

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1 Problema

Con el diseño estructural del módulo administrativo de la unidad educativa Barredero se pretende solucionar el principal problema que es deserción y estudiantil de la comunidad de “Barredero”. En esta comunidad no existe un centro educativo para la educación que brinde comodidad y responda a las exigencias de la población de la comunidad, debido a la falta de infraestructura para la formación escolar.

1.1.1 Planteamiento

La problemática radica en deserción y emigración estudiantil en la comunidad de “Barredero” como consecuencia que no existe un centro educativo adecuado para la educación en dicha comunidad lo cual conlleva a que los alumnos no continúen sus estudios hasta el bachillerato, con este fin se propone la construcción de un módulo administrativo en la comunidad de Barredero que satisfaga las necesidades de la población y sus alrededores posibilitando de esta manera el acceso a mejores condiciones de educación; la disminución de deserción escolar y como fin último el desarrollo personal de los estudiantes, dando mayor oportunidad a los estudiantes para continuar sus estudios en universidades u otros institutos técnicos a nivel superior.

1.1.2. Formulación

Con la construcción de una nueva infraestructura en la comunidad de Barredero se puede solucionar el problema. Por consiguiente, las demás posibles alternativas de solución se descartan. De manera que, en base al análisis planteado en el perfil de proyecto, la alternativa que solucionará el problema, es la “construcción del módulo administrativo de la unidad educativa Barredero”.

1.1.3 Sistematización

Con la alternativa definida “módulo administrativo de la unidad educativa Barredero”, ya que se cuenta con los planos de diseño arquitectónicos que se refieren a ésta;

se emprenderá el análisis estructural de cimentación, estructura de soporte o sustentación y estructura de cubierta y entresijos, escaleras.

1.2. Objetivos

En la propuesta de proyecto de Ingeniería Civil se contemplan los siguientes objetivos.

1.2.1. General

Diseñar la estructura de sustentación del “Módulo Administrativo de la Unidad Educativa Barretero” a ser construido en la comunidad de Barretero, con elementos de H^oA^o y metálicos.

1.2.2 Específicos

- Diseñar los elementos estructurales de hormigón armado siguiendo lo especificado en el Código Boliviano del Hormigón - 87.
- Diseñar las cimentaciones de acuerdo al tipo de suelo de fundación.
- Realizar el aporte académico.
- Diseñar los elementos de sustentación de las cubiertas
- Realizar planos estructurales
- Estimar el costo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.

1.3. Justificación

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

1.3.1. Académica

Utilizar y profundizar los conocimientos adquiridos durante su carrera por el estudiante, pudiendo así desarrollar destrezas y habilidades en el diseño estructural de edificaciones, así como también en el desarrollo de propuestas en beneficio de la sociedad, además de poner en práctica estos conocimientos.

1.3.2. Técnica

Determinar la alternativa viable que se planteará en el proyecto de grado, alternativa que deberá ser la alternativa óptima en cuanto al proceso constructivo, al espacio libre requerido, los costos de operación y mantenimiento, además lo diseñado deberá tener

armonía con el entorno del lugar, de donde saldrá las características del mejor planteo estructural para su desarrollo.

1.3.3. Social

Contribuir a la población de barretero con el diseño estructural del módulo administrativo de la unidad educativa barretero, para mejorar la actividad pedagógica en la comunidad de barretero, brindando a los estudiantes, docentes y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, mejorando así la calidad de la formación escolar. Éste proyecto cuenta con el respaldo de las autoridades, ha sido acogido de gran manera por la comunidad de barretero ya que su elaboración vendría a subsanar los problemas de deserción estudiantil de la comunidad.

1.4. Localización del proyecto

La comunidad de Barretero Pertenece al Municipio de Bermejo 2ª Sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija, ubicación Latitud 22° 37' 5''; Longitud 64° 20' 0'' forma parte de la cuenca del río grande de Tarija, la distancia desde Bermejo hasta la comunidad de Barretero es de 12.2 Km. El tiempo estimado para llegar hasta la comunidad desde la ciudad de Bermejo es de aproximadamente 15 minutos.

El terreno destinado donde actualmente funciona La Unidad educativa comunidad Barretero está ubicada en la Comunidad El Barretero, la cual pertenece a Arrozales.

En las siguientes figuras se encuentran la localización del proyecto

Figura 1.1 Localización del Proyecto a Nivel Departamental (ver anexos I)

Figura 1.2 Localización del Proyecto en la Comunidad (ver anexos I)

1.5. Alcance del proyecto

De acuerdo a la información secundaria del perfil de proyecto se analizó las posibles alternativas estructurales, por lo que el alcance se define a continuación:

1.5.1. Análisis de estructura

Dentro del perfil de proyecto se analizó las alternativas de planteo estructural:

La alternativa más viable y que fue escogida en el perfil fue:

Cubierta metálica con perfiles metálicos, vigas, columnas, sobre cimientos, zapatas aisladas y losas alivianadas, macizas de hormigón armado.

1.6. Resultados a Lograr.- En la propuesta de proyecto de Ingeniería Civil se incorporarán los siguientes resultados que necesariamente se deberán lograr cuando se desarrolle el proyecto en la asignatura de CIV-502, como también se colocarán algunas restricciones que se mencionarán líneas más abajo.

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de Bermejo.
- Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Análisis estructural del sistema estructural, en base a métodos de análisis establecidos en las normas de diseño, con un estudio de estados de carga, estableciendo claramente la respuesta estructural ante las solicitaciones
- Planos estructurales a detalle del cálculo de la construcción del Módulo Administrativo de la Unidad Educativa Barretero.
- Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.
- Diseño y calculo estructural de la construcción del Módulo Administrativo de la Unidad Educativa Barretero infraestructura y superestructura
- Métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precio unitarios y presupuesto del proyecto

No se harán las instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable, pluviales, debido a que lo primordial es la especialización del estudiante en el diseño de estructural

CAPÍTULO II

2. Marco teórico

2.1. Levantamiento topográfico

La topografía es un aspecto muy relevante tomado en cuenta que la simple falla al tomar un punto ya sea planimetricamente o altimetricamente ocasionaría una serie de problemas al momento de delimitar el terreno y el emplazamiento de la construcción,

Las curvas de nivel del terreno y las coordenadas de los puntos nos sirven para la ubicación y emplazamiento de las estructuras configurando un entorno espacial para el diseño en planta y perfil.

2.2. Estudio de suelos

Para el diseño estructural se debe tener en cuenta la capacidad portante del suelo donde se vaya a emplazar la estructura, el estudio de suelos será evaluado según la norma de cimientos E-050 de suelos y cimentaciones de la norma española, para la determinación de la profundidad de fundación y las pruebas geotécnicas, entre las muchas maneras de ensayos, la más adecuada para nuestro caso es la prueba de PENETRACIÓN ESTANDAR SPT-ASTM 1586, esta consiste en una prueba de campo, que tiene como finalidad encontrar el esfuerzo admisible del suelo

2.2.1. Prueba de penetración estándar SPT-ASTM 1586.- El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lb (63,5 kg) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar el toma muestras 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

Para el trabajo de gabinete en laboratorio se deben contar con otros datos acerca del suelo en estudio como ser su granulometría, los límites de consistencia, su clasificación

según la normativa SUCS y AASHTO, y con todos estos datos se puede recurrir a los ábacos de la prueba SPT y determinar el esfuerzo admisible del suelo en estudio.

2.3. Normas de diseño

La norma utilizada para el diseño estructural es Código Boliviano del Hormigón CBH-87, vigente en Bolivia, la cual será complementada con una bibliografía de diferentes autores que hacen mención al código español EHE, también se utilizara la norma DBE-AE -88 que es la normativa para cargas de servicio en edificios, y para el diseño de cerchas se utilizara la norma américa AISI.

2.4. Hormigón armado

En mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, de acero, este hormigón reforzado se conoce como hormigón armado. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suelen ser barras de acero. El hormigón y el acero forman un conjunto de transfiere las tensiones entre los dos elementos.

El hormigón es el único material que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que sea muy útil en construcción ya que puede moldearse de muchas formas. Presenta una amplia variedad de texturas y colores y muchos tipos de estructuras como autopistas, calles, puentes, edificios, silos, bodegas, factorías, casas e incluso barcos.

2.4.1. Adherencia entre el hormigón y el acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar esfuerzos de tracción, ya que el acero se desliza sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. El código boliviano del hormigón armado nos dice “La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y la armadura, a lo largo de toda la longitud de ésta y también asegura el anclaje de sus extremos”.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos, la de asegurar el anclaje de todas las barras y de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

2.4.2. Disposición de armaduras

2.4.2.1. Generalidades

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores) para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma de que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquéllas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

2.4.2.2. Distancia entre barras.

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener una separación mínima, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. El código boliviano de hormigón armado recomienda los valores que se indican a continuación.

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal deben ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes.

- Dos centímetros.
- El diámetro de la barra más grande.
- 1.25 veces el tamaño del árido.

b) Si se dispone dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras deben ser tal que permite el paso de un vibrado interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto tres barras de la armadura principal de $\Phi \leq 32\text{mm}$. (Una sobre otra), e incluso tres barras de $\Phi \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparcar los estribos) es un practica recomendable cuando haya una gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.¹

2.4.2.3. Distancia a los parámetros.

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el parámetro más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación.

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del parámetro más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

¹ Ver Código Boliviano del Hormigón CBH-87

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambiente agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1.5 cm. como se muestra en el cuadro 2.1 (ver anexos II)²

2.4.2.4. Doblados de armaduras.

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas de acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en este ensayo para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a descargar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Radios de curvaturas para ganchos y estribos son los que se muestran en el cuadro 2.2 (ver anexos II)

a) En caso de estribos con $\emptyset < 10\text{mm}$ los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a $1.5 \emptyset$ cualquiera que sea el acero.

b) Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\emptyset > 6\text{mm}$. es obligatoria colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Radios de curvaturas para la armadura principal son los que se muestran en la tabla 2.3 (ver anexos II)

² Ver Código Boliviano CBH-87

En el caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la fisuración del hormigón en la región, se aumenta el radio mínimo de doblaje con función de la cantidad de capas.

- Para 2 capas de hierro doblado aumentar 50%
- Para 3 capas de hierro doblado aumentar 100%

2.4.2.5. Anclaje de las armaduras

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas específicas o que se prolonguen las distancias mínimas específicas más allá de las secciones en las cuales las armaduras están solicitadas a las tensiones máximas.

Jiménez Montoya dice “la longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje”.³

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son.

$$l_{b_l} = \frac{\emptyset * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) ; \tau_{bu} = 0.28 * \sqrt{f_{cd}} (MPa)$$

Para aceros corrugados

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}^2} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) ; \tau_{bu} = 0.40 * \sqrt{f_{cd}^2} (MPa)$$

³ Ver Código Boliviano CBH-87

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

$$l_b = \frac{\emptyset * f_{yd} * A_{s_{calculado}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s_{real}}}$$

$$l_b \geq \begin{pmatrix} 0.30 * l_{b1} \\ 10 * \emptyset \\ 15\text{cm} \end{pmatrix}$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión de cálculo) podemos recalculer el tamaño del anclaje en funciones de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Donde:

\emptyset =diámetro de la armadura

f_{yd} = Es la resistencia de cálculo de la armadura

f_{cd} = Es la resistencia del cálculo del hormigón a compresión

l_{b1} = Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de calcula de hormigón

τ_{bu} = Es la tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

Para un contacto de dos barras se debe aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se debe aumentar un 3%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la aplicación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptará las siguientes consideraciones.⁴

Para aceros lisos

$$l_{b1} = l_b - \Delta l_b = (l_b - 15 * \emptyset) \geq \begin{pmatrix} l_b/3 \\ 10 * \emptyset \\ 15\text{cm} \end{pmatrix}$$

⁴ Ver Código Boliviano CBH-87

Para aceros corrugados

$$l_{b1} = l_b - \Delta l_b = (l_b - 10 * \emptyset) \geq \begin{pmatrix} l_b/3 \\ 15 \\ 15\text{cm} \end{pmatrix}$$

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar en riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho (135° a 180°), en el caso de las barras lisas, los anclajes por patilla (90° a 135°), sólo se admite para barras corrugadas.

Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a.

- $5\emptyset$ o 50mm, a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- $10\emptyset$ o 70mm, a continuación de un arco de círculo de 90° .

2.4.2.6. Empalme de las armaduras

Las barras de acero se comercializan de 12 m de largo cuando tenemos una pieza estructural de un mayor tamaño es necesario hacer un empalme para cubrir las solicitaciones determinadas en los diagramas. Otras veces se tiene la obra en pedazo de armadura que se puede reutilizar con las otras armaduras respetando los empalmes.

2.4.2.6.1. Empalme por traslapeo y solapeo

Es el tipo de empalme más común no es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25mm y explícitamente prohibido usar en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzos de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente Ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

Ecuación para poder determinar el empalme por traslape o solape.⁵

$$l_v = \Psi * l_{v_1}$$

Con ganchos para aceros lisos.

$$l_v = (\Psi * l_v - 15 * \emptyset) \geq \begin{pmatrix} 20\text{cm} \\ 15 * \emptyset \\ 0.50 * l_{b_1} \end{pmatrix}$$

Con ganchos para aceros corrugados.

$$l_v = (\Psi * l_v - 10 * \emptyset) \geq \begin{pmatrix} 20\text{cm} \\ 10 * \emptyset \\ 0.50 * l_{b_1} \end{pmatrix}$$

Coefficiente Ψ ; que se multiplica el largo del anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores.

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme también depende de la distancia “a” que es distancia entre ejes de las barras empalmadas en la misma sección transversal.
- También depende de la distancia “b” que la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza, como se muestra en la figura 2.1 (ver anexos II)

Cuadro 2.4 de coeficientes Ψ (ver anexos II).

La norma también limita el porcentaje de los empalmes de la barras traccionadas en una misma sección transversal en función al tipo de sollicitación.

Existen varios tipos de empalmes, pero sólo nos limitamos al empalme por traslape porque es más utilizado en nuestro proyecto. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0.1mm.

