineación 2: (x= 0.05) Inferior 15+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 16+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +16 **Usar: 1 Ø 8 c/23**

Alineación 3: (x= 0.30) Inferior 15+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 16+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +16 **Usar: 1 Ø 8 c/23**

Alineación 4: (x= 0.55) Inferior 15+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +15 **Usar: 1 Ø 6 c/15**

Superior 16+ (y= 1.67)-(y= 3.13) +16 **Usar: 1 Ø 8 c/23**

3.7.6.2 Diseño del pórtico del ascensor

3.7.6.2.1 Columnas

Armado de columnas																		
Hormigón: H-25																		
Pilar	Geometría			Armaduras						Esfuerzos pésimos						Aprov. (%)	Estado	
	Planta	Dim. (cm)	Tramo (m)	Barras				Estribos			Naturaleza	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)			Qy (kN)
				Esquina	Cara X	Cara Y	Cuantía (%)	Pm.	Dir. Y ⁽¹⁾	Sep. (cm)								
C1	Ascensor	70x30	6.00/8.00	4Ø12	12Ø12	4Ø12	1.08		2eØ6	14	G, Q, V	118.1	-60.7	1.9	0.7	3.3	45.6	Cumple
	Tablero	70x30	4.00/5.45															
	Descanso 2	70x30	2.00/4.00							14	G, Q, V	73.5	-78.4	-12.6	0.3	18.8	66.8	Cumple
	Descanso 1	70x30	0.00/2.00															
	Nivel Terreno	70x30	-2.00/0.00	4Ø12	12Ø12	4Ø12	1.08		2eØ6									
	Cimentación	-	-		4Ø12	12Ø12	4Ø12	1.08	-	2eØ6	-	G, Q, V	73.5	-78.4	-12.6	0.3	18.8	66.8

Armado de columnas

Hormigón: H-25

Pilar	Geometría			Armaduras						Esfuerzos pésimos					Aprov. (%)	Estado		
	Planta	Dim. (cm)	Tramo (m)	Barras			Estribos			Naturaleza	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)			Qy (kN)	
				Esquina	Cara X	Cara Y	Cuantía (%)	Pm.	Dir. Y ⁽¹⁾									Sep. (cm)
C2	Ascensor	70x35	6.00/8.00															
	Tablero	70x35	4.00/6.00	4Ø12	14Ø12	4Ø12	1.02		2eØ6+1rØ6	14	G, Q, V	-92.3	-73.5	-0.4	-0.7	-11.7	62.6	Cumple
	Descanso 2	70x35	2.00/4.00															
	Descanso 1	70x35	0.00/2.00							14	G, Q, V	-20.2	119.6	-15.0	-1.4	-23.3	88.8	Cumple
	Nivel Terreno	70x35	-2.00/0.00	4Ø12	14Ø12	4Ø12	1.02		2eØ6+1rØ6									
	Cimentación	-	-		4Ø12	14Ø12	4Ø12	1.02	-	2eØ6+1rØ6	-	G, Q, V	-20.2	119.6	-15.0	-1.4	-23.3	88.8
C3	Descanso 1	30x30	0.00/1.80							24	G, Q, V	116.1	-54.2	15.9	0.0	5.8	83.2	Cumple

Armado de columnas

Hormigón: H-25

Pilar	Geometría			Armaduras							Esfuerzos pésimos					Aprov. (%)	Estado	
	Planta	Dim. (cm)	Tramo (m)	Barras			Estribos				Naturaleza	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)			Qy (kN)
				Esquina	Cara X	Cara Y	Cuantía (%)	Pm.	Dir. Y ⁽¹⁾	Sep. (cm)								
	Nivel Terreno	30x30	-2.00/0.00	4Ø20	-	-	1.40	1eØ8										
	Cimentación	-	-	4Ø20	-	-	1.40	1eØ8	-	-	G, Q, V	116.1	-54.2	15.9	0.0	5.8	83.2	Cumple
C4	Descanso 2	35x35	2.00/3.80															
	Descanso 1	35x35	0.00/2.00							12	G, Q, V	119.9	64.5	-30.0	0.0	-7.9	83.8	Cumple
	Nivel Terreno	35x35	-2.00/0.00	4Ø10	6Ø10	6Ø10	1.03	1eØ6										
	Cimentación	-	-	4Ø10	6Ø10	6Ø10	1.03	1eØ6	-	-	G, Q, V	119.9	64.5	-30.0	0.0	-7.9	83.8	Cumple

Notas:

⁽¹⁾ e = estribo, r = rama

3.7.6.2.1.1 Verificación manual de la columna C3

Propiedades de los materiales:

Hormigon:

$f'c=$	25,00	MPa
$\gamma H^o=$	24,00	kN /m ³
$E_c =$	25.278,7	MPa

Acero:

$f_y=$	420,00	MPa
$\gamma H^o=$	78,50	kN /m ³
$E_s =$	200.000	MPa

Fuerzas actuantes en la Columna C3

Cabeza de la columna

$P =$	197,370	kN
$M_x =$	-54,200	kN m
$M_y =$	15,900	kN m

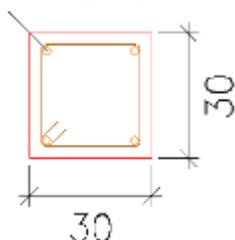
Base de la columna

$M_x =$	-54,200	kN m
$M_y =$	15,900	kN m
$V_x=$	0,220	kN
$V_y=$	5,800	kN

$L=$ 4,00
m



SECCIÓN



$h =$ 30 cm
 $b =$ 30 cm

$Lu=$ 3,80 m Long sin apoyos

r libre = 4 cm

Estrib:

$db =$ 8 mm

Armadura longitudinal

Varillas:

db = 20 mm

A varilla: 3,14 cm²

Definición de nudos desplazables o indesplazables:

$$Q = \frac{\Sigma Pu * \Delta o}{Vu * lc}$$

$\Delta x = 0,0002$ m

$\Delta y = 0,0019$ m

Q= Índice de estabilidad ≤ 0.05

Pu= Carga vertical total mayorada

Δo = Desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del entrepiso debido a Vu

Vu= Esfuerzo de corte horizontal total a nivel del piso considerado

lc= Longitud de la columna

$Q_x = 0,038$

Pórtico indesplazable

$Q_y = 0,016$

Pórtico indesplazable

Calculo de la esbeltez:

Sección de losas:

$$\psi = \frac{\Sigma(I_{G\ col})}{lc} = \frac{\Sigma(I_{G\ vig})}{lv}$$

b= 150 cm h= 20 cm

lv= 1,50 m

$\psi_A = 0,709$

Factores de análisis de primer orden:

$\psi_B = 0,709$

losas= 0,25 Ig

columnas= 0,70 Ig

Valor de K:

$$K = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0$$

$$K = 0.85 + 0.05(\psi_{min}) \leq 1.0$$

K= 0,771 cumple!!

K= 0,885 cumple!!!