Para poder asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo

⁵ Ver Código Boliviano CBH-87

suficiente. El valor mínimo que recomienda el Código Boliviano del Hormigón Armado para espesor, es de dos veces el diámetro de las barras

2.5. Coeficientes de minoración de las resistencias de los materiales y mayoración de las cargas.

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica el código boliviano de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros 2.5 y 2.6, (ver anexos II).⁶

2.6. Hipótesis de carga

2.6.1. Cargas

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

2.6.1.1. Cargas muertas

Las cargas muertas son aquéllas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de las estructuras. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

2.6.1.2. Cargas vivas

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación. Pueden estar total o parcialmente en su sitio o no, y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

Viviendas

Habitaciones de viviendas económicas.....	150 kg/m ²
Habitaciones en otro caso.....	200 kg/m ²

⁶ Ver Código Boliviano CBH-87

Escaleras y acceso públicos.....300 kg/m²

Edificios docentes

Aulas despachos y comedores.....300 kg/m²

Escaleras y accesos.....400 kg/m²

Biblioteca.....400 kg/m²

2.6.1.3. Cargas ambientales

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de granizo, cargas de posibles empozamientos de agua debido a las lluvias presión y succión de viento, cargas sísmicas, presiones de suelo y fuerzas causadas por cambios de temperatura. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas, tanto en magnitud como en distribución.

2.7. Cubiertas.

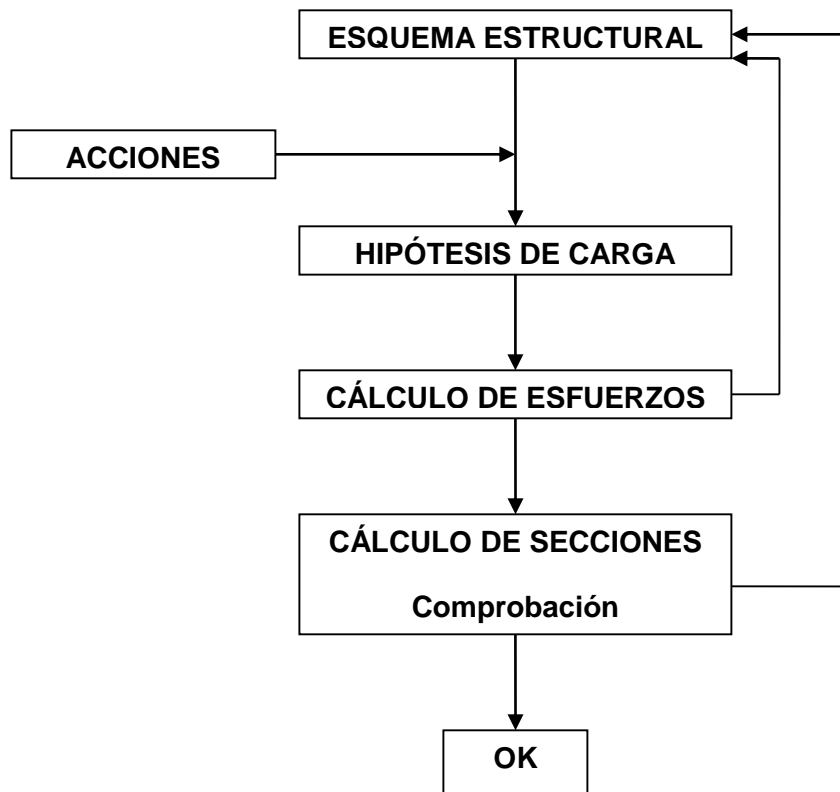
En el diseño de la cubierta se siguió los siguientes pasos.

Tipo de cercha escogida es “tipo Howe”, como se muestra en la figura 2.2 (ver anexos II)

2.7.1. Diseño de la cubierta metálica

El cálculo de una estructura consiste esencialmente en comprobar que se satisfacen las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de las deformaciones.

Esto incluye también la fase previa de establecimiento de tipo estructural. Para el cálculo, no importa qué material constituya la estructura, se debe seguir las siguientes etapas:



Fuente: Hormigón Armado (Montoya, Meseguer y Morán, 2000)

- a) **Establecimiento del esquema estructural.**- Suele ser una simplificación de la estructura real a efectos de cálculo, fijando su disposición general, forma de trabajo, dimensiones, condiciones de apoyo, etc.
- b) **Consideración de todas las acciones que puedan actuar sobre la estructura.**- No sólo las acciones físicas (que son las que intervienen en los cálculos) sino también las acciones químicas que afectan a la durabilidad de la estructura. Es necesario también en esta etapa, considerar las características del terreno de cimentación (tensiones admisibles, posibles asentos, posible agresividad, etc.).
- c) **Determinación de las hipótesis de carga.**- Son las diferentes combinaciones de las acciones (no compatibles entre sí) que debe soportar la estructura, y que deben elegirse de forma que se produzcan en ella los efectos más desfavorables.

d) Cálculo de esfuerzos.- Obtenido para cada hipótesis de carga, las solicitaciones, son las resultantes de las tensiones ejercidas sobre el elemento a diseñar.

Cuando las secciones calculadas, no sean suficientes para poder absorber y resistir correctamente los esfuerzos actuantes, se deberá volver a dimensionar dichas secciones.

e) Cálculo de secciones.- Consiste en las siguientes operaciones:

- **Comprobación** de que una sección previamente conocida es capaz de resistir las solicitaciones más desfavorables que puedan actuar sobre ella.
- **Dimensionamiento** de una sección aún no definida completamente; para que pueda soportar las solicitaciones.

2.7.2. Cargas y acciones a tomar en cuenta en el diseño

Una tarea de fundamental importancia dentro del diseño de una estructura es la estimación precisa de las cargas que actuarán en la estructura a lo largo de su vida útil. Por ello es necesario investigar las combinaciones más desfavorables que puedan ocurrir en un momento dado.

Generalmente, se toman en cuenta las cargas muertas y las cargas vivas.

- **Cargas muertas.-** Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Entre ellas podemos citar: peso propio de la estructura y otras cargas unidas permanentemente a ésta.
- **Cargas vivas.-** Las cargas vivas son aquéllas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Entre las principales cargas vivas podemos citar: cargas de piso, hielo, nieve, lluvia, cargas de impacto, cargas de viento, cargas sísmicas, otras cargas como las presiones del suelo, presiones hidrostáticas, fuerzas térmicas, etc.
- **Cargas de viento.-** Generalmente se supone que las presiones del viento se aplican uniformemente a las superficies de barlovento de los edificios, y se supone que pueden proceder de cualquier dirección.

El efecto del viento, tiene mayor incidencia en aquellas estructuras que son esbeltas y a la vez tienen gran altura. Sin embargo, es necesario que siempre se pueda hacer un estudio de este tipo de cargas en cualquier estructura y, si una vez analizadas parecen tener poca incidencia, entonces pueden ignorarse.

Coeficiente eólico cuadro 2.7 (Ver anexos II)

La presión del viento en un edificio puede estimarse con la siguiente expresión:

$$W = \frac{V^2}{16}$$

Donde:

W = presión [K/m²]

v = velocidad del viento [Km/h]

2.7.3. Métodos de diseño de estructuras metálicas

En un principio, las estructuras se diseñaron empleando esfuerzos permisibles o de trabajo, que limitaban el esfuerzo normal o tangencial de una pieza o una fracción del esfuerzo de fluencia del material, razón por la cual se le denomina comúnmente "diseño elástico" aunque es más correcto el término: "diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo".

Cabe señalar que si se aprovecha la resistencia del material, más allá de su punto de fluencia (como es el caso del acero), y se define el esfuerzo permisible en función del esfuerzo de falla se estará diseñando plásticamente, por lo cual es impropio el término de diseño elástico.

2.7.4. Diseño plástico

Actualmente las estructura se diseñan teniendo en cuenta separadamente las cargas P que se multiplican por un factor de carga $F_c > 1$ que amplifica las cargas, y por otro lado la resistencia del elemento se obtiene nominalmente considerando su capacidad

última de falla (R_n) para conseguir secciones económicas, se reduce con factores de resistencia $F_r < 1$; de tal manera que la ecuación básica de diseño resulta:

Sin embargo, este diseño denominado comúnmente "plástico" tendría que llamarse "diseño por factores de carga y resistencia", pues si en lugar de elegir la resistencia a la ruptura (F_u) tomamos el esfuerzo de fluencia (F_y) obtenemos un diseño elástico

El método LRFD sigue este proceso para el diseño por estados límites de falla; es decir, el diseño para elementos mecánicos y/o esfuerzos que aseguran la resistencia mecánica del elemento estructural ante el colapso.

Mientras que el diseño por estado límite de servicio incluye la revisión por deflexiones, vibraciones y demás efectos en las estructuras para que no afecten su buen funcionamiento.

2.7.5. Factores de carga LRFD para el diseño de cubiertas

Los factores de carga incrementan sus magnitudes para tomar en cuenta las incertidumbres en la estimación de sus valores; como se muestra en el cuadro 2.8, (ver anexos II).

2.7.6. Factores de resistencia para diseño de cubiertas

Para estimar con precisión la resistencia última de un elemento estructural, se debe tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene en las hipótesis de diseño, resistencia de materiales, dimensiones de cada sección, mano de obra, aproximación de los análisis, etc.

Por otro lado, para hacer una estimación, se multiplica la resistencia última teórica de cada elemento por un factor ϕ de resistencia. En el cuadro 2.9 se dan los valores de los factores de resistencia mencionados. (Ver anexos II).

2.7.7. Reglamento LRFD

Según los criterios del método LRFD exigen que se apliquen los factores, tanto a las cargas de servicio, como a la resistencia nominal de los miembros y conexiones. Este

método se basa en los conceptos de estado límite que es una condición en la que un miembro estructural, una conexión o toda la estructura cesan de cumplir su función.

El estado límite de resistencia se basa en la seguridad o en cuanto resiste la estructura incluyendo, las resistencias plásticas, de pandeo, fractura de un miembro a tracción, de fatiga, etc.

Estados límite de servicio es el comportamiento de la estructura debido a cargas normales de servicio e implica el control de las deflexiones, vibraciones y deformaciones permanentes. El método LRFD es aplicado a cada estado límite y el diseñador no tiene que utilizar datos estadísticos, sino que debe seguir reglas establecidas para la determinación de resistencias; usar diversos factores de carga y su respectiva verificación del diseño.

2.7.8. Diseño de miembros a tensión

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación.

La especificación LRFD estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, $\phi_t P_n$ será la más pequeña de los valores obtenidos con las dos expresiones siguientes:

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir el alargamiento excesivo del miembro)

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{Con} \quad \phi_t = 0.9$$

Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches:

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad \text{Con} \quad \phi_t = 0.75$$

Donde:

Fu = Esfuerzo de tensión mínimo especificado

A_e = Área neta efectiva resistente a tracción a través de los agujeros

A_n = Área más pequeña que el área neta real

2.7.9. Diseño de miembros a compresión

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que la columna se pandea, el acortamiento cesará y la columna se flexionará pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

Al crecer la longitud efectiva de una columna, disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la longitud efectiva excede un cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor que el límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan elásticamente,

Las columnas se pueden clasificar en: largas, cortas e intermedias.

2.7.9.1. Columnas largas

La fórmula de Euler predice muy bien la resistencia de columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por debajo del límite proporcional. Dichas columnas fallan elásticamente.

Las especificaciones LRFD proporcionan la siguiente ecuación para el cálculo de columnas largas:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad \text{para} \quad \lambda_c \leq 1.5$$

2.7.9.2. Columnas intermedias

Algunas fibras alcanzarán el esfuerzo de fluencia y otras no; éstas fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento se denomina inelástico.

Las especificaciones LRFD proporcionan la siguiente ecuación para el cálculo de columnas intermedias:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2} \right) F_y \quad \text{para} \quad \lambda_c > 1.5$$

La resistencia de diseño del elemento puede determinarse como sigue:

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad \text{con} \quad \phi_c = 0.85$$

(Diseño de Estructuras Metálicas Método LRFD (McCormac))

2.8. Losas

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparaciones con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, aunque en ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el plano de la losa.

Las losas de concreto pueden ser:

Macizas, aligeradas, nevardas, casetonadas, membrana o paraboloides, losas huecas.

En nuestro proyecto se realizó con losas aligeradas con viguetas pretensadas y losas macizas.

2.8.1. Losas macizas

Las losas macizas es aquella que cubre tableros rectangulares o cuadrados cuyos bordes, descansan vigas a las cuales les transmite su carga y ésta a su vez a las columnas. Se supone que los apoyos de todos sus lados son relativamente rígidos, con flechas muy pequeñas comparadas con las de la losa, el refuerzo para esta losa se coloca en dos direcciones ortogonales para soportar los momentos desarrollados en cada uno de ellos. Este tipo es comúnmente usado en las construcciones de casas habitaciones, por ser económico y por ser fácilmente adaptable a diseños irregulares.

2.8.2. Losas con viguetas de hormigón pretensado.

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento de hormigón y complemento aligerante de plastaformo.

Cuadro 2.10 características de viguetas pretensadas, (ver anexos II)

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas. De la misma manera, la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables.

Para tener mayor capacidad de carga en las losas, se puede hacer uso del colocado de vigueta doble, incrementando la sección de los nervios resistentes, como se ve en la figura 2.3 (ver anexos II).

Cuadro 2.11 sistema de aplicación de vigueta (ver anexos II).

2.9. Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

2.9.1. Cálculo a flexión simple.

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad $\gamma_s=1.60$ que se obtiene del cuadro N°2.6

$$M_d = 1.6 * M$$

- Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:

b_w = ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la más traxionada (también llamado canto útil).

f_{cd} = resistencia de diseño del hormigón

- Se calcula el valor de μ_{lim} , se obtiene del cuadro 2.12, (Ver anexos II)

Si $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesitará armadura a compresión.

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura a compresión, sólo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación.

1) Con el valor del momento reducido se entra al cuadro 2.13 y se obtiene de la cuantía mecánica de la armadura. (Ver anexos II)

2) Calcular la armadura para el momento de flexión tanto positivo como negativo.

$$A_{s1} = Ws * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo de acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del cuadro 2.12. (Ver anexos II)

$$A_{s_{min}} = \mu * bw * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares.