Elegimos el menor valor: K= 0,771

Calculo del radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I_{G\ col}}{A_{col}}}$$

r = 8,660 cm

$$100 > \frac{K * l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

$$M2min = Pu * (0.015 + 0.03h)$$

M2min= 4,737 kN m

33,825 > 22,00

*Es necesario considerar los efectos de segundo orden

Cálculo de momentos amplificados:

$$Cm = 0.6 + 0.4 \frac{M1}{M2}$$

Cm= 1,000

Esta expresión se puede usar cuando se tiene porcentajes bajos de armadura o cuando no se conoce la misma

$$EI = \frac{0.4 * E_c I_{gc}}{1 + \beta_d}$$

$$\beta_d = 0.7 \frac{Pu}{Pu}$$

EI= 4.014,9 kN/m²

β_d= 0,700

Calculo de momento secundario debido a la flexion lateral:

Pc = Carga de pandeo de Euler

$$Pc = \frac{\pi^2 * EI}{(k l_u)^2}$$

Pc = 4.618 kN

$$\delta_{sn} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{(0.75 * Pc)}}$$

$$\delta_{sn} = 1,06$$

$$M_{c1} = -57,475 \text{ kN m}$$

$$M_{c2} = 16,861 \text{ kN m}$$

Cargas de diseño:

$$P = 197,370 \text{ kN}$$

$$M_x = -57,475 \text{ kN m}$$

$$M_y = 16,861 \text{ kN m}$$

Cálculo de la armadura mediante métodos aproximados (Diagramas de interacción)

Calculo de la excentricidad:

$$e_x = e_y = \frac{Mu_o}{Pu}$$

$$Mu_o = M_x + M_y$$

$$Mu_o = 74,336 \text{ kN m}$$

$$e_x = 0,377 \text{ m}$$

Calculo de la carga nominal

$$P_n = \frac{Pu}{\phi}$$

$$\phi = 0,65$$

$$P_n = 303,646 \text{ kN}$$

Calculo de n

$$n = \frac{\phi * P_n}{h * b}$$

$$n = 2,193$$

Calculo de Rn

$$m = \frac{\phi * P_n * e}{A_g * h}$$

$m = 2,753$

Calculo de γ

$\gamma = 0,667$

Cuantia obtenida de los diagramas de interacion

$\gamma = 0,60 \quad p = 0,01$

$\gamma = 0,70 \quad p = 0,013$

para	$\gamma = 0,67$	$P = 0,012$
------	-----------------	-------------

Cuantías máximas y mínimas

$\rho_{max} = 0,080$

$\rho_{min} = 0,010$

Cálculo del área de acero

$As = \rho * b * h$

$As = 10,809 \text{ cm}^2$

Numero de barras

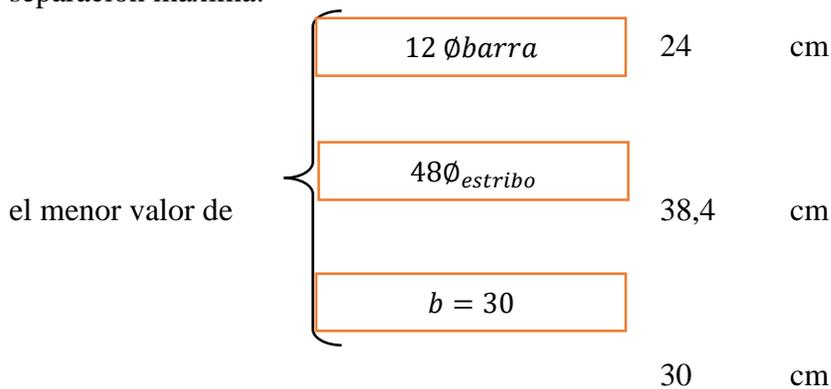
$N^\circ = 3,441 \rightarrow 4,00 \text{ barras}$

usar: 4 \emptyset 20 mm distribuidas en las 4 caras de la sección

Para los estribos:

\emptyset de est. = 8 mm

separación máxima:

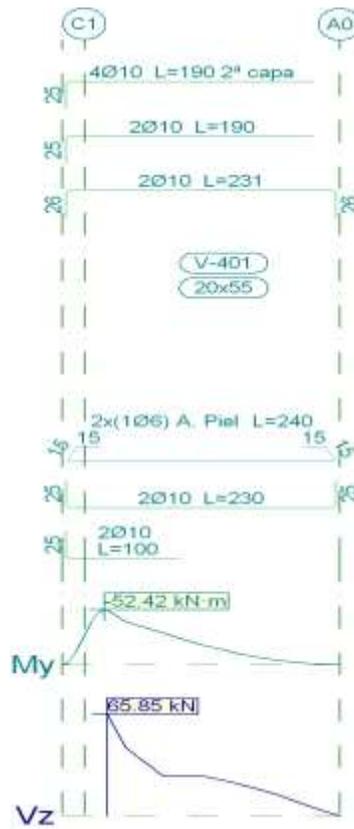


$S_{max} = 24 \text{ cm}$

estribos cerrados: \emptyset 8 c/ 24 cm

3.7.6.2.2 Vigas

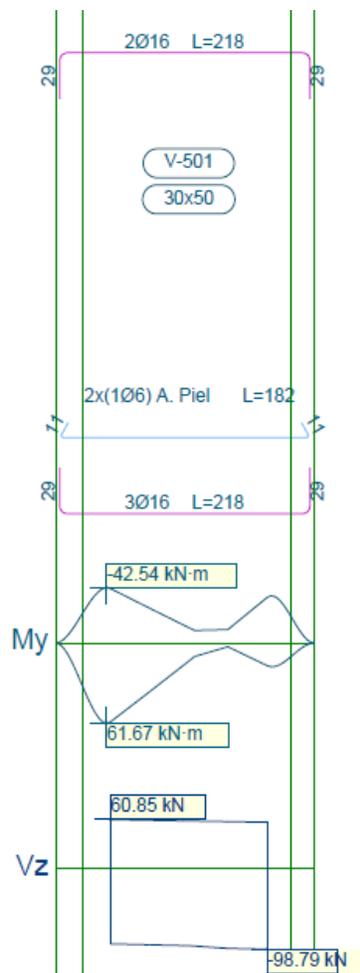
Viga en voladizo para sustentación de la escalera:



Pórtico 1		Tramo: V-401			
Sección		20x55			
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[kN·m]	-51.96	-19.20	-6.74	
	x [m]	0.00	0.63	1.04	
Momento máx.	[kN·m]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Cortante mín.	[kN]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Cortante máx.	[kN]	65.85	26.17	16.36	
	x [m]	0.00	0.63	1.04	
Torsor mín.	[kN]	-19.05	--	--	
	x [m]	0.00	--	--	
Torsor máx.	[kN]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Rea	6.28	6.28	4.63
		Nec	5.31	2.97	1.38
Área Inf.	[cm ²]	Rea	3.14	1.57	1.57
		Nec	2.42	0.00	0.00

Pórtico 1			Tramo: V-401		
Sección			20x55		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Área Transv.	[cm ² / m]	Rea	11.32	11.32	11.32
		Nec	10.49	1.57	1.57
F. Activa			0.63 mm, L/4894 (L: 3.10 m)		

Viga superior del pórtico de sustentación



Pórtico 1		Tramo: V-501			
Sección		30x50			
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[kN·m]	-41.84	-14.03	-34.88	
	x [m]	0.00	0.46	1.00	
Momento máx.	[kN·m]	60.57	17.43	17.35	
	x [m]	0.00	0.46	1.00	
Cortante mín.	[kN]	-93.22	-94.82	-98.79	
	x [m]	0.25	0.54	1.00	
Cortante máx.	[kN]	60.85	59.31	58.36	
	x [m]	0.00	0.46	0.75	
Torsor mín.	[kN]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Torsor máx.	[kN]	--	--	--	
	x [m]	--	--	--	
Área Sup.	[cm ²]	Rea	10.06	10.06	10.06
		Nec	3.34	3.28	2.83
Área Inf.	[cm ²]	Rea	10.06	10.06	10.06
		Nec	4.59	4.59	1.36

Pórtico 1			Tramo: V-501		
Sección			30x50		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Área Transv.	[cm ² / m]	Rea	13.41	13.41	13.41
		Nec	2.36	2.36	2.36
F. Activa			0.00 mm, <L/1000 (L: 1.00 m)		

3.7.6.2.2.1 Verificación manual de la viga superior del pórtico

Armadura inferior para momento máximo positivo

datos

Mu= 60,57 KN_m 617431,19 Kg/cm

Mn= 67,30 KN_m 686034,66 Kg/cm

Factor de resistencia:

$\phi = 0,9$ punto 5.5.4.2 Normativa AASHTO

$f_c' = 250$ kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm²

hlosa= 0,5 m 50 cm

blosa= 0,30 m 30 cm

hf= 0 m 0 cm

Calculo del canto útil (d):

Rec. Min= 2,5 cm norma AASHTO tabla 5.12.3-1

ϕ de estribo= 8 mm 0,8 cm mínimo autorizado por la

ϕ de barra = 16 mm 1,6 cm norma

$$d = h - rec - \phi_{est} - \frac{\phi_{barra}}{2}$$

$$d = 45,9 \text{ cm}$$

Calculo de la altura del bloque de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \frac{M_u}{f_c' * b * d^2}} \right]$$

$$a = d_p \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 \phi f_c' b d_p^2}} \right]$$

$$a = 2,683 \text{ cm}$$

→ Bloque de compresiones dentro de alma

Calculo de la armadura necesaria:

$$A_s = \frac{0,85 * f_c' * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 4,07 \text{ cm}^2$$

Calculo de la armadura mínima:

Norma ACI 10.5 refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f_c'} * b_w * d}{4 * f_y}$$

$$A_{smin} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Pero no menor que:

$$A_{smin} = \frac{1,4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,459 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho * b * h$$

$$A_{smin} = 2,7 \text{ cm}^2$$

} $A_{smin} = 2,70 \text{ cm}^2$

si: $A_s > A_{smin}$ → usar A_s
 $A_s < A_{smin}$ → usar A_{smin}
→ usar A_s

el área de acero necesaria es:

$$A_{st} = 4,07 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

ϕ de barra = 16 mm
 $A_{\phi} = 2,011 \text{ cm}^2$
 $N^{\circ} = 2,03 \rightarrow 3,00$

Calculo del espaciamiento:

punto 5.10.3.1 Norma AASHTO

$s_{min} = 2,4 \text{ cm}$
 $s_{min} = 4,5 \text{ cm} \rightarrow 3,8 \text{ cm}$
 $s_{min} = 3,8 \text{ cm}$

 $s_{max} = 45 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm}$
 $s_{max} = 2,4 \text{ cm}$

$$S = \frac{b_{losa} - (N^{\circ}_{bar} * \phi_{barra}) - (2 * \phi_{estribo})}{N^{\circ}_{barra}}$$

Smin Smax

$s = 7,9 \text{ cm}$ cumple cumple

Armadura superior para máximo momento negativo

datos:

$M_u = 42,54 \text{ KN}_m$ 433639,14 Kg-cm
 $M_n = 47,27 \text{ KN}_m$ 481821,27 Kg-cm

Factor de resistencia:

$\phi =$	0,9	punto 5.5.4.2 Normativa AASHTO		
$f_c' =$	250	kg/cm ²		
$f_y =$	4200	Kg/cm ²		
$h_{losa} =$	0,5	m	50	cm
$b_{losa} =$	0,30	m	30	cm
$h_f =$	0,15	m	15	cm

Cálculo del canto útil (d):

Rec. Min=	2,5	cm	norma AASHTO tabla 5.12.3-1	
ϕ de estribo=	8	mm	0,8	cm
ϕ de barra =	16	mm	1,6	cm
				mínimo autorizado por la norma

$$d = h - rec - \phi_{est} - \frac{\phi_{barra}}{2}$$

$$d = 45,9 \text{ cm}$$

Cálculo de la altura del bloque de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \frac{M_u}{f_c' * b * d^2}} \right]$$

$$a = d_p \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 \phi f_c' b d_p^2}} \right]$$

$$a = 1,677 \text{ cm}$$

→ la sección es rectangular

Calculo de la armadura necesaria:

$$A_s = \frac{0,85 * f_c' * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 2,55 \text{ cm}^2$$

Calculo de la armadura mínima:

Norma ACI 10.5 refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Pero no menor que:

$$A_{smin} = \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,459 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho * b * h$$

$$A_{smin} = 2,7 \text{ cm}^2$$

} $A_{smin} = 2,70 \text{ cm}^2$

si: $A_s > A_{smin} \rightarrow$ usar A_s
 $A_s < A_{smin} \rightarrow$ usar A_{smin}
 \rightarrow usar A_{smin}

El área de acero necesaria es: $A_{st} = 2,70 \text{ cm}^2$

Número de barras:

ϕ de barra = 16 mm

$A_{\phi} = 2,011 \text{ cm}^2$

$N^{\circ} = 1,34 \rightarrow 2,00$

Calculo del espaciamiento:

punto 5.10.3.1 Norma AASHTO

smin= 2,4 cm

smin= 4,5 cm → 3,8 cm

smin= 3,8 cm

smax= 45 cm → 45 cm

smax= 2,4 cm

$$S = \frac{b_{losa} - (N^{\circ}_{bar} * \phi_{barra}) - (2 * \phi_{estribo})}{N^{\circ}_{barra}}$$

Smin Smax

s= 12,6 cm cumple cumple

3.7.6.2.3 Fundaciones de los accesos

Descripción

Referencias	Geometría	Armado
C3	Zapata cuadrada Ancho: 140.0 cm Canto: 50.0 cm	Sup X: 6Ø16c/22 Sup Y: 6Ø16c/22 Inf X: 6Ø16c/22 Inf Y: 6Ø16c/22
C4	Zapata cuadrada Ancho: 145.0 cm Canto: 30.0 cm	Sup X: 7Ø12c/20 Sup Y: 7Ø12c/20 Inf X: 7Ø12c/20 Inf Y: 7Ø12c/20
(C1-C2)	Zapata rectangular centrada Ancho zapata X: 340.0 cm Ancho zapata Y: 240.0 cm Canto: 45.0 cm	Sup X: 10Ø16c/24 Sup Y: 14Ø16c/24 Inf X: 10Ø16c/24 Inf Y: 14Ø16c/24

Comprobación

Referencia: C3		
Dimensiones: 140 x 140 x 50		
Armados: Xi:Ø16c/22 Yi:Ø16c/22 Xs:Ø16c/22 Ys:Ø16c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.15 MPa Calculado: 0.0888786 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.253098 MPa Calculado: 0.163729 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.253098 MPa Calculado: 0.215035 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 279.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 53.0 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 22.85 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 33.53 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 18.84 kN	Cumple

Referencia: C3		
Dimensiones: 140 x 140 x 50		
Armados: Xi:Ø16c/22 Yi:Ø16c/22 Xs:Ø16c/22 Ys:Ø16c/22		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Cortante: 30.31 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 7500 kN/m ²	
Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 331.6 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo:	Mínimo: 21 cm	
Artículo 15.7 de la norma CIRSOC 201-2005	Calculado: 50 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 36 cm	
- C3:	Calculado: 42 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima:		
Artículo 7.12.2.1 de la norma CIRSOC 201-2005	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0018	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0018	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0018	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0018	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
Criterio de CYPE Ingenieros	Mínimo: 10 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
Artículo 10.5.4 de la norma CIRSOC 201-2005	Máximo: 30 cm	

Referencia: C3		
Dimensiones: 140 x 140 x 50		
Armados: Xi:Ø16c/22 Yi:Ø16c/22 Xs:Ø16c/22 Ys:Ø16c/22		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 33 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 33 cm	Cumple

Referencia: C3		
Dimensiones: 140 x 140 x 50		
Armados: Xi:Ø16c/22 Yi:Ø16c/22 Xs:Ø16c/22 Ys:Ø16c/22		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 33 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 26 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 26 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: C4		
Dimensiones: 145 x 145 x 30		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
Criterio de CYPE Ingenieros		

Referencia: C4		
Dimensiones: 145 x 145 x 30		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.15 MPa Calculado: 0.0881919 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.253098 MPa Calculado: 0.145188 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.253098 MPa Calculado: 0.241915 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: Si él % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 108.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 21.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 27.01 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 38.73 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 57.39 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 87.41 kN	Cumple