4) Se tomara la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

Si $\mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresión.

Si el momento reducido del cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación.

1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión.⁷

$$f = r/d \quad w_{s2} = \frac{u_d - u_{dlim}}{1 - f}$$

Donde:

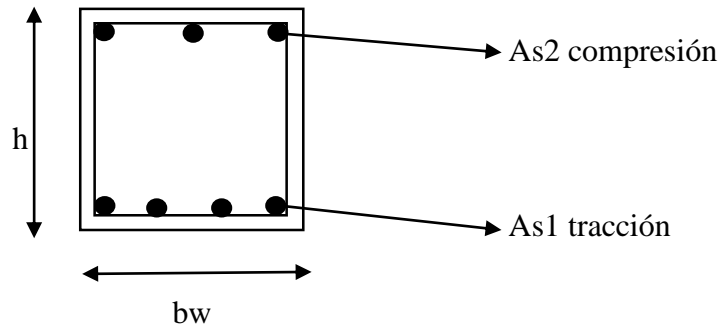
w_{lim} = este valor se obtiene del cuadro 2.12. (Ver anexos II)

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

f = relación entre el recubrimiento y el canto útil.

Viga de hormigón armado



2) Determinar la armadura tanto a tracción como a compresión.

$$A_{s1} = \frac{W_{s1} * bw * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{W_{s2} * bw * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

⁷ Ver Código Boliviano CBH-87

Donde:

A_{s1} = Área de la armadura a tracción.

A_{s2} = Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del cuadro 2.12

$$A_{s_{\min}} = \mu * bw * d$$

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para A_{s1} como para A_s , como se muestra en el cuadro 2.12 (ver anexos II)

Cuadro 2.14 cuantías geométricas mínimas, (ver anexos II).

Cuadro 2.15 tabla universal para flexión simple o compuesta, (ver anexos II)⁸

2.8.2. Esfuerzo cortante

Jiménez Montoya dice “en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales”.

$$\tau = \frac{V * m}{b * I}$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante

V = Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m = Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión del cizallamiento

b = Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento

I = Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza

⁸ Ver Código Boliviano CBH-87

2.8.2.1. Cálculo de la armadura transversal

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos y barras levantadas.

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}}$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_d > V_{cu}$$

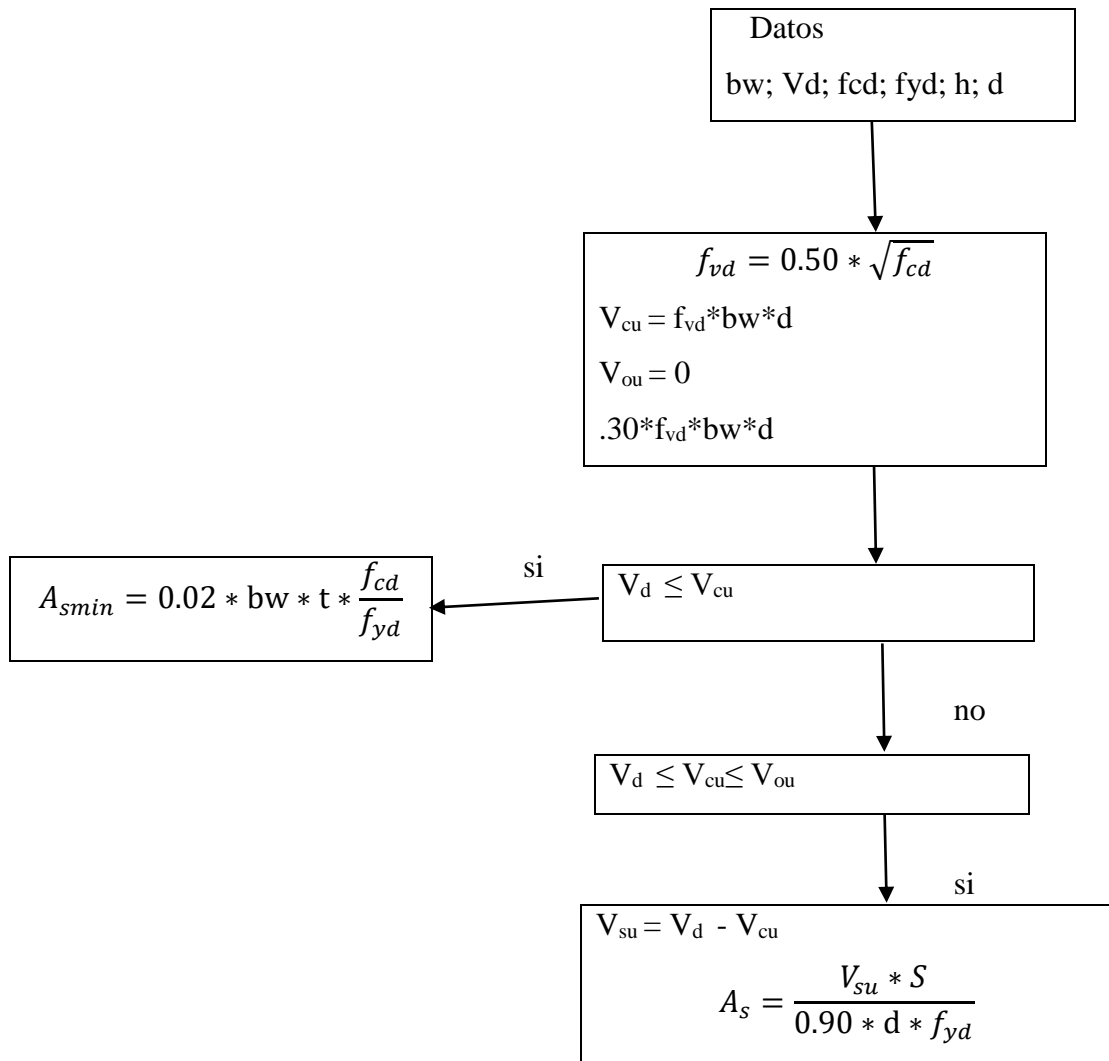
$$V_d = V_{cu} + V_s \longrightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

$$A_{St \min} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea de 4200kg/cm²

A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de armadura transversal; donde se indica las formulas y criterios de cálculo.



2.10. Columnas

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que sollicitación normal es la predominante. Sus distancias secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Jiménez Montoya dice “la misión principal de los soportes es analizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo,

al terreno de cimentación por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente”.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colocación con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colocar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a revisar esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

2.10.1. Excentricidad mínima de cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

2.10.2. Disposición relativa a las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes deben ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular.

2.10.2.1. Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm y se sitúan en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponer por lo menos una barra en cada

esquina de la sección. En los soportes de sección circular deben colocar un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 3.5cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar su pandeo.

b) Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.10.2.2. Cuantías límites

El código Boliviano del Hormigón Armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones.

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.005 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.005 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

Que para el caso de compresión simple, como armadura total A_s , puede ponerse en la forma.

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \quad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomara mayor en este caso de 4200kg/cm^2

A1 y A2 = Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d = Esfuerzo axial de calculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

A_s = El área del acero utilizando en la pieza de hormigón armado

2.10.2.3. Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser.

$$S \leq b_e$$

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos deber ser.

$$S \leq 15\emptyset$$

Donde:

\emptyset = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuesto a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12\emptyset$.

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6mm.⁹

Formas de estribos se muestran en la figura 2.4, (ver anexos II)

2.10.3. Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

2.9.3.1. Ideas previas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura a calcular los esfuerzos.

Jiménez Montoya nos dice *“por efecto de las deformaciones transversales que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuye la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma”*.

2.9.3.2. Longitud de pandeo

Una armadura se llama intraslacional sin sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud de soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en el cuadro 2.15, en función de la sustentación de la pieza, (ver anexos II)

La longitud de pandeo de la columna está en función de la rigideces de las columnas vigas que concurren a esta.

⁹ Ver Código Boliviano CBH-87

Jiménez Montoya nos dice “la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos dependen de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y pueden obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional”.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación.

Longitud de pandeo $l_0 = k \cdot l$ (k se obtiene entrando con Ψ para el caso de pórticos no arriostrados)

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren con el punto A}}{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren con el punto A}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren con el punto B}}{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren con el punto B}}$$

En la figura 2.5 se muestran pórticos intraslacionales y traslacionales, para la obtención del valor de k, (ver anexos II)

Ver código boliviano de hormigón armado CBH-87

2.9.3.3. Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano y pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_0/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i, de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia de dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda el código boliviano de hormigón armado son los que mencionaremos a continuación.

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), debe aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$)¹⁰

2.10. Fundaciones

Las zapatas o fundaciones deben ser diseñadas para resistir los efectos de las cargas axiales, cortes y momentos aplicados mayorados.

El objetivo de la fundación es transmitir las cargas de la superestructura y el peso propio de ellas al terreno. Pero además tiene la función de proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad entre la estructura de cimentación y el suelo, limitar los asentamientos totales y diferenciales, con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas y además mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

Se emplean diversos tipos de cimentación, dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta, del tipo y dimensiones de la superestructura y del espesor, resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación.

En el presente proyecto se analizara como fundaciones de la estructura las zapatas aisladas.

¹⁰ Ver Código Boliviano CBH-87

2.10.1. Zapatas aisladas

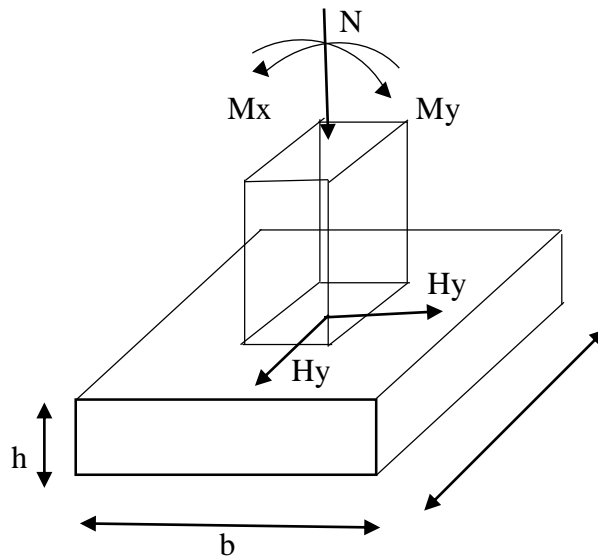
Las zapatas aisladas son losas de cimentación, normalmente de concreto reforzado con dimensiones: largo L y ancho B , con relación L/B que no sobrepase a 1,5. La cimentación debe soportar las cargas de las columnas. Las zapata puede ser diferente una de otra, por lo que, se requiere que los asentamientos diferenciales entre ellas no excedan los asentamientos totales o diferenciales permitidos. Los asentamientos diferenciales pueden reducirse seleccionando el área apropiada de contacto de la zapata, y usando solo el suelo de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser controlados por la flexibilidad de la superestructura.

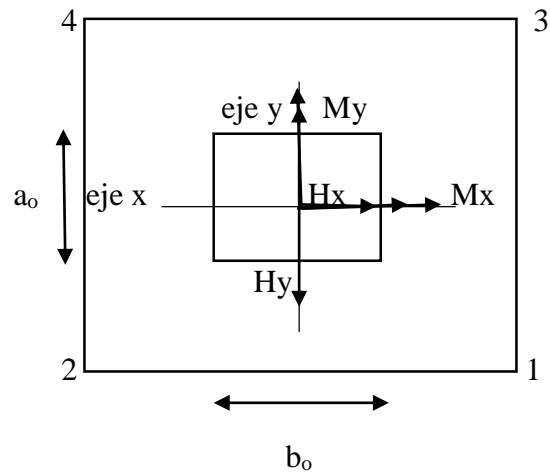
La distribución de esfuerzos depende del tipo del material debajo de la zapata y de la rigidez de la zapata misma.

Para zapatas sobre material suelto y poco cohesivo, las partículas del suelo tienden a desplazarse hacia los extremos, quedando relativamente confinadas en el centro.

2.10.2 Proceso de cálculo

Figura 3.7 Solicitaciones presentes en una zapata aislada





Datos:

M_x = Momento en el eje x

M_y = Momento en el eje y

H_y = Cortante en el eje y

H_x = Cortante en el eje x

N = Carga total que llega a la zapata

σ'_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo

Una vez definido nuestros datos, se procede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

1) Determinar el peso total “N” que soportara la zapata

En primer lugar se aproxima el peso de la zapata como el 0.05 del peso total “N” que llegue a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N_c = 1.05 * N$$

2) Determinar las dimensiones “a” y “b” de la base de la zapata

La zapata necesita una área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere el esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por.

$$A_{nec} = \frac{N_c}{\sigma'_{adm}}$$

Se escoge un área “A” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” tal que.

$$A = a * b$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensionados constructiva. Escogidos los valores de “a” y “b”, se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentara en la zapata dado por.

$$\sigma' = \frac{N_c}{A} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{b * a^2}$$

En esta etapa hay que verificar que.

$$\sigma_1 < \sigma'_{adm}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que cumpla la desigualdad $\sigma_1 < \sigma'_{adm}$

3) Determinar el canto útil “d” y el canto “h” de la zapata.

Primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} =$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón

f_{ck} = Resistencia características del hormigón

γ_c = Coeficiente de seguridad para el hormigón.

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la formula.

$$fvd = 0,50 * \sqrt{fcd}$$

$$k = \frac{4 * fvd}{\gamma_f * \sigma_{adm}}$$

Donde:

$$fvd = \text{kg/cm}^2$$

γ_f = coeficiente de mayoracion del momento flector.

$$\sigma'_{adm} = \text{kg/cm}^2$$

con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d1 = \sqrt{\frac{ao * bo}{4} + \frac{a * b}{2K - 1}} - \frac{ao + bo}{4}$$

$$d2 = \frac{2 * (a - ao)}{4 + K}$$

$$d3 = \frac{2 * (b - bo)}{4 + K}$$

Luego se procede a definir el valor de “r” para recubrimiento (≥ 5), con los valores anteriores se tiene:

$$h = d + r$$

4) Se determina la carga “N” que actúa en la zapata.

Con las dimensiones ya definidas en el paso 3, se calcula el peso real de la zapata dada por.

$$PesoZ. = a * b * h * \gamma_{H^{\circ}A}$$

5) Calculo de los momentos corregidos.

Como existen fuerzas cortantes (H_x y H_y) en la base de la zapata, es necesario calcular momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones.

$$Mx' = Mx \pm (Hy * h)$$

$$My' = My \pm (Hx * h)$$

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el momento y es negativo si tiene sentido contrario.

6) Calculo de los esfuerzos de la zapata, (+=compresión; - = Tracción)

$$\sigma_1 = \frac{Nc+PP}{A} + \frac{6*Mx'}{a*b^2} + \frac{6*My'}{b*a^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{Nc+PP}{A} + \frac{6*Mx'}{a*b^2} - \frac{6*My'}{b*a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{Nc+PP}{A} - \frac{6*Mx'}{a*b^2} + \frac{6*My'}{b*a^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{Nc+PP}{A} - \frac{6*Mx'}{a*b^2} - \frac{6*My'}{b*a^2}$$

Es importante entender que la distribución de los esfuerzos dependen de la clase de suelo para fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizan las fórmulas de resistencia de materiales. Esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación, se debe cambiar el área de la sección luego se debe verificar.

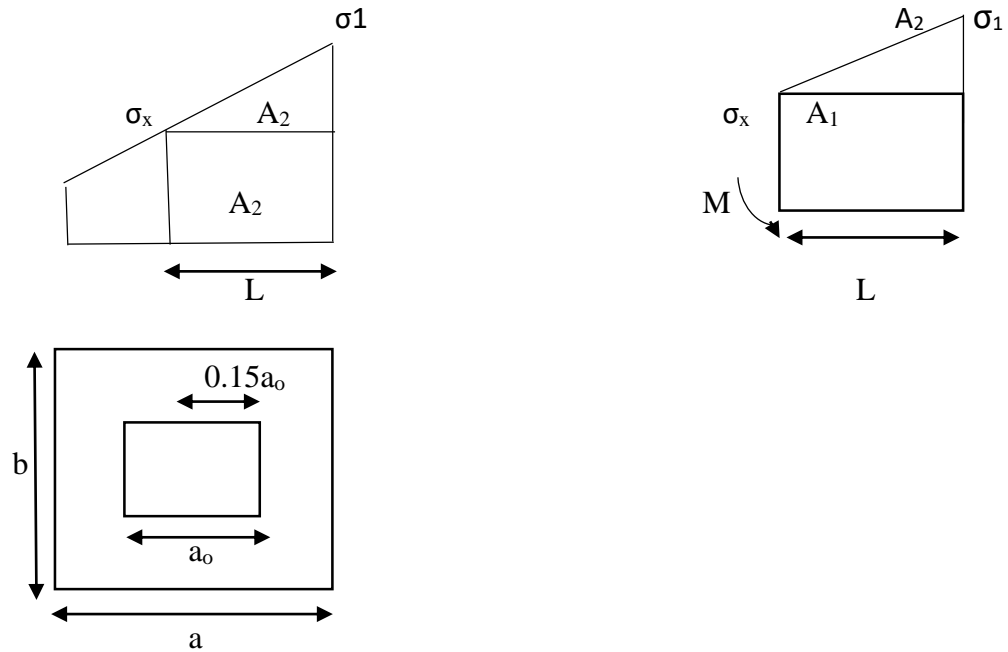
$$\sigma_1 < \sigma'_{adm}$$

Si no cumpliera se debe cambiar el área de la zapata.

7) Calculo de momento de diseño

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido, y se halla el momento a una distancia del 0.15 de a_o .

Figura 2.8 Momento de diseño



De la figura 2.8 se puede deducir las siguientes ecuaciones.

$$x1 = \frac{(a - a_o)}{2} + 0,15 * a_o$$

$$\sigma a = \sigma_{min} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})}{a} * (a - x1)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$Mda = \gamma f * b * \left(\sigma a * \frac{x1^2}{2} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma a)}{2} * \left(\frac{2}{3} * x1^2 \right) \right)$$

8) Cálculo de área de acero.

Con el momento de diseño expresado en (kg.cm) se determina el momento reducido dado por.

$$ua = \frac{Mda}{b * d^2 * fcd}$$

Donde:

b= Largo de zapata

d= Canto útil

fcd= Resistencia de diseño del hormigón

Mda=momento de diseño

Con este valor se determina la cuantía mecánica de acero dada por.

$$W_a = u_a * (1 + u_a)$$

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $W_{\min} = 0.0018$, con este valor se determina el área de acero por metro.

$$A_{s.a} = W_a * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} =$$

9) Verificación al deslizamiento

Para suelos arenosos sin cohesión

Para suelos cohesivos arcillosos

$$\frac{N * \tan \phi d}{H_x} \geq \gamma d$$

$$\frac{A * C d}{H_y} \geq \gamma d$$

$$\frac{N * \tan \phi d}{H_y} \geq \gamma d$$

$$\frac{A * C d}{H_x} \geq \gamma d$$

$$\phi_d = 2/3 \phi$$

$$C_d = 2/3 C$$

ϕ =Angulo de rozamiento interno

C = Cohesión

10) Verificación al vuelco

$$\gamma_a = (N + PP) * a / (2 * M_x') \geq \gamma 1.5$$

$$\gamma_b = (N + PP) * a / (2 * M_y') \geq \gamma 1.5$$

2.11. Escaleras de hormigón armado

2.11.1. Definiciones

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre si los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas y contrahuellas y de rellanos. Los principales elementos de una escalera se muestran en la siguiente figura 2.6 (ver anexos II).

Contrahuella: Es la parte vertical del fondo del peldaño.

Huella: Es el ancho del escalón, modulo en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.

Rellano: Es la porción horizontal en la que termina a cada tramo de escalera, deben tener la misma anchura que el ámbito de los tramos.

Contemplando otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada.

Línea de huella: Es una línea imaginaria que se divide por la mitad una escalera recta.

Proyectura: El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato, suele estar comprendido entre 2 y 5cm.

Ámbito: Es la longitud de los peldaños, ósea la anchura de la escalera

Tiro: Es una secesión continúan los peldaños.

Calabazada: es la altura libre comprendida entre la huella y un peldaño y el techo de tiro de encima.

2.11.2. Escalera a ser diseñada

Recta: Es aquella cuyos tiros se desarrollan en línea recta y suben encajonados entre muros.

2.11.3. Características técnicas y constructivas

Es recomendable para la construcción, un descanso cada 10 o 12 peldaños, o bien cada 2.5 m aproximadamente de desnivel vertical.

Anchuras de escaleras: Las anchuras de las escaleras también tiene relación con el nivel de seguridad de la misma. Una escalera demasiado estrecha dificulta el movimiento de la persona, por ello la anchura mínima de una escalera de uso normal es de 90cm.

Barandillas y pasamanos: Las escaleras de más de cuatro escalones se equiparan con una barandilla en el lado o lados donde se pueda producir una caída de un pasamano en el lado cerrado. Se deberá complementar con barras intermedias

Las escaleras de 1m o más de anchuras deberán tener instalado unos pasamanos en el lado cerrado. Cuando existan tramos de escaleras interrumpidos por pisos de intervalos $\leq 2\text{m}$ se pueden eliminar los pasamanos. Para el caso de escaleras accesibles al público se deberán instalar barras verticales, cerradas completamente o hacerlas de obra. Las distancias entre barras no serán superior a los 30cm pero, si hay posibilidad de que sea utilizada por niños esta distancia no superara a los 10cm.

El espacio libre entre los pasamanos y la pared ha de ser como mínimo de 40mm. La resistencia de la barandilla será de 150 kg/ml como mínimo.

Para escaleras de más de 3m de anchura se deberá instalar un pasamana intermedio situado sobre la línea de huella de forma que quedara un anchura a ambos lados de 1.50m como mínimo.

2.11.4. Materiales

Los materiales empleados van desde la madera, el metal, de fábrica (piedra, ladrillo, hormigón armado, etc.) u otros materiales diversos (por ejemplo vidrio templados)

2.11.5. Proceso de cálculo

El cálculo de esfuerzos, armaduras en ambas direcciones es idéntico al cálculo de losas macizas de hormigón armado (mayor referencia ver el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya y el Código Boliviano del Hormigón Armado capítulo 9.4)

Análisis de carga en la rampa

Carga de peldaño por metro de ancho = $q_{\text{peldaños}}$

Sobre carga de cerámico por metro de ancho = q_{cer}

Carga debido al peso propio de la rampa por metro de ancho = q_{rampa}

Carga total en la rampa = q_g

Análisis de carga en el descanso

Carga debido al peso propio del descanso por metro de ancho = q_{des}

Sobre carga de cerámica por metro de ancho = q_{cer}

Carga total en el descanso = q_v

Sobre carga de uso en escaleras = q_v

Carga de diseño

Para la carga última actuante se usara la siguiente ecuación

$$q_u = 1,6 * q_g + 1,6 * q_v$$

Con esta ecuación se obtiene la carga última en la rampa (q_{urampa}) y la carga ultima del descanso ($q_{\text{udescanso}}$)

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión, donde se hallara los momentos positivos, momentos negativos y la cortante mayor par los cálculos correspondientes

Momento de diseño

$$M_d = M_{\text{max}} * Y_f$$

Dónde: $Y_f = 1,6$

Momento reducido

Se halla con la siguiente formula

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * fcd}$$

Se halla la cuantía mecánica (W) según μ_d , el valor correspondiente se obtendrá del cuadro 2.14 ver (Anexos II).

Cuantía geometría para losas

W_{min} = el valor se lo obtiene del cuadro 2.1 ver (anexos II)

Armadura necesaria y mínima

Se halla con las siguientes formulas

$$A_s = w * b_w * d * \frac{fcd}{f_yd}$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d$$

De los valores de las armaduras halladas se escoge el mayor para hacer la distribución de armaduras.

Diseño a corte

Se halla la resistencia cortante convencional del hormigón.

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{fcd}$$

Siguiente paso, contribución del hormigón al esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

Se hace su verificación

$$V_d < V_{cu}$$

Dónde: V_d = cortante máximo de la escalera

Armadura

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d$$

Una vez halla el área de la armadura, se procede a la distribución de armadura.

2.12. Especificaciones técnicas.- Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.
- Disposiciones administrativas.
- Medición y forma de pago.

2.12.1. Precios unitarios.- Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

a) Costos directos.- El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).

➤ **Materiales.-** Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el **puesto en obra**, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.

Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.

➤ **Mano de Obra.-** La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

- **Maquinaria, equipo y herramientas.-** es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.

- **Beneficios Sociales.-** Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

Para el mismo se analizan los siguientes tópicos:

- Aporte Patronal.
- Bonos y Primas.
- Incidencia de la Inactividad.
- Cargas Sociales:
 - Incidencia de los Subsidios.
 - Implementos de Trabajo, Seguridad Industrial e Higiene.
 - Incidencia de la Antigüedad.
- Otros.

- b) **Costos indirectos.-** Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos Generales e Imprevistos.-** El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.

- **Utilidad.-** Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).
- **Impuestos.-** En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14,94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.
El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3,09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra

2.12.2 Cómputos métricos.- Los cómputos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

2.12.3. Presupuesto.- Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.12.4 Cronograma.- Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas y tipológicas, pueden dar lugar a costes de ejecución y plazos muy diferentes.

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo. Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

En este proyecto se utilizó el programa de Microsoft Project 2013.

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Generalidades

Una vez obtenido los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona de proyecto, se procedió al respectivo cálculo estructural de la infraestructura con el Código Boliviano del Hormigón CBH-87. Tomando en cuenta la capacidad portante del lugar de emplazamiento de la infraestructura, así mismo, se consideran los diferentes factores que intervienen en el cálculo de este tipo de estructuras.

En toda la obra para su diseño de zapatas, columnas, vigas, losa se emplea un hormigón y un acero con las siguientes características:

- Hormigón con una resistencia $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero con una resistencia $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

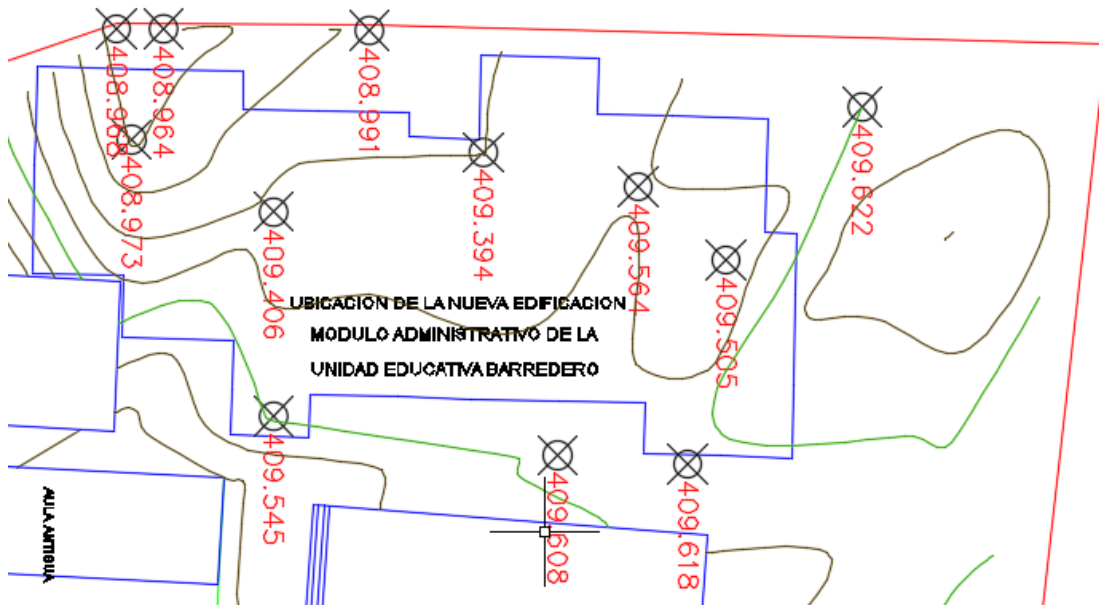
En el levantamiento topográfico se puede apreciar los 12 puntos de referencia más cercanos del lugar de la nueva edificación, tienen sus respectivas elevaciones, cabe resaltar que la nueva edificación está dentro del límite de terreno, es una estructura de hormigón armado, se estima su superficie de construcción sumados las dos plantas tenemos **1360,59 m²** aproximadamente, cabe resaltar que las dos plantas no son simétricas.