Referencia: C4		
Dimensiones: 145 x 145 x 30		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 7500 kN/m ² Calculado: 498.6 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 15.7 de la norma CIRSOC 201-2005	Mínimo: 21 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - C4:	Mínimo: 3 cm Calculado: 23 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 7.12.2.1 de la norma CIRSOC 201-2005 - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019	Cumple Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Criterio de CYPE Ingenieros - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 10.5.4 de la norma CIRSOC 201-2005 - Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple

Referencia: C4		
Dimensiones: 145 x 145 x 30		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 42 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 57 cm	Cumple

Referencia: C4		
Dimensiones: 145 x 145 x 30		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 57 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 19 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 34 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 34 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: (C1-C2)		
Dimensiones: 340 x 240 x 45		
Armados: Xi:Ø16c/24 Yi:Ø16c/24 Xs:Ø16c/24 Ys:Ø16c/24		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.15 MPa Calculado: 0.0493443 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.253098 MPa Calculado: 0.0535626 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.253098 MPa Calculado: 0.105359 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 14.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 273.9 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 141.88 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 52.53 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 201.99 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 69.36 kN	Cumple

Referencia: (C1-C2)		
Dimensiones: 340 x 240 x 45		
Armados: Xi:Ø16c/24 Yi:Ø16c/24 Xs:Ø16c/24 Ys:Ø16c/24		
Comprobación	Valores	Estado
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 7500 kN/m ² Calculado: 330.9 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 15.7 de la norma CIRSOC 201-2005	Mínimo: 21 cm Calculado: 45 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - C1: - C2:	Calculado: 37 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 10 cm	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 7.12.2.1 de la norma CIRSOC 201-2005 - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019 Calculado: 0.0019	Cumple Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Criterio de CYPE Ingenieros - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 16 mm Calculado: 16 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 10.5.4 de la norma CIRSOC 201-2005	Máximo: 30 cm	

Referencia: (C1-C2)		
Dimensiones: 340 x 240 x 45		
Armados: Xi:Ø16c/24 Yi:Ø16c/24 Xs:Ø16c/24 Ys:Ø16c/24		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 24 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 24 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 146 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 37 cm Calculado: 99 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 41 cm	Cumple

Referencia: (C1-C2)		
Dimensiones: 340 x 240 x 45		
Armados: Xi:Ø16c/24 Yi:Ø16c/24 Xs:Ø16c/24 Ys:Ø16c/24		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 41 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm Calculado: 97 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 30 cm Calculado: 99 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 41 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 41 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 26 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 54 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 54 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 54 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 54 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Todos los cálculos a detalle se podrán revisar en el anexo N° 6.

3.7.7 Diseño del aparato de apoyo

La unión del tablero con la estructura de los accesos a continuación se realizará por medio de un aparato de apoyo diseñado a continuación, para que ambas estructuras no pierdan su independencia.

Datos:

$$\begin{aligned}\beta_n &= 10 \text{ Mpa} && \text{Belmonte p} \\ \beta_{nm} &= 13,2 \text{ Mpa} \\ G &= 0,8 \text{ Mpa} \\ a &= \text{Dimensión menor del aparato de apoyo rectangular} \\ b &= \text{Dimensión mayor del aparato de apoyo rectangular} \\ e &= \text{Espesor unitario del neopreno} \\ N &= \text{Máxima carga vertical de servicio} \\ H &= \text{Máxima carga horizontal de servicio}\end{aligned}$$

Cálculo de "N" y "H"

$$\begin{aligned}N &= 576,47 \quad \text{N} \\ H &= 1 \quad \text{N}\end{aligned}$$

Tanteo del área necesaria

$$\begin{aligned}A_{nec} &= \frac{N}{\beta_n} && A = a \cdot b \rightarrow a > b/2 \rightarrow a = \frac{b}{2} \\ & && A = \frac{b}{2} \cdot b \rightarrow b = \sqrt{2 \cdot A}\end{aligned}$$

A nec =	0,058	m ²
---------	-------	----------------

Dimensiones preliminares

$$\begin{aligned}b_{cal} &= 33,95 \quad \text{cm} && a = 17,00 \quad \text{cm} \\ b_{opt} &= 34 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

3.- Se adopta un espesor unitario "e" de las placas de neopreno

$12 < \frac{a}{e} < 22$

$$e_{asum} = 10 \quad \text{mm}$$

$$12 < 17,00 < 22 \quad \text{CUMPLE}$$

Valor de la resistencia admisible del aparato de apoyo

$$\beta_n \leq 0,6 \cdot \frac{a}{e} < 13,2 \text{ Mpa}$$

$$10 \text{ Mpa} \leq 10,2 < 13,2 \text{ Mpa} \quad \text{cumple}$$

Área requerida

$$\boxed{A_{req} \geq \frac{N}{\beta_n}}$$

A req =	0,057	m ²		
b cal =	33,62	cm		
b opt =	35	cm	a =	17,50 cm
e asum =	10	mm		
	12 <	17,50	<	22
				CUMPLE

Cálculo de la resistencia media

$$\beta_m = \frac{N}{a \cdot b} < 10,2$$

$$\beta_m = 9,41 \text{ Mpa} \quad \text{cumple}$$

Cálculo de la distorsión en el aparato de apoyo "μ"

$\mu = \frac{H}{a \cdot b \cdot G} <$	1,20		H =	1	KN
			a =	0,175	m
$\mu =$	0,020	CUMPLE	b =	0,35	m

Deformación horizontal transmitida por la SE

$$\Delta L = (L \cdot \alpha \cdot AT)$$

$$\begin{aligned} L &= 23,5 \text{ m} && \text{luz del puente} \\ \alpha &= 1, \text{E}-05 && \text{coeficiente de dilatación del hormigón} \\ AT &= 40 \\ \Delta L &= 0,009 \text{ m} \\ &= 9,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cálculo de la altura total del aparato de apoyo

$$h = \frac{d}{\mu}$$

$$\begin{aligned} h &= 460,600 \text{ mm} \\ t &= 461 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pero : } t \geq \frac{a}{5} \quad 35 \text{ mm}$$

$$461 > 35 \quad \text{Usar h}$$

$$h \text{ total} = 461 \text{ mm}$$

Usar: 47 placas de neopreno de 10 mm de espesor \longrightarrow h = 470 mm

Verificaciones

Cálculo de rotación por cada placa

$$\Omega = 3,3 \cdot \left(\frac{e}{a}\right)^3 \cdot \beta_n$$

$$\Omega = 0,006281 \text{ rad}$$

$$h \cdot \Omega = 0,295187 \text{ rad}$$

Deslizamiento entre el aparato de apoyo exige que:

$$\frac{H}{N} \leq 0,4$$

$$0,00173 \leq 0,4 \quad \text{CUMPLE}$$

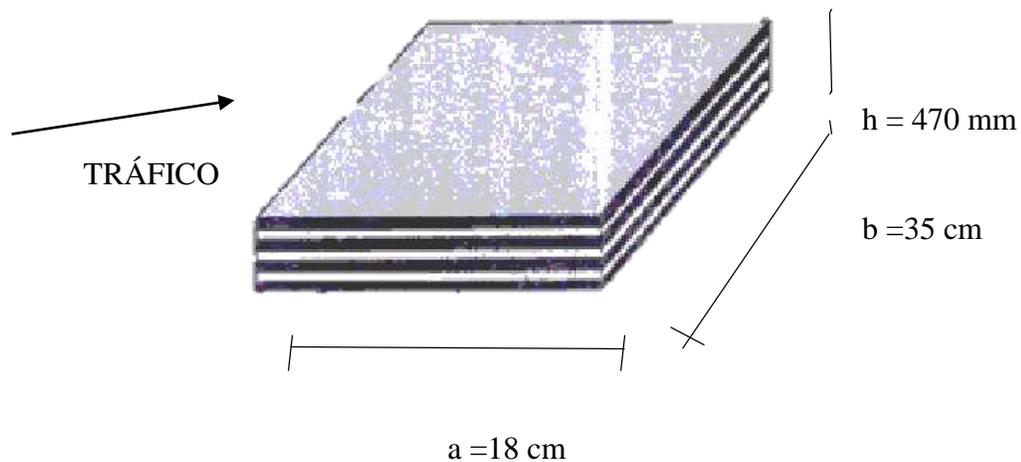
Fuerza de tracción entre planchas de acero