TABLA 3.1 Puntos topográficos

Punto	Altitud z (m.s.n.m.)	Punto	Altitud z (m.s.n.m.)
1	408,964	7	409,394
2	408,968	8	409,564
3	408,973	9	409,608
4	408,991	10	409,505
5	409,406	11	409,618
6	409,545	12	409,622

FUENTE: Honorable Alcaldía Municipal de Bermejo 2ª sección provincia arce

Figura 3.1. Curvas de nivel



FUENTE: Honorable Alcaldía Municipal de Bermejo 2ª sección provincia Arce

Para ver el plano topográfico completo a detalle ver (anexos IX).

Como consecuencia se puede elaborar el replanteo en base al punto más bajo del terreno que es el del punto 1, con una elevación de 408,964 m.s.n.m. Como resultado la cota de replanteo y como cota del nivel cero de la estructura será:

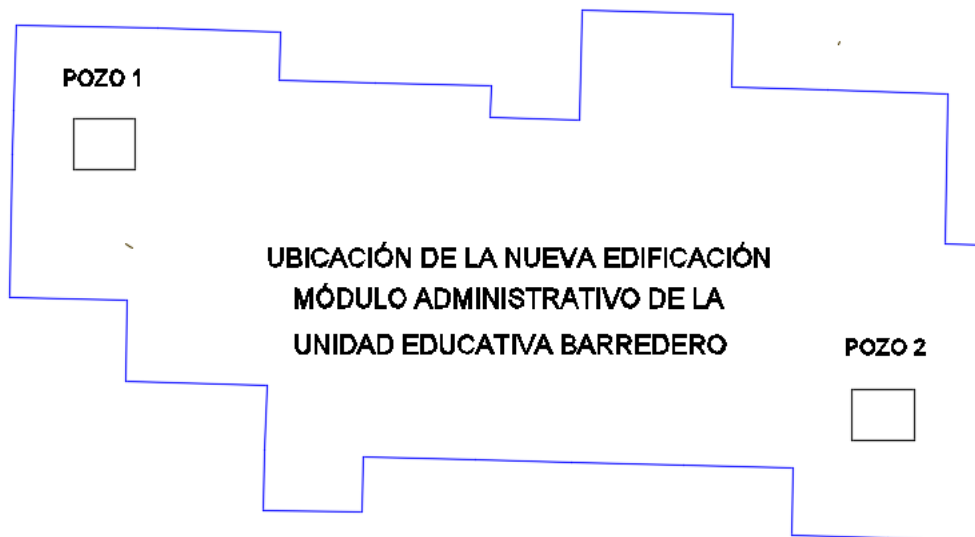
$$\text{COTA DE REPLANTEO} = 408,964 \text{ m.s.n.m}$$

3.3. Estudio de los suelos de fundación

En el estudio de suelos se realizó para la determinación de la cota de fundación y la capacidad admisible del suelo, datos con los cuales se diseñan los cimientos de la estructura.

En el siguiente grafico se puede apreciar la ubicación de los pozos en los cuales se realizaron los estudios de mecánica de suelos.

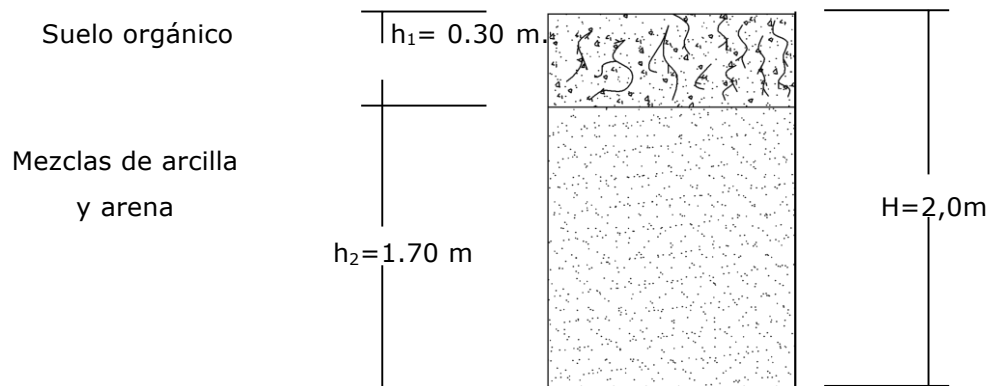
Figura 3.2. Pozos de estudio



Fuente: Elaboración propia

A continuación se presenta la estratificación del suelo de fundación del lugar de emplazamiento.

Figura 3.3. Estratificación del suelo de fundación



Fuente: Elaboración propia

Los resultados de los estudios geotécnicos corresponden se presentan en las siguientes tablas en donde se especifica la profundidad y número de pozo en los cuales fueron realizados

TABLA 3.2. Resultados del estudio de suelos pozo N°1

CARACTERÍSTICA GEOTÉCNICA	PROFUNDIDAD
	2m
TIPO DE SUELO (SUSC)	CL
TIPO DE SUELO (AASHTO)	A-6 (8)
ESFUERZO ADMISIBLE (kg/cm ²)	0,97

Fuente: elaboración propia

TABLA 3.3. Resultados del estudio de suelos pozo N°2

CARACTERÍSTICA GEOTÉCNICA	PROFUNDIDAD
	2m
TIPO DE SUELO (SUSC)	CL
TIPO DE SUELO (AASHTO)	A-6 (8)
ESFUERZO ADMISIBLE (kg/cm ²)	0,98

Fuente: elaboración propia

Figura 3.5. Plano arquitectónico, planta alta

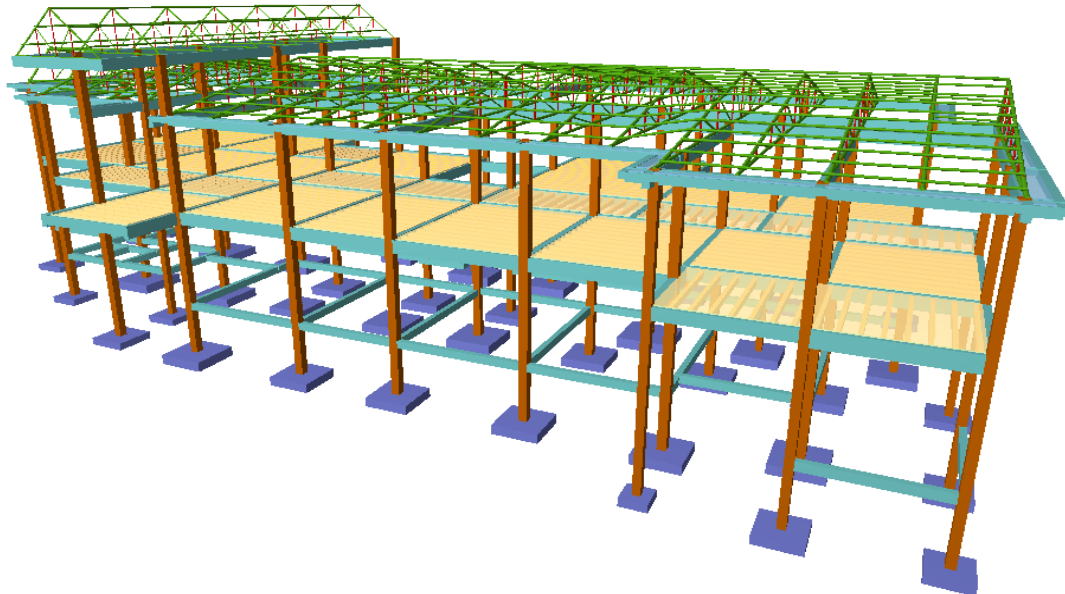


FUENTE: Honorable Alcaldía Municipal de Bermejo 2ª sección provincia Arce

3.5. Análisis de elementos por el código boliviano

El modelo empleado consiste en una estructura espacial conformada por todos los elementos estructurales que podemos observar en la figura. A continuación se muestra un esquema del modelo estructural.

Figura 3.6. Vista 3D de la estructura completa



FUENTE: Elaboración propia

3.6. Determinación de cargas

Para determinar las cargas que deberá soportar la estructura, es importante analizar los siguientes puntos.

3.6.1. Carga muerta

Las cargas que se tomaron en viguetas y que fueron introducidas al programa son:

Peso específico del Hormigón según el CBH-87 = 2500 kg/m^3

Volumen de hormigón por metro cuadrado = $0,114 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Carga muerta de la losa alivianada = $2500 * 0,114 = 285 \text{ kg/m}^2$

3.6.2. Carga muerta adicional por plantas

Se tomarán los siguientes valores para la determinación de la carga muerta:

Piso cerámico nacional (41cm x 41cm y espesor de 7,5mm)

Peso de piso cerámico = 28 kg/m^2

Carpeta de nivelación de mortero de cemento (espesor 1,5cm = 0,015m)

Peso unitario de mortero = $21 \text{ KN/m}^3 = 2100 \text{ kg/m}^3$

Peso de carpeta de nivelación = $2100 * 0,015 = 31,5 \text{ kg/m}^2$

Cielo raso bajo losa de yeso (espesor 1,5cm = 0,015m)

Peso unitario de mortero = $13 \text{ KN/m}^3 = 1300 \text{ kg/m}^3$

Peso de carpeta de nivelación = $1300 * 0,015 = 19,5 \text{ kg/m}^2$

Peso de carpintería de aluminio = 25 a 30 kg (Estimativo de diferentes fuentes)

Peso de carpintería de aluminio por metro cuadrado = 30 kg/m^2

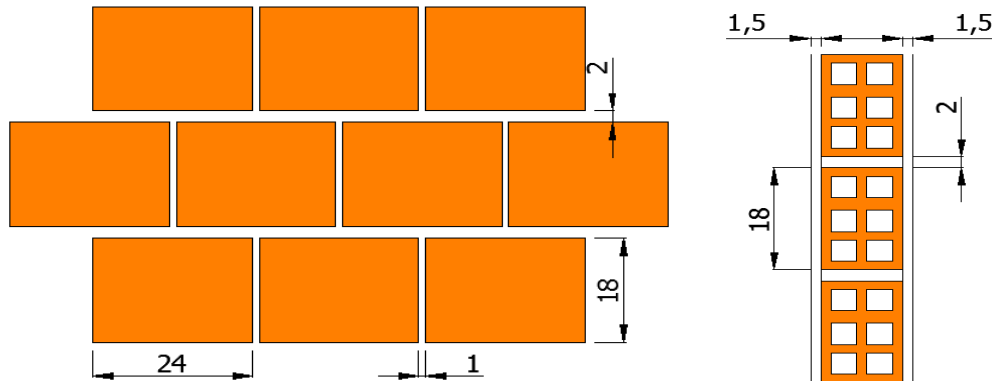
Entonces podemos calcular la carga muerta adicional que se introducirá al programa CYPE CAD, debido a que el programa solo toma en cuenta el peso propio de los elementos estructurales.

$$CM = 28 + 19,5 + 31,5 + 8 = 87 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.6.3. Carga muros de ladrillo

El siguiente cálculo nos brinda una carga de forma lineal representando los muros de ladrillo de 6 huecos, con todas sus complementaciones.

Figura 3.7. Vista frontal y de perfil del muro de ladrillo



Fuente: Elaboración propia

Número de ladrillos en 1 m², para e = 12 cm

$$N_{\text{ladrillos}} = \frac{1\text{m}^2}{(0,24\text{m} + 0.015\text{m}) * (0.18\text{m} + 0.02\text{m})} = 20 \text{ piezas}$$

Peso unitario ladrillo cerámico 6 huecos 4.5 kg/pza

$$\text{Peso muro } 20 \frac{\text{pza}}{\text{m}^2} * 4.5 \frac{\text{kg}}{\text{pza}} = 90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de volumen de mortero de cemento en 1m² de muro

$$\text{Volumen de ladrillos} = (18 * 12 * 24) * 20 \text{ pza} = 103680 \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen mortero} = (100 * 100 * 12) = 120000 \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen total de mortero} = 120000 - 103680 = 16320 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}^2} \text{ o } 0.01632 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Peso unitario de mortero de cemento y arena

$$2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.01632 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} = 34.27 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo mortero exterior de cemento y arena e=1.5 cm

$$2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.015\text{m} = 31.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo mortero de yeso para revoque interior

$$1250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.015\text{m} = 18.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso para muros por 1 m²

$$90 + 34,27 + 31,5 + 18,75 = 170 \text{ kg/m}^2$$

Número de ladrillos en 1 m², para e = 18 cm

$$N_{\text{ladrillos}} = \frac{1\text{m}^2}{(0,24\text{m} + 0.015\text{m}) * (0.12\text{m} + 0.02\text{m})} = 28 \text{ piezas}$$

$$\text{Volumen de ladrillos} = (18*12*24)*20 \text{ pza} = 103680 \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen mortero} = (100*100*18) = 180000 \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen total de mortero} = 180000 - 103680 = 283680 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}^2} \text{ o } 0.028368 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Peso unitario de mortero de cemento y arena

$$2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.028368 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} = 59.57 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo mortero exterior de cemento y arena e=1.5 cm

$$2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.015\text{m} = 31.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo mortero de yeso para revoque interior

$$1250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.015\text{m} = 18.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso para muros por 1 m²

$$90 + 59,57 + 31,5 + 18,78 = 200 \text{ kg/m}^2$$

El valor obtenido puede variar dependiendo la altura de cada muro, para poder transformarlo en una carga lineal.

3.6.4. Carga viva

Las cargas vivas o sobrecargas de uso, están basadas en NBE-AE-88, es una norma española, tomando en cuenta que el CBH-87 está basada en la norma española, para más detalle de la tabla ver (anexos III)

3.7. Análisis, cálculo y diseño estructural.

3.7.1. Diseño de estructura de sustentación de cubierta metálica.

La cubierta metálica fue calculada con la normativa LRFD par metales.

El material de las cubiertas es de perfiles metálicos de los siguientes caracteres.

Propiedades del acero

Módulo de elasticidad $E= 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico $Y_a= 7850 \text{ kg/cm}^3$

Límite de fluencia $F_y= 2530 \text{ kg/cm}^2$

Límite de ruptura $F_r= 4080 \text{ kg/cm}^2$

Especificaciones de la calamina

Longitud total: $L= 6 \text{ m}$

Ancho: $A= 1,2 \text{ m}$

Combinaciones usuales de carga consideradas según el LRFD:

$$U = 1.4 D$$

Carga muerta = D

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

Carga viva = L

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$$

Carga viva en techo = L_r

$$U = 1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

Carga viento = W

$$U = 1.2 D \pm 1.0 E + (0.5L \text{ ó } 0.2S)$$

Carga por sismo = E

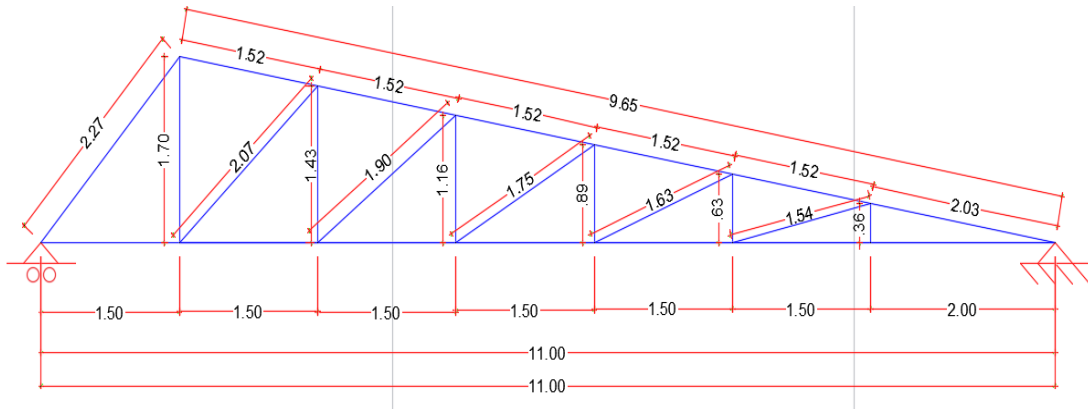
$$U = 0.9 D \pm (1.3 W \text{ ó } 1.0 E)$$

Carga de nieve = S

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

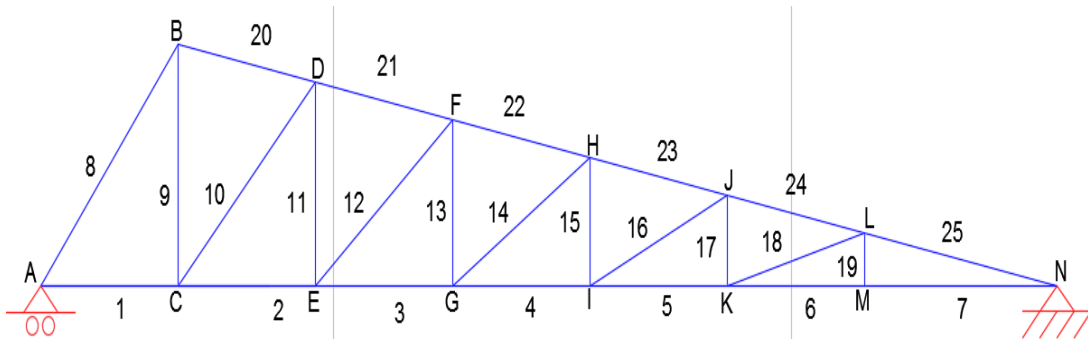
El valor más grande en cada caso de combinación se designara carga critica o gobernante y debe usarse en el diseño.

Figura 3.8. Esquema Geométrico de la cubierta metálica



Fuente: elaboración propia

Figura 3.9. Esquema de numeración de nudos y barras



Fuente: elaboración propia

3.7.1.1. Análisis de carga para la cubierta

Especificaciones de la cercha

Angulo de inclinación en grados lado derecho = 10,15°

Angulo de inclinación en grados lado izquierdo = 48,58°

Separación de las cerchas = 2,5 m

Cargas que actúan en la cubierta

Las cargas que actúan en la cubierta descargan en la cercha y esto recibe en el nudo debido al peso propio de la calamina, cercha, largueros, correas y sobrecarga de diseño.

Se cuenta con los siguientes datos:

Carga por el peso propio

Carga debido a la calamina

$$\text{Peso de la calamina } P = 3,5 \text{ kg/m}^2$$

Carga debido al peso de la cercha, correas y largueros

$$\text{Peso propio de la cercha} = 25 \text{ kg/m}^2 \text{ (asumido)}$$

$$\text{Peso propia de largueros} = 5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la cercha total} = 33,5 \text{ kg/m}^2$$

Cargas vivas

Sobrecarga de diseño: Sobrecarga de uso de mantenimiento = 80 kg/m²

$$\text{Presión del viento: } W = \frac{V^2}{16}$$

Velocidad de viento: $V = 100 \text{ km/h} = 28 \text{ m/s}$

$$W = \frac{V^2}{16} = 48,23 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de sobrecarga en una construcción cerrada

(Ver cuadro 2.7 anexo II)

Angulo α	Barlovento C1	Sotavento C2
90°	0,8	-0,4
80°	0,8	-0,4
70°	0,8	-0,4
Angulo α	Barlovento C1	Sotavento C2
60°	0,8	-0,4
50°	0,6	-0,4
40°	0,4	-0,4
30°	0,2	-0,4
20°	0	-0,4
10°	-0,2	-0,4
0°	-0,4	-0,4
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente		

FUENTE: Manual de diseño para maderas del grupo Andino

Dato obtenido de la tabla según el Angulo de inclinación 10,15° coeficiente

Dato obtenido de la tabla según el Angulo de inclinación 48,58° coeficiente

Sotavento: C2= -0,4

Barlovento: C1= 0,57

Determinación de la sobrecarga de viento dependiendo del coeficiente para cada caso:

$$\text{Sobre carga de viento } P = C * W = -9,65 \text{ kg/m}^2$$

Descomponiendo la sobrecarga de viento

$$P_z = P * \cos\alpha \rightarrow P_z = -9,49 \text{ kg/m}^2$$

$$P_x = P * \text{sen}\alpha \rightarrow P_x = -1,70 \text{ kg/m}^2$$

Según la norma LRFD las siguientes combinaciones de cargas son:

Cuadro 3.4. Combinación de cargas de sotavento en dirección Pz

Combinación de Cargas	Carga muerta "D"	Carga en techo "Lr"	Carga de viento "W"	Carga critica "U"
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
U=1,4 D	33,5	80	-9,49	46,9
U=1,2 D+0,5Lr				80,2
U=1,2D+1,6Lr+0,8W				160,6
U=1,2D+0,5Lr+1,3W				67,86
U=1,2D				40,2
U=0,9D-1,3W				42,49

Fuente: Elaboración propia

Barlovento: C2 = 0,57

$$\text{Sobrecarga de viento } P = C * W = 27,49 \text{ kg/m}^2$$

Descomponiendo la sobre carga de viento

$$P_z = P * \cos\alpha \rightarrow P_z = 18,19 \text{ kg/m}^2$$

$$P_x = P * \text{sen}\alpha \rightarrow P_x = 20,61 \text{ kg/m}^2$$

Según la norma LRFD las siguientes combinaciones de carga son:

Cuadro 3.5 Combinación de cargas de barlovento

Combinación de Cargas	Carga muerta "D"	Carga en techo "Lr"	Carga de viento "W"	Carga crítica "U"
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
U=1,4 D	33,5	80	20,61	46,9
U=1,2 D+0,5Lr				80,2
U=1,2D+1,6Lr+0,8W				184,7
U=1,2D+1,3W+0,5Lr				107
U=1,2D				40,2
U=0,9D-1,3W				3,357

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto la carga total que actúa sobre los nudos, debido al peso propio de la cercha, correas y sobrecargas de diseño será: 184,7 kg/m²

Cuadro 3.6. Carga por nudo

NUDO	CARGA CRITICA Kg/m ²	AREA DE INFLUENCIA m ²	P. EN NUDO Kg
A	184,7	2,83	522,67
B		4,74	875,42
D		3,95	729,52
F		3,95	729,52
H		3,95	729,52
J		3,95	729,52
L		4,51	832,94
N		2,66	491,27

Fuente: Elaboración propia

Carga actuante debido al cielo falso

La carga debido al cielo raso es una carga distribuida y se debe idealizar de tal forma que actúe una carga equivalente en los nudos.

$$\text{Peso del cielo falso (con emparrillado de acero)} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Separación de las cerchas (S)} = 2,5 \text{ m}$$

Carga distribuida debido al cielo raso = Carga de cielo raso*(S)

$$\text{Carga} = 75 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto las cargas puntuales debido al cielo raso serán:

Cuadro 3.7. Carga por nudo del cielo raso

NUDO	CARGA DISTRIBUIDA Kg/m	LONGITUD TRAMOS m	P. EN NUDO Kg
A	75,00	0,75	56,25
C		1,5	112,50
E		1,5	112,50
G		1,5	112,50
I		1,5	112,50
K		1,5	112,50
M		1,75	131,25
N		1,0	75,00

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas Horizontales

Cargas horizontales de la cercha

Se analizará las cargas horizontales debido a la sobrecarga de viento:

Para fuerzas horizontales la carga máxima es de sotavento:

$$\text{Sotavento: } C_2 = -0,4 \quad U = 1,3 * W$$

$$\text{Sobre carga de viento } P = C * W = -9,65 \text{ kg/m}^2$$

Descomponiendo la sobrecarga de viento

$$P_x = P * \text{sen} \alpha \rightarrow P_x = -1,70 \text{ kg/m}^2$$

El signo sólo nos indica la dirección de las fuerzas que es negativo que se lo denomina succión.

$$U = 2,21 \text{ kg/m}^2$$

Cuadro 3.8. Fuerzas Horizontales debido al viento sotavento

NUDO	P. EMPUJE DE VIENTO Kg/m ²	AREA DE INFLUENCIA m ²	H. EN NUDO Kg
B	2,21	0,335	0,74
D		0,67	1,48
F		0,67	1,48
H		0,67	1,48
J		0,67	1,48
L		0,67	1,48
N		0,45	0,99

Fuente: Elaboración propia

Barlovento: C1= 0,57

$$\text{Sobre carga de viento } P = C \cdot W = 27,49 \text{ kg/m}^2$$

Descomponiendo las sobrecargas de viento

$$P_x = P \cdot \text{sen} \alpha \rightarrow P_x = 20,61 \text{ kg/m}^2$$

El signo solo nos indica la dirección de la fuerzas

$$U = 26,79 \text{ kg/m}^2$$

Cuadro 3.9. Fuerzas Horizontales debido al viento barlovento

NUDO	P. EMPUJE DE VIENTO Kg/m ²	AREA DE INFLUENCIA m ²	H. EN NUDO Kg
A	26,79	2,125	56,94
B		2,125	56,94

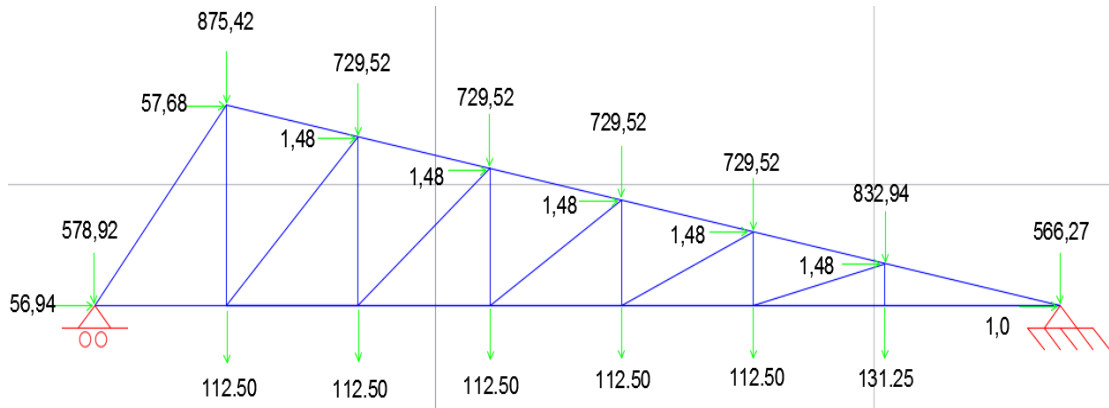
Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.10. Resumen de fuerzas horizontales

NUDO	H. VIENTO SOTAVENTO (Kg)	H. VIENTO BARLOVENTO (Kg)	H. EN NUDO TOTAL (Kg)
A		56,94	56,94
B	0,74	56,94	57,68
D	1,48		1,48
F	1,48		1,48
H	1,48		1,48
J	1,48		1,48
L	1,48		1,48
N	0,99		0,99

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.10 cercha con las cargas idealizadas



Fuente: Elaboración propia

Solicitaciones para cada elemento: valores a tracción y compresión en kg

Esfuerzos internos de compresión y tracción de la cercha tipo 6

Cuadro 3.11 Fuerza interna de la cercha solicitada

Barra	Unidad	Fuerza axial	Barra	Unidad	Fuerza axial
A-B	kg	-3220,89	G-H	kg	-2444,79
B-C	kg	2099,39	H-I	kg	936,22
B-D	kg	-2260,86	G-I	kg	8497,63
A-C	kg	2120,46	H-J	kg	-8654,23
C-D	kg	-2879,48	I-J	kg	-2091,91
D-E	kg	1729,13	I-K	kg	10358,88
C-E	kg	4204,61	J-L	kg	-10665,29
D-F	kg	-4386,9	J-K	kg	600,7
E-F	kg	-2642,64	K-L	kg	-2091,91
F-G	kg	1729,13	K-M	kg	12393,02
E-G	kg	6295,08	L-N	kg	-12740,53
F-H	kg	-6519,37	L-M	kg	131,5
F-G	kg	1360,01	M-N	kg	12393,02