$$s = 1 \text{ mm}$$

$\beta_a =$ Fatiga de tracción en la placa de acero

$$\beta_a = 0,75 \cdot \frac{e}{s} \cdot \beta_m < 140 \text{ MPa}$$

$$\beta_a = 70,588 \text{ Mpa} \quad \text{CUMPLE}$$



3.8 Análisis de costos y cronograma de actividades.

3.8.1 Especificaciones técnicas

ITEM 1: INSTALACIÓN DE FAENAS

UNIDAD: GLB

1. DESCRIPCIÓN

El Contratista, dentro de los trabajos de instalación de faenas, realizará determinadas labores que se mencionan a continuación con carácter enunciativo y no limitativo:

- Instalación de Faenas para el inicio y ejecución de la obra en todas sus instancias y fases.
- Instalación de taller para equipos y su mantenimiento

- Instalación de áreas para preparación de encofrados, doblado de aceros y acopio de agregados.
- Otros trabajos necesarios para la ejecución de la obra.

2. MATERIALES

Los materiales para la instalación de faenas, deberán ser de la cantidad y calidad especificadas en los ítems respectivos.

3. EQUIPOS

Los equipos de construcción a utilizar en cualquiera de las fases de la construcción deberán ser verificados y aprobados por el Ingeniero en correspondencia con la relación de equipos, a movilizar para la obra, su entrada y número de horas trabajadas por cada uno de ellos, relación que forma parte de su propuesta.

4. EJECUCIÓN

Instalación de faenas.

La instalación de faenas básicamente deberá contemplar la implementación de casetas con los siguientes componentes:

- Área para desechos humanos
- Área de máquina y herramientas
- Área para guardar materiales de construcción

5. MEDICION

Los trabajos de Instalación de Faenas serán pagados una vez que sean concluidos o se considere un avance porcentual de las actividades, previa aprobación y conformidad de la supervisión.

6. BASE PARA EL PAGO

Estos trabajos serán pagados a los precios unitarios contractuales correspondientes a los ítems de pago definidos y presentados en los Formularios de Propuesta.

La forma de pago será por **GLOBAL**.

El pliego completo de especificaciones técnicas se encuentra en el anexo N° 7.

3.8.2 Cómputos métricos

Los cómputos métricos se refieren a la medición de longitudes, áreas y volúmenes de la obra que requieren el manejo de fórmulas geométricas y los insumos necesarios para la obra, se encuentran detallados en el anexo N° 8.

3.8.3 Precios unitarios

El precio unitario está compuesto por los costos directos, indirectos, impuestos y utilidades.

Los precios unitarios se encuentran detallados en el anexo N° 9.

3.8.4 Presupuesto general

El costo estimado para el presente estudio es de 555.970,44 Bs. (Quinientos cincuenta y cinco mil novecientos setenta con 44/100 bolivianos).

El presupuesto general se encuentra detallado en el anexo N° 10.

3.8.5 Cronograma de actividades

Es un calendario de actividades, muy importante para los proyectos, incluye una lista de actividades con las fechas previstas para las mismas.

El cronograma de actividades se encuentra en el anexo N° 11.

4. Aporte académico del estudiante

4.1. Conceptualización.

Juntas húmedas:

Las juntas húmedas consisten en dejar una separación entre dos dovelas o dos piezas prefabricadas de unos 10 cm. y hormigonar “in situ” el espacio existente.

El comportamiento de este tipo de junta viene definido por el trato que se le dé al hormigón previamente hormigonado (prefabricado), para que el hormigón fresco tenga las mejores condiciones posibles de adherencia.

Estas conexiones son aquellas capaces de tener incursiones cíclicas inelásticas, típicas de sismos moderados o intensos, sin que la resistencia se vea afectada. Las conexiones húmedas son aquellas que emplean cualquiera de los métodos de conexión del acero de refuerzo especificados por el ACI 318-95 (traslapes o conectores mecánicos). En estas conexiones se emplea concreto hormigonado en obra o mortero para llenar los vacíos entre aceros de refuerzo existentes en las conexiones.

Sus funciones son:

- Proveer una correcta transición entre las secciones pre fabricadas.
- Evitar la filtración de agua y otras sustancias químicas que oxidan y corroen los elementos de la estructura.
- Transmitir los esfuerzos

4.2. Mecanismo de resistencia de la junta

4.2.1. Adherencia:

El primer mecanismo de transferencia, se da debido a la cohesión interna entre los hormigones.

La contribución a la resistencia tangencial de la unión se basa en la adherencia entre las partículas del hormigón en consistencia fluida y de las piezas de hormigón prefabricado.

La rigidez de transferencia debido a este mecanismo es equiparable a considerarlo monolítico, obviamente hablando en términos de rigidez y no de resistencia.

Este mecanismo de transferencia consta a su vez de dos mecanismos:

- Adherencia entre partículas de hormigón, entre el hormigón vertido inicialmente y endurecido con la fase de hormigonado vertido posteriormente.
- Llaves de lechada, que es la penetración de lechada de hormigón en los poros de hormigón previamente vertido. Se considera una interpenetración entre ambos hormigones, un mecanismo físico, ya que al fraguar la junta aporta también una resistencia al corte y tracción.

4.2.2. Llaves de hormigón

El siguiente mecanismo resulta de la movilización de las fuerzas de corte entre zonas rugosas, naturales o artificiales, de carácter natural, debidas al enredo de los áridos en la cara de la junta, o de origen artificial, creadas entre los hormigones.

La naturaleza de este tipo de transmisión entre los hormigones es de tipo puramente físico, siendo necesaria la aparición de corrimientos relativos entre ambas caras de la junta.⁶

Este mecanismo aparece cuando la adherencia se ha roto, se ha perdido la rigidez monolítica que caracterizaba dicho mecanismo y el desplazamiento relativo en la junta es considerable.

⁶ Juntas en puentes de hormigón prefabricado, Antonio Martínez, 2012

Una condición necesaria para que funcione este mecanismo es el contacto permanente de ambas caras de la junta, en el momento en que las paredes de la junta se separen, se produce la rotura del sistema.

4.2.3. Cortante – fricción

Este mecanismo es el que se generaría si la junta se encuentra comprimida, es decir el rozamiento entre dos superficies con un determinado valor del mismo, al aparecer una fuerza normal a dicha superficie de deslizamiento.

En este mecanismo de resistencia, la rugosidad juega también un papel independiente al de las llaves de cortante.

La compresión normal en la junta se puede explicar por las siguientes razones:

- Compresión activa (pretensado)
- Por la sollicitación exterior que acompaña al cortante, el cual vendría combinado con una fuerza axial normal al plano de la junta.
- Compresión pasiva (armadura de la junta)

La compresión en la junta mantendrá las paredes de la junta en contacto, condición necesaria para una correcta actuación de las llaves de corte o las llaves de hormigón.

4.2.4. Efecto pasador

Este último mecanismo de transferencia de cortante considerado implica la existencia de una armadura pasante a la junta.

Es denominado el efecto pasador de las barras de acero, es decir su resistencia a cortante puro en el acero.

En el funcionamiento de este mecanismo y la resistencia total q pueda alcanzar, entran dos variables:

- La resistencia al corte del acero.
- La compresión a la que se encuentra sometido el hormigón.