Fuente: Elaboración propia

Reacciones

Apoyo móvil: $R_v = 2970,90$ kg

Apoyo fijo: $R_v = 2759,20$ kg $R_h = -151,6$ kg

3.7.1.2. Comprobaciones manuales

Verificación a compresión y flexión del elemento con mayor sollicitación: Cercha tipo 6, barra 25

Fuerza axial a compresión $P = 12740,53$ kg

Longitud de la barra $L = 2,03$ m

Propiedades del material A-36

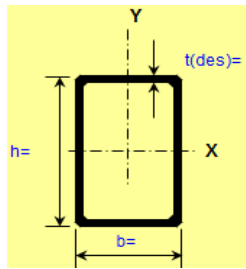
Tensión de fluencia $F_y = 36$ ksi = 2530 kg/cm²

Tensión de ruptura $F_r = 4080$ kg/cm²

Módulo de elasticidad $E = 29000$ ksi = 2100000 kg/cm²

Para llegar a un perfil adecuado de diseño, se ha hecho el cálculo mediante tentativas de la cual tenemos:

Sección: TRL 100X80X4 (tabla de propiedades ver anexo III)



Largo de la sección (h) = 10,00 cm

Ancho de la sección (b) = 8,00 cm

Espesor (t) = 0,40 cm

Área de la sección $A = 13,35 \text{ cm}^2$

Inercia en el eje X = $189,33 \text{ cm}^4$

Inercia en el eje Y = $134,07 \text{ cm}^4$

Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $r_x = 3,77 \text{ cm}$; $r_y = 3,17 \text{ cm}$

Longitud efectiva $l_e = K * L$ donde K está en función en el tipo de unión del elemento en nuestro caso el elemento tiene ambos extremos articulados

Dónde: $K=1$

$L = 2,03 \text{ m} = 203 \text{ cm}$

$L_{efectiva1} = K * L = 1 * 2,03 = 2,03 \text{ m}$

$L_{efectiva2} = K * L = 1 * 1,53 = 1,53 \text{ m}$

Carga debida al peso de la calamina más sobrecarga

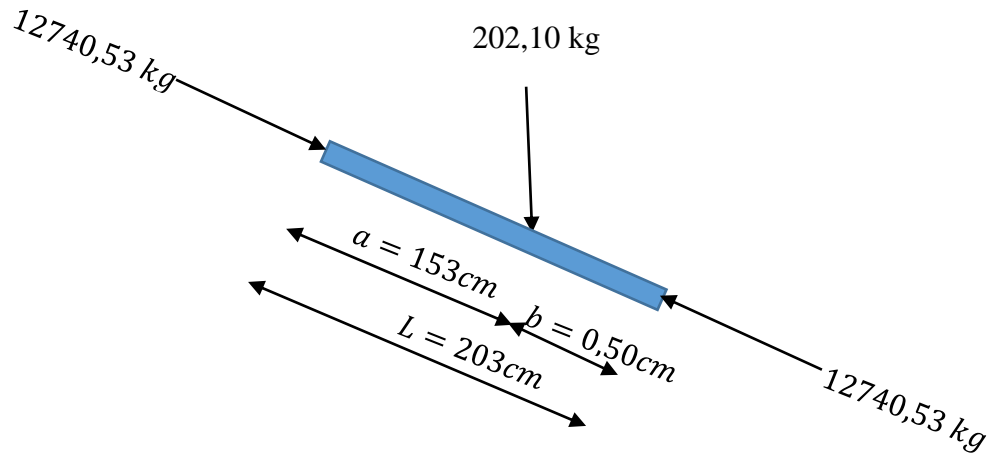
Peso por la combinación de cargas = $161,73 \text{ kg/m}^2$

Separación de cerchas (S) = 2,5 m

Carga distribuida debido al cielo raso = Carga de cielo raso * S

Carga lineal sobre la correa

$W_u = 404,2 \text{ kg/m}$



Momento último:

$$M_u = \frac{W_u * a * b}{L} = \frac{202,10 * 153 * 0,50}{203} = 87,584 \text{ kg} * \text{cm}$$

Esbeltez máxima:

$$\lambda_x = \frac{K * L}{r_x} < 200$$

$$53,85 < 200 \quad \text{Ok cumple!}$$

$$\lambda_y = \frac{K * L}{r_y} < 200$$

$$48,26 < 200 \quad \text{Ok cumple!}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica

$$\lambda_c = \frac{\lambda_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0,59$$

$$0,59 < 1,5 \rightarrow \text{columna intermedia a corta}$$

Esfuerzo crítico para el elemento

Para columnas intermedias o cortas

$$F_{cr} = 0,658 \lambda_c^2 * F_y \rightarrow F_{cr} = 2181,61 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia normal por compresión

$$P_n = F_{cr} * A \rightarrow P_n = 29120 \text{ kg}$$

Suma de las cargas factor izadas.- Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0,85

$$P_{n_u} = \Phi_c * P_n \rightarrow P_{n_u} = 24752,10$$

Verificando solicitaciones.- se debe cumplir:

$$P_{nu} \geq P_u$$

$$24752,10 \text{ kg} \geq 12740,53 \text{ kg} \text{ Cumple!}$$

Resistencia al pandeo elástico Euler:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 * EI}{(k * L)^2} = 95226 \text{ kg} \quad B_{1x} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = 1,15$$

Para apoyos no restringidos el factor de modificación es $C_m = 1$

Momento último de diseño:

$$M_{ux'} = M_u * B_{1x} = 100,72 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\phi_b * M_{nx'} = \phi_b * F_y * Z_x = 103911 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi_t * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux'}}{\phi_b * M_{nx'}} + \frac{M_{uy'}}{\phi_b * M_{ny'}} \right) \leq 1$$

$$\frac{12740,53}{24752,10} + \frac{8}{9} \left(\frac{100,72}{103911} \right) = 0,52$$

$$0,52 \leq 1 \text{ Cumple!}$$

Cumple las condiciones a flexocompresión

Verificación a tracción del elemento con mayor solicitación: Cercha tipo 6, barra 7

$$\text{Fuerza axial a tracción } P = 12393,02 \text{ kg}$$

$$\text{Longitud } L = 2,0$$

Propiedades del material A-36

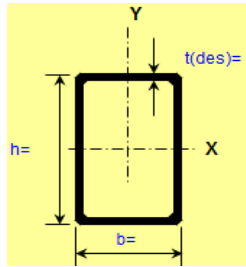
$$\text{Módulo de elasticidad } E = 29000 \text{ ksi} = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión de fluencia } F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión de ruptura } F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

Para llegar a un perfil adecuado de diseño, se ha hecho el cálculo mediante tentativas de perfiles de lo cual tenemos:

Sección: TRL 100X80X4 (tabla de propiedades ver anexo III)



Largo de la sección (h) = 10,00 cm

Ancho de la sección (b) = 8,00 cm

Espesor (t) = 0,40 cm

Área de la sección A = 13,35 cm²

Inercia en el eje X = 189,33 cm⁴

Inercia en el eje Y = 134,07 cm⁴

$$\text{Radio de giro } r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad r_x = 3,77 \text{ cm} \quad ; \quad r_y = 3,17 \text{ cm}$$

Longitud efectiva $l_e = K * L$ donde K está en función en el tipo de unión del elemento

Dónde: K=1

L = 2,0 m = 200 cm

$$L_{\text{efectiva}} = K * L = 1 * 2,00 = 2,0 \text{ m}$$

Condiciones que deben cumplir:

Factores de resistencia según LFRD para elementos a tensión

$$\phi_1 = 0,9$$

$$\phi_2 = 0,75$$

Carga debido al cielo falso

Peso por la combinación de carga = 30,00 kg/m²

Separación de cerchas (S) = 2,5 m

Carga distribuida debido al cielo raso = carga de cielo raso * S

Carga lineal sobre la correa:

$$W_{uy} = 75,0 \text{ kg/m}$$

Momento último

$$M_{uy} = \frac{W_{uy} * L^2}{8} = 37,5 \text{ kg*m} \quad ; \quad 3750 \text{ kg*cm}$$

$$\phi t * P_n = \phi t * F_y * A_g = 30393,4 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi t * P_n} = 0,41 > 0,2$$

$$\phi b * Mny = \phi b * Fy * Zx = 103910,9 \text{ kg*cm}$$

$$\frac{Pu}{\phi t * Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi b * Mnx} + \frac{Muy}{\phi b * Mny} \right) \leq 1$$

$$0,44 \leq 1 \text{ ok!}$$

Cumple las condiciones a flexotracción

3.7.1.3. Diseño de correas en flexión asimétrica

Datos:

Peso de calamina = 3,5 kg/m²

Peso de la correa (asumido) = 5 kg/m²

Sobrecarga de uso = 80 kg/m²

Longitud de la correa entre cercha = 2,5 m; 250cm

Separación entre correas = 1m

Presión dinámica del viento $W = V^2/16$

Velocidad del viento $V = 100 \text{ km/h}; 27,78 \text{ m/s}$

$$W = \frac{27,78^2}{16} = 48,23 \text{ m/s}$$

Angulo de inclinación de la cubierta $\gamma = 10,15^\circ$

Coefficiente eólico

Barlovento = $C1 = -0,4$;

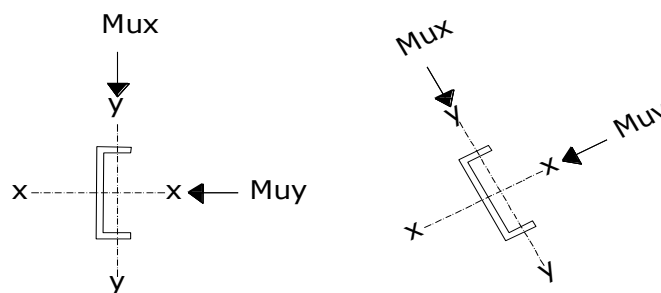
Sotavento = $C2 = 0,57$

Sobrecarga de viento = $P = C * W$

$P1 = -9,50 \text{ kg/m}^2$;

$P2 = 27,49 \text{ kg/m}^2$

Considerando el diseño por flexión asimétrica o esviada



Descomposición de cargas

$$D = 3,5 + 5$$

$$D = 8,5 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta

$$D_x = D \cdot \sin(Y) = 1,50 \text{ kg/m}^2$$

$$D_y = D \cdot \cos(Y) = 8,37 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva

$$L_r = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$L_x = L_r \cdot \sin(Y) = 14,10 \text{ kg/m}^2$$

$$L_y = L_r \cdot \cos(Y) = 78,75 \text{ kg/m}^2$$

Carga de viento

Lado barlovento $W_x = 0 \text{ kg/m}^2$; $W_y = 27,49 \text{ kg/m}^2$

Lado sotavento $W_x = 0 \text{ kg/m}^2$; $W_y = -9,49 \text{ kg/m}^2$

Por lo tanto las consideraciones de cargas se adecuan en la siguiente forma

Cuadro 3.12. Combinaciones de cargas en x

Combinación de Cargas	Carga muerta "D"	Carga en techo "Lr"	Carga de viento "W"	Carga critica "U"
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
U=1,4 D	1,50	14,10	0,00	2,1
U=1,2 D+0,5Lr				8,85
U=1,2D+1,6Lr+0,8W				24,36
U=1,2D+0,5Lr+1,3W				8,85
U=1,2D				1,8
U=0,9D-1,3W				1,35

Fuente: Elaboración propia

Se obtiene la carga ultima $W_{ux} = 24,36 \text{ kg/m}^2$

Cuadro 3.13. Combinaciones de cargas en y

Combinación de Cargas	Carga muerta "D"	Carga en techo "Lr"	Carga de viento "W"	Carga crítica "U"
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
U=1,4 D	8,37	78,75	27,49	11,718
U=1,2 D+0,5Lr				49,419
U=1,2D+1,6Lr+0,8W				158,04
U=1,2D+0,5Lr+1,3W				85,156
U=1,2D				10,044
U=0,9D-1,3W				-28,2

Fuente: Elaboración propia

Se obtiene la carga última $W_{uy} = 158,04 \text{ kg/m}^2$

Carga lineal sobre la correa

$$W_{ux} = 24,36 \text{ kg/m}; 0,24 \text{ kg/cm}$$

$$W_{uy} = 158,04 \text{ kg/m}; 1,58 \text{ kg/cm}$$

$W_u = W_{ui} \cdot \text{separación de correas}$

$$W_{ux} = 24,36 \text{ kg/m}; 0,24 \text{ kg/cm}$$

$$W_{uy} = 158,04 \text{ kg/m}; 1,58 \text{ kg/cm}$$

Momento último:

$$M_u = \frac{W_{ui} \cdot L^2}{8}$$

$$M_{ux} = 19,03 \text{ kg} \cdot \text{m}; 1903,1 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{uy} = 123,47 \text{ kg} \cdot \text{m}; 12347 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Verificando sección rectangular:

Sección: TRL 80 X 40 X 2,5

$h = 8,0 \text{ cm}$ alto

$t = 2,5 \text{ cm}$ espesor

$A = 5,49 \text{ cm}^2$ área bruta de la sección

$I_x = 45,07 \text{ cm}^4$ inercia en dirección X

$I_y = 15,24 \text{ cm}^4$ inercia en dirección Y

$Z_x = 14,15 \text{ cm}^3$ módulo de sección superior en X

$Z_y = 8,72 \text{ cm}^3$ módulo de sección superior en Y

Propiedades del material

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ Tensión de fluencia

$F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$ Tensión de ruptura

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ Modulo de elasticidad

Momento nominal

$$M_{nx} = F_y * z_x = 35796,97 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{ny} = F_y * z_y = 22064,13 \text{ kg} * \text{cm}$$

Verificando la resistencia

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \leq 1$$

Donde ϕ_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0,9

$$0,7 \leq 1$$

Ok cumple

Verificando a deflexión en y

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{250}{300} = 0,83 \text{ cm} \quad f = \frac{5}{384} * \frac{W_{ux} * L^4}{E * I_y}$$

$$f = 0,4 \text{ cm} < 0,83 \text{ cm ok!}$$

Verificando a deflexión en X:

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{250}{300} = 0,83 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{W_{ux} * L^4}{E * I_y}$$

$$F = 0,2 \text{ cm} < 0,83 \text{ cm ok!}$$

El diseño de las uniones soldadas y el diseño de las placas de apoyo se encuentran en la parte de anexos, para ver más detalles ver (anexo IV)

3.7.2. Diseño de viga

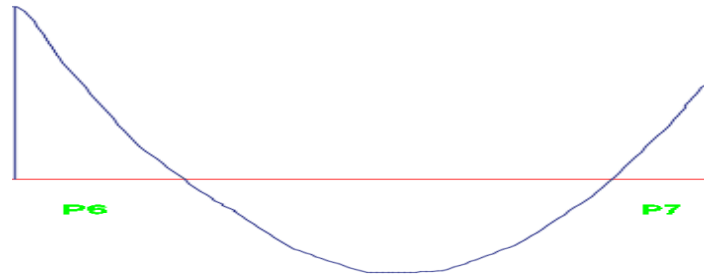
Se realizara el cálculo de armaduras positivas, negativas y corte de la viga más solicitadas y se compararan con los resultados obtenidos mediante el programa.