4.3. Dosificación de las juntas húmedas

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de finura de la arena} = 3$$

$$\text{Densidad del cemento} = 3080 \text{ Kg/m}^3$$

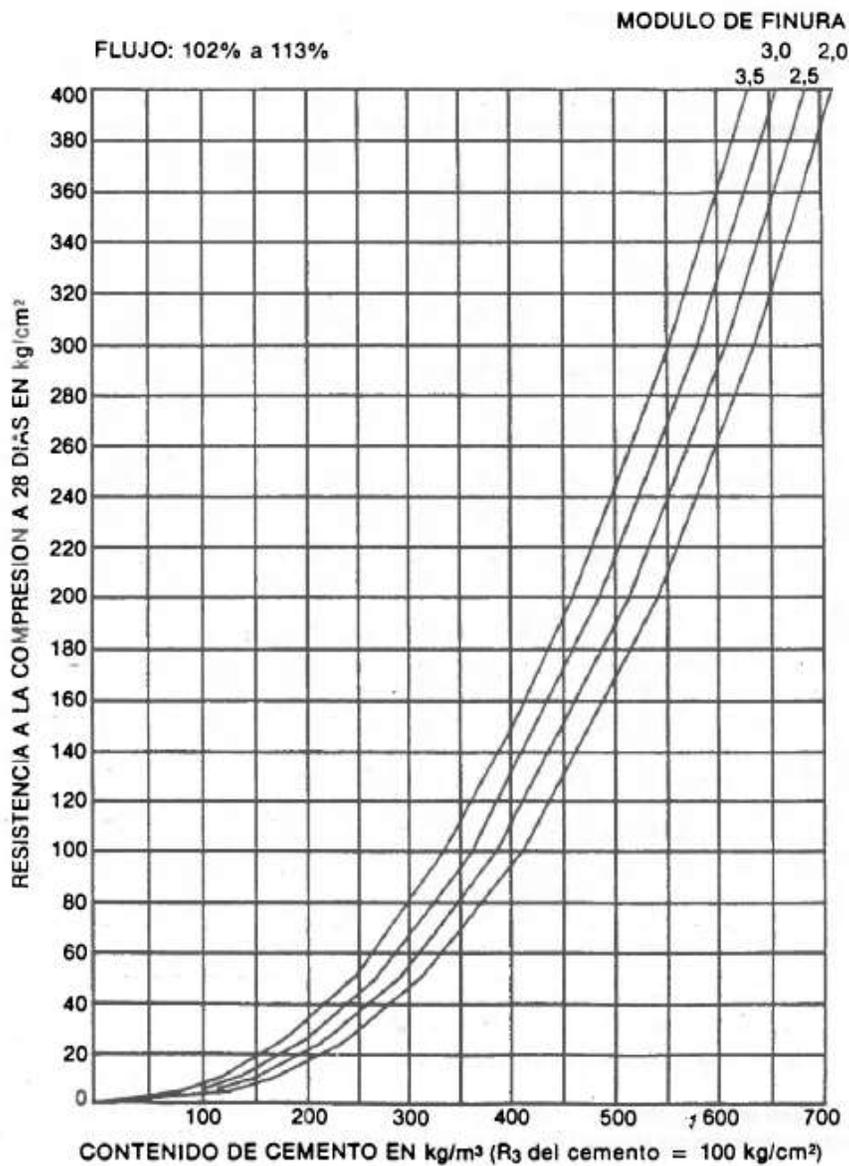
$$\text{Peso esp, de la arena saturada y superficialmente seca} = 2,55 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{Peso unitario suelto de la arena} = 1,6 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{Densidad de la arena} = 2550 \text{ Kg/m}^3$$

Los ensayos de laboratorio para la arena se encuentran en el anexo N° 12

Del gráfico, con la resistencia y la finura del cemento se obtiene:

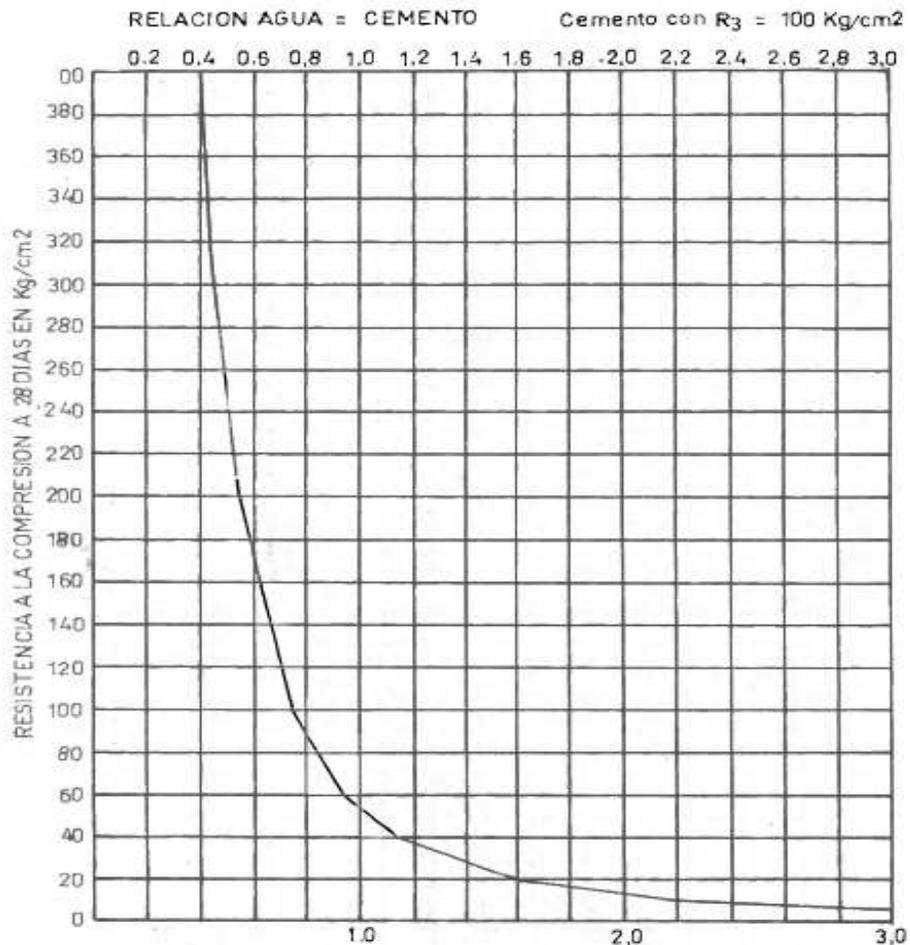


Cantidad de cemento:

cemento = 525 Kg

Cantidad de agua:

del gráfico:



relación agua/cemento 0,5

Cantidad de agua =

262,5 Litros

Contenido de arena:

volumen de cemento :

Vc =	0,170	m ³ /m ³
------	-------	--------------------------------

Volumen del agua:

Va =	0,26	m ³
------	------	----------------

Volumen del aire incluido= 0,035

Volumen de arena:

$$Var = 1 - Vc - Va - Vaire$$

Var =	0,532	m ³ /m ³
-------	-------	--------------------------------

Masa de la arena:

$$Mar = 1356,72 \text{ kg}$$

para una masa unitaria suelta de arena tenemos:

Mus =	0,85	m ³ /m ³	de mortero
-------	------	--------------------------------	------------

Por lo tanto los agregados serán:

cemento:	525	Kg/m ³
arena:	0,85	m ³ /m ³

El detalle de las juntas se puede observar en el Anexo N° 17

4.4. Metodología constructiva

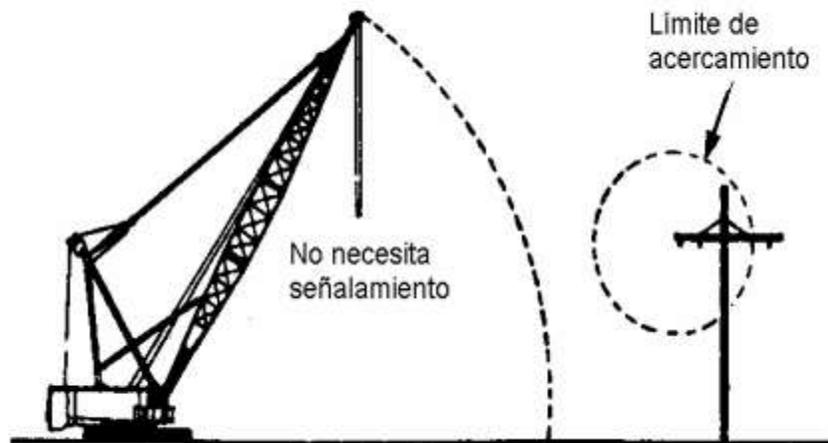
4.4.1. Transporte

Al seleccionar el proceso constructivo a utilizar en un proyecto, es necesaria la correcta evaluación del transporte. En gran medida, del resultado de esta evaluación se decide si los elementos serán fabricados en planta fija, en planta móvil o a pie de obra.

La incidencia del costo del transporte en el costo total de la obra es directamente proporcional a la distancia por recorrer y a la complejidad del flete. En condiciones normales, es aceptable que una obra que esté a menos de 350 km tenga un costo por transporte del 10 al 20 por ciento del costo total de los prefabricados.

Existen dos tipos de fletes: los que por sus características de peso y dimensiones se ejecutan con equipos de transporte ordinario y los que exceden el peso y dimensiones permitidos en las normas y reglamentos locales o federales. Los primeros se realizan con camiones o tracto camiones y plataformas, y los segundos con equipos de transporte especializado.

Figura 4. 1 Límite de acercamiento de los equipos con líneas conductoras de electricidad



4.4.1.1. Selección de la grúa y los equipos auxiliares

La selección de la grúa y los equipos o útiles auxiliares del montaje, es una etapa importante y decisiva por su influencia en el resto de las etapas y en los resultados finales de la calidad del trabajo.

Deben analizarse los siguientes factores:

- La posibilidad de usar grúas torre, ya que son de gran eficacia en el montaje de elementos pre fabricados en la construcción de estructuras de gran altura.

- Conocidas las dimensiones de los elementos más pesados, se escoge la grúa en función de los parámetros de radio y alcance de la pluma, carga que puede elevar y posibilidad de giros.
- Deben valorarse los puntos críticos o condiciones especiales de la obra, como líneas aéreas de energía eléctrica, construcciones cercanas existentes, arboles u otros obstáculos verticales.

4.4.2. Montaje

En las obras prefabricadas, el montaje representa entre 10 y 30 por ciento del costo total de la obra. En términos generales, mientras mayor sea el volumen de la obra, menor será el costo relativo del montaje.

Sin embargo, hay que considerar que los equipos de montaje por ser especializados y generalmente de gran capacidad, tienen costos horarios elevados, por lo que resulta indispensable una buena planeación de todas las actividades.

Para la elección adecuada del equipo hay que considerar, entre otras cosas, que la capacidad nominal con la que se le denomina comercialmente a una grúa es la carga máxima que soportará pero con el mínimo radio y a la menor altura. Es obvio que la capacidad nominal de una grúa siempre tendrá que ser mayor que la carga más grande a mover. Esta capacidad disminuirá proporcionalmente a la distancia a lanzar el elemento a partir del centro de giro de la grúa, y a la altura a levantarlo.

Los rangos de capacidad se basan en condiciones ideales:

- Nivel de piso firme
- Viento en calma
- No llevar la carga lateralmente ni balanceándose
- Buena visibilidad
- La maquinaria debe estar en buenas condiciones, que no tenga miembros estructurales ni dañados ni fatigados y debe estar equipada como “recién salida de la fábrica”.

4.4.3. Montaje de elementos prefabricados

Aunque el costo del arco atirantado suele ser bajo, se debe tomar especial atención a su proceso constructivo, debido a que puede elevar el costo del mismo. Las condiciones locales donde se ubicará el puente son el factor más importante que influye en el proceso constructivo que se adoptará.

No debe comenzarse a realizar un montaje sin cumplir las siguientes condiciones:

- El hormigón de los cimientos debe haber obtenido la resistencia especificada.
- Ejecutar y revisar todas las instalaciones subterráneas de la obra.
- Preparar todas las áreas necesarias para facilidades de montaje (accesos, vías de grúas, áreas de almacenamiento, etc.)
- Garantizar un suministro de los elementos, continuo y completo para evitar paralizaciones del proceso de montaje por falta de elementos prefabricados.
- Cumplir las exigencias del Proyecto de Organización de Obras en cuanto al emplazamiento de las áreas de almacenamiento.
- Verificar las características y adecuación de los medios auxiliares de montaje (dimensiones, calidad, estado técnico, etc.) y equipos complementarios de forma que garanticen la máxima seguridad del montaje.

Se proponen a continuación algunos procesos constructivos recomendados.

4.4.3.1. Elementos de Sostenimiento

Terreno bajo la posición final:

Si la luz que se desea salvar con el puente es un río de poco caudal o una vía poco transitada, puede desviarse el flujo normal o encauzarse mediante alcantarillas, para construir parcial o totalmente el puente sobre el cauce o vía previamente nivelada para luego trasladarlo a su posición final. Este caso puede ser una solución muy económica, pero su viabilidad es poco común ya que sólo es aplicable para casos en que el río suela tener un régimen poco variable.

Andamio:

Bajo las mismas condiciones que en el caso anterior, en la posición final del puente se puede construir un andamio temporal que permita sostener la estructura parcial o total del puente. Este caso puede ser también una solución muy económica, pero poco viable.

Falso Puente:

En el caso en que el cauce del río o vía no pueda ser interrumpido temporalmente durante la construcción o no es viable la construcción bajo el puente por lo abrupto de la topografía, la estructura parcial o total del puente podrá ser sostenida en lo que en nuestro medio se conoce como falso puente, que atraviesa parcial o totalmente la luz que se desea salvar. Este es el elemento de sostenimiento que suele tener el mayor costo de construcción.

Terreno fuera de la posición final:

También puede realizarse la construcción parcial o total fuera y luego trasladarlo hasta su posición final. Aunque es una solución económica, el método de traslado puede encarecer el proceso.

Estructura propia del puente:

El puente puede ser construido parcialmente mediante algún método descrito anteriormente, de tal manera que pueda auto sostenerse durante el traslado a la posición final (si se requiere) y que pueda soportar en la posición final las cargas de los elementos del puente que aún no hayan sido construidos. Puede realizarse mediante el uso de un tirante y/o arriostres temporales, a modo de un esqueleto de acero. Esto permite reducir el tiempo de construcción cuando se usen los métodos anteriores, y luego se puede completar la construcción sin interrumpir el cauce o la vía. Inclusive, los elementos llamados temporales pueden ser elementos que aporten a la resistencia de la estructura final, eliminando la necesidad de removerlos. En este caso se requiere un análisis estructural detallado del proceso constructivo.

4.4.3.2. Construcción por Etapas

Construcción total en la posición final del puente:

Este caso se aplica sólo si los elementos de sostenimiento se ubican en la posición final del puente. Se inicia con la construcción de la losa del tablero. Se realiza el montaje de la estructura de acero. Luego se aplica el postensado de los cables de la losa, y de ser necesario, el tensado de las péndolas, para así concluir con el retiro de los elementos de sostenimiento con menor dificultad. Este método interrumpe el cauce o la vía durante todo el proceso de construcción.

Construcción parcial auto sostenible en la posición final y posterior conclusión:

Se construye parcialmente la estructura en la posición final y se eliminan sus elementos de sostenimiento. La estructura parcial deberá ser capaz de sostener su propio peso y las cargas de trabajo para luego concluir con la construcción. Este método tiene por objetivo reducir el tiempo de interrupción del cauce o vía o reducir los requerimientos de resistencia de la estructura temporal de sostenimiento.

Construcción total fuera de la posición final y posterior traslado:

Aunque es una solución cómoda y económica mientras se está fuera de la posición final, el método de traslado puede encarecer la construcción debido al gran peso de la estructura total que se trasladará.

Construcción parcial auto sostenible fuera de la posición final, traslado y finalización de la construcción:

Uno de los métodos más prometedores es el construir parcialmente a la estructura para así reducir el peso que de transporte. Dicha estructura parcial deberá ser de tal manera que pueda resistir su propio peso durante el traslado, además del peso de los elementos restantes del puente durante su construcción en su posición final. Para esto deberán utilizarse elementos temporales de arriostre.

4.4.3.3. Métodos de Traslado

Gateo:

En el caso que la estructura parcial o total haya sido construida en el cauce o la vía bajo su posición final, puede ser elevado a ésta desde sus apoyos mediante gatos.

Izado:

Se puede levantar la estructura desde sus extremos con dos o cuatro grúas y llevarla hasta que tome su posición definitiva antes o después del vaciado de la losa. Este método tiene el inconveniente de que las grúas disponibles podrían no soportar un peso tan grande y por lo tanto esta opción estará limitada a luces pequeñas o donde el peso parcial o total de la estructura puente sea baja. Si el puente es suficientemente pequeño, puede ser incluso levantado desde los arcos.

Lanzado:

El puente puede ser empujado desde su extremo exterior hacia el cauce del río de tal manera que vuele sobre él hasta alcanzar un apoyo temporal tras otro, mediante la ayuda de una nariz de lanzamiento. Este método haría que la estructura trabajar temporalmente de una manera diferente a la que ha sido concebida, requiriéndose de arriostres durante el traslado para mejorar su comportamiento.

Desplazado por grúas flotantes:

Un extremo del puente puede ser apoyado sobre una plataforma o grúa flotante que se desplazará desde un extremo al otro del cauce del río y el otro extremo podrá moverse sobre la superficie del terreno, haciendo trabajar al puente con su comportamiento natural. Esta opción solo es posible si el río es navegable o en zonas costeras. En nuestro país, la mayor parte de ríos no son navegables, con excepción de los ríos de la selva donde se requiere puentes de mayores luces que los recomendados para este tipo de puente.

4.4.3.3.1. Modo de izaje

Los medios auxiliares más usados en los izajes para el montaje de elementos prefabricados, son:

- Mediante ganchos de izaje
- Mediante pasadores
- Mediante estribos especiales
- Mediante cadenas y cables.

Para los elementos de gran tamaño y peso debe elegirse con esmero el modo de izaje apropiado. Aquellos elementos que no pueden izarse de acuerdo a su función estática, deben ser recalculados estructuralmente, a fin de que puedan resistir los esfuerzos a que van a estar sometidos durante la operación de montaje.

4.4.3.3.2. Cálculo de las tensiones de los cables de izaje.

Datos:

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

$$h = 0,5 \text{ m}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

$$\gamma_{h^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\alpha = 60 \text{ grados} \quad \text{el ángulo } \alpha \text{ forma el cable}$$

Cálculo del peso de una dovela del arco:

$$\text{vol dov} = 0,15 \text{ m}^3$$

$$\text{peso propio dov} = 360 \text{ kg}$$

cada gancho de la grúa levantará:

$P = 180 \text{ kg}$

$T_{\text{cable}} = \frac{P}{\cos \alpha}$

$T_{\text{cable}} = 360 \text{ kg}$

Por lo tanto la fuerza solicitada en el cable será de 360 kg por cada pieza, con este dato elegimos el diámetro del cable que es capaz de resistir esa tensión.

4.4.3.4. Recomendaciones para el montaje

Los elementos prefabricados, deben poseer la debida calidad de producción, calidad de planta, así como, deben tener la máxima exactitud de sus dimensiones y en perfecto estado sus bordes y aristas.

La correcta nivelación del plano de apoyo y total correspondencia con la base del elemento vertical, favorecerá a una máxima verticalidad y correcta alineación de los componentes. Cuando esto de por si no sea posible, será necesario recalzar los elementos y nivelar en sus tres ejes, con la máxima precisión, las alineaciones.

Hay que cuidar la correcta vinculación entre los elementos para su trabajo estructural y las mínimas desviaciones que puedan transmitirse a los elementos que sirvan de base.

Algunas sugerencias, son:

- Garantizar que la cara superior de la copa del cimientó estén debidamente marcados los ejes (X e Y) para hacerlos coincidir con los del elemento vertical a situar sobre el cimientó.
- Antes de colocar el elemento debe limpiarse el área de fondo y verter una pequeña capa de mortero fino y fluido (junta húmeda) que sirva para garantizar un asentamiento correcto y un contacto perfecto entre los elementos estructurales.
- Una vez que el elemento se encuentra en posición, este se ajusta por medio de cuñas de madera, alineándolo según los ejes.
- El elemento debe arriostrarse al menos en dos sentidos para asegurar el correcto posicionamiento. Para fijar la posición dada como correcta se debe rellenar el espacio libre entre elementos con hormigón, cuidando que en su vertido no desplace el elemento.
- Cuando el hormigón fragüe deben retirarse las cuñas de madera y se rellena completamente el espacio dejado por las cuñas con hormigón.

CONCLUSIONES:

Después de haber concluido con éxito el diseño del puente peatonal turístico para la ciudad de Bermejo, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se optó por el diseño de un puente en arco con tablero intermedio, por las solicitudes de diseño arquitectónico que realizaron las autoridades de la ciudad de Bermejo.
- Estructuralmente, se eligió el arco biarticulado, porque el empotramiento del arco no está presente siempre y por mayor seguridad se optó por diseñarlo biarticulado.
- La directriz del arco se eligió de acuerdo al diseño arquitectónico solicitado, el mismo que tenía que simular un engranaje usado en las maquinarias del ingenio, por lo que se optó por un arco aproximado a un semicírculo.
- Para el cálculo estructural se utilizó el paquete estructural SAP 2000, mediante el cual se obtuvieron resultados más exactos en la solución de dicha estructura.
- Se obtuvieron las representaciones gráficas de las fuerzas internas, con las que se pudo interpretar los resultados para cada hipótesis de carga.
- Para el diseño de los accesos (ascensor y escalera) se optó por usar el paquete estructural CYPECAD, por la independencia de dicha estructura con el arco y tablero del puente peatonal.
- Se decidió colocar como alternativa de acceso al puente peatonal un ascensor para personas con capacidades diferentes, por el limitado espacio para realizar una rampa que se tenía en el lugar de emplazamiento.
- Se logró obtener un diseño completo de un puente en arco con tablero intermedio, haciendo posible plantear este tipo de estructuras como alternativas en los proyectos de inversión de nuestro departamento, siempre que las condiciones topográficas y económicas lo permitan.
- Los prefabricados reducen considerablemente el tiempo de ejecución de la obra, pero son mucho más convenientes cuando se construyen en serie; en Bolivia se encuentra la empresa “MAVEN” localizada en la ciudad de Santa Cruz que puede realizar las secciones de arco prefabricadas, viendo si es factible para su empresa realizarlas, sin embargo se recomienda que la empresa que se adjudique el proyecto sea la que realice

sus propias secciones de arco prefabricadas porque al ser pocas y de forma variable, es poco probable que una empresa las fabrique.

- En condiciones de calidad y control a la hora de realizar estructuras prefabricadas, estas son más estrictas por lo tanto se puede asegurar que se llega a las calidades exigidas, porque generalmente su dosificación se realiza en peso y no en volumen.
- El costo estimado del proyecto es de 555.970,44 Bs. (Quinientos cincuenta y cinco mil novecientos setenta con 44/100 bolivianos).