Armadura a flexión

Se calculara la viga 8 del pórtico 16, entre los pilares P6 y P7, de la planta alta

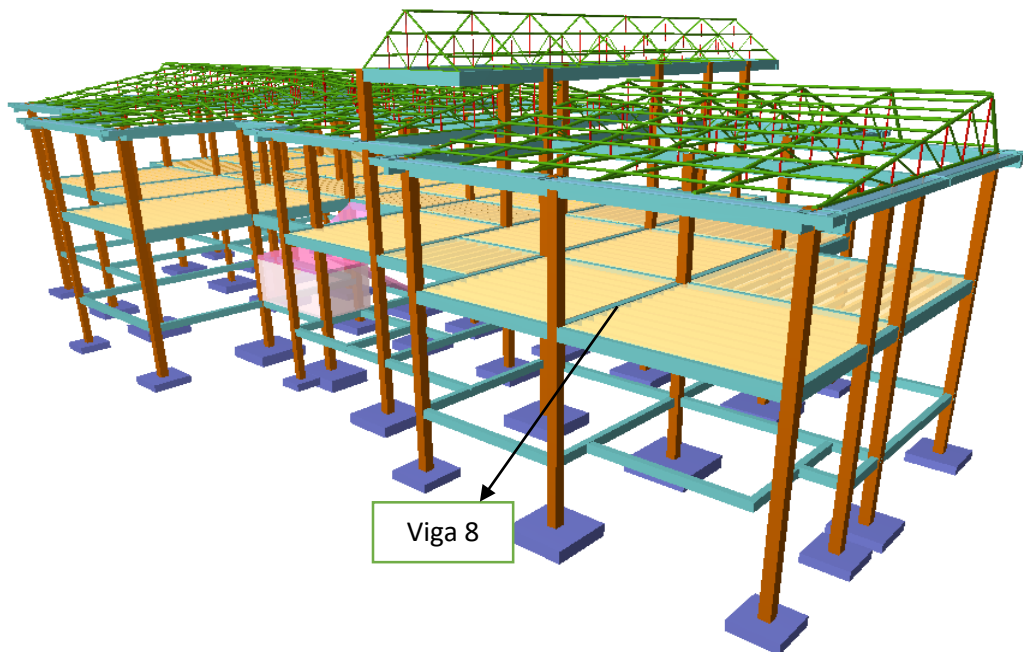
$$M(-)_{izq} = 16590 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M(-)_{der} = 5570 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$M(+)=14300 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Figura 3.11. Representación gráfica de la viga más solicitada, viga 8 pórtico 16



Fuente: Cypecad 2014

Armadura negativa izquierda

Datos:

$M(-)_{iz} = 16590 \text{ kg}\cdot\text{m}$ momento de diseño

$h = 50 \text{ cm}$ altura de sección

$b_w = 25 \text{ cm}$ base de sección

$r = 2 \text{ cm}$ recubrimiento de armaduras

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del hormigón

$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del acero

$d = 46 \text{ cm}$ altura efectiva

$\gamma_c = 1,5$ coeficiente de minoración del hormigón

$\gamma_s = 1,15$ coeficiente de minoración del acero

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

El momento que se obtiene del programa ya está mejorado con los coeficientes respectivos.

$$Md = 16590 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Resistencia al hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Resistencia al acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = \frac{4200}{1,15} = 3652,17 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{16590 \cdot 100}{25 \cdot 46^2 \cdot 140} = 0,224$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente del cuadro 2.14 de anexo II según μ_d tenemos que:
 $w = 0,2612$ valor interpolado del cuadro 2,14.

Cuantía geométrica mínima

Para vigas con armaduras a tracción del cuadro 2,12 del anexo II

Cuando $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu_{lim} = 0,332$$

Armadura a compresión

Se verifica si es necesario una armadura a compresión en la sección analizada

$$\mu_{lim} = 0,332 \text{ valor del cuadro 2,12}$$

$$\mu_d = 0,224 \leq \mu_{lim} = 0,332$$

Para vigas con armadura a tracción del cuadro 2,13 ver anexo II

$$\text{Cuando } f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{min} = 0,0033$$

Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2612 * 25 * 46 * \frac{140}{3652,17} = 11,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 0,0033 * 25 * 46 = 3,80 \text{ cm}^2$$

Se compara las armaduras y se escoge el mayor

$$A_s = 11,51 \text{ cm}^2$$

Distribución de armaduras

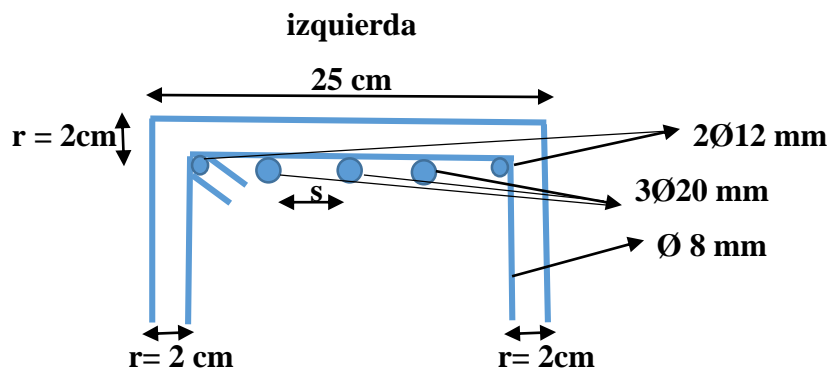
$$1 \text{ barra de } \varnothing 20 \text{ mm} \quad A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ barra de } \varnothing 20 \text{ mm} \quad A = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ barra de } \varnothing 12 \text{ mm} \quad A = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 11,69 \text{ cm}^2$$

Figura 3.12. Esquema geométrico del cálculo manual de la armadura superior izquierda



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de separación de barras “s”

$$2 \text{ } \varnothing 0,8 = 1,6 \text{ cm}$$

$$2 \text{ } \varnothing 1,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$3 \text{ } \varnothing 2,0 = 6 \text{ cm}$$

$$2 * r = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Total} = 14 \text{ cm}$$

Total de separación entre barras $4*S$

$$14 + 4S = 25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{25 \text{ cm} - 14 \text{ cm}}{4} = 2,75 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{max. árido}} = 1,8 \text{ cm}$$

La separación entre barras es mayor al diámetro máximo de árido, cumple satisfactoriamente

Armadura positiva

Datos:

$M(-)_{iz} = 14300 \text{ kg*m}$ momento de diseño

$h = 50 \text{ cm}$ altura de sección

$b_w = 25 \text{ cm}$ base de sección

$r = 2 \text{ cm}$ recubrimiento de armaduras

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del hormigón

$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del acero

$d = 46 \text{ cm}$ altura efectiva

$\gamma_c = 1,5$ coeficiente de minoración del hormigón

$\gamma_s = 1,15$ coeficiente de minoración del acero

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

El momento que se obtiene del programa ya está mayorado con los coeficientes respectivos

$$M_d = 14300 \text{ kg*cm}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{14300 * 100}{25 * 46^2 * 140} = 0,193$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente del cuadro 2,14 de anexo II según μ_d tenemos que:

$w = 0,219$ valor interpolado del cuadro 2,14.

Cuantía geométrica mínima

Para vigas con armaduras a tracción del cuadro 2,12 del anexo II

Cuando $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu_{lim} = 0,332$$

Armadura a compresión

Se verifica si es necesario una armadura a compresión en la sección analizada

$$\mu_{lim} = 0,332 \text{ valor del cuadro 2,12}$$

$$\mu_d = 0,193 \leq \mu_{lim} = 0,332$$

Para vigas con armadura a tracción del cuadro 2,13 ver anexo II

$$W_{min} = 0,0033$$

Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,219 * 25 * 46 * \frac{140}{3652,17} = 9,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 0,0033 * 25 * 46 = 3,80 \text{ cm}^2$$

Se comparan las armaduras y se escoge el mayor $A_s = 9,65 \text{ cm}^2$

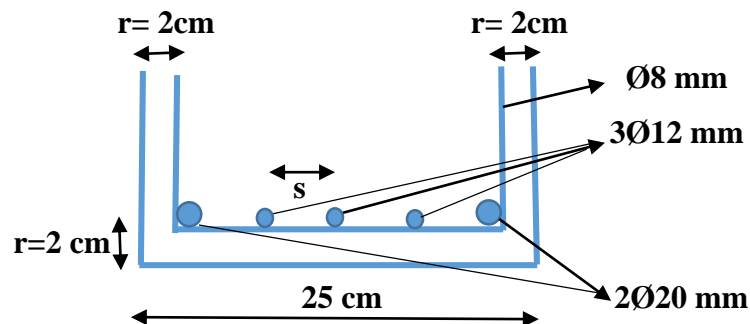
Distribución de armaduras

2 barra de $\varnothing 20 \text{ mm}$ $A = 6,28 \text{ cm}^2$

3 barra de $\varnothing 12 \text{ mm}$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_{total} = 9,67 \text{ cm}^2$$

Figura 3.13. Esquema geométrico del cálculo manual de la armadura inferior



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de separación de barras “s”

$$2 \text{ } \varnothing 0,8 = 1,6 \text{ cm}$$

$$3 \text{ } \varnothing 1,2 = 3,6 \text{ cm}$$

$$2 \text{ } \varnothing 2,0 = 4 \text{ cm}$$

$$2 * r = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Total} = 13,2 \text{ cm}$$

Total de separación entre barras 4*S

$$13,2 + 4S = 25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{25 \text{ cm} - 13,2 \text{ cm}}{4} = 2,95 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{max. árido}} = 1,8 \text{ cm}$$

La separación entre barras es mayor al diámetro máximo de árido, cumple satisfactoriamente

Armadura negativa derecha

$M(-)_{\text{der}} = 5570 \text{ kg}\cdot\text{m}$ momento de diseño

$h = 50 \text{ cm}$ altura de sección

$b_w = 25 \text{ cm}$ base de sección

$r = 2 \text{ cm}$ recubrimiento de armaduras

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del hormigón

$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del acero

$d = 46 \text{ cm}$ altura efectiva

$\gamma_c = 1,5$ coeficiente de minoración del hormigón

$\gamma_s = 1,15$ coeficiente de minoración del acero

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

El momento que se obtiene del programa ya está mayorado con los coeficientes respectivos

$$M_d = 5570 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{5570 * 100}{25 * 46^2 * 140} = 0,075$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente del cuadro 2,14 de anexo II según μ_d tenemos que:

$w = 0,0794$ valor interpolado del cuadro 2,14.

Cuantía geométrica mínima

Para vigas con armaduras a tracción del cuadro 2,12 del anexo II

$$\text{Cuando } f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \mu_{lim} = 0,332$$

Armadura a compresión

Se verifica si es necesario una armadura a compresión en la sección analizada

$$\mu_{lim} = 0,332 \text{ valor del cuadro 2,12}$$

$$\mu_d = 0,075 \leq \mu_{lim} = 0,332$$

Para vigas con armadura a tracción del cuadro 2,13 ver anexo II, $W_{min} = 0,0033$

Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0739 * 25 * 46 * \frac{140}{3652,17} = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 0,0033 * 25 * 46 = 3,80 \text{ cm}^2$$

Se comparan las armaduras y se escoge el mayor, $A_s = 3,80 \text{ cm}^2$

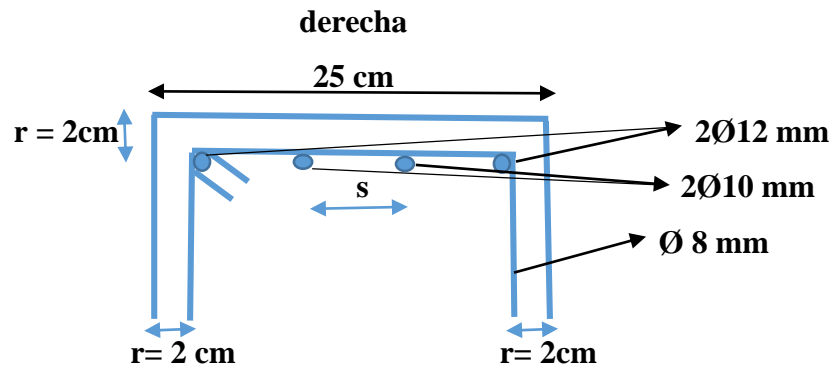
Distribución de armaduras

2 barra de $\varnothing 12 \text{ mm}$ $A = 2,26 \text{ cm}^2$

2 barra de $\varnothing 10 \text{ mm}$ $A = 1,57 \text{ cm}^2$

$$A_{total} = 3,83 \text{ cm}^2$$

Figura 3.14. Esquema geométrico del cálculo manual de la armadura superior



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de separación de barras “s”

$$2 \text{ } \varnothing 0,8 = 1,6 \text{ cm}$$

$$2 \text{ } \varnothing 1,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$2 \text{ } \varnothing 1,0 = 2 \text{ cm}$$

$$2 * r = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Total} = 10 \text{ cm}$$

Total de separación entre barras $3*S$

$$10 + 4S = 25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{25 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{3} = 5 \text{ cm}$$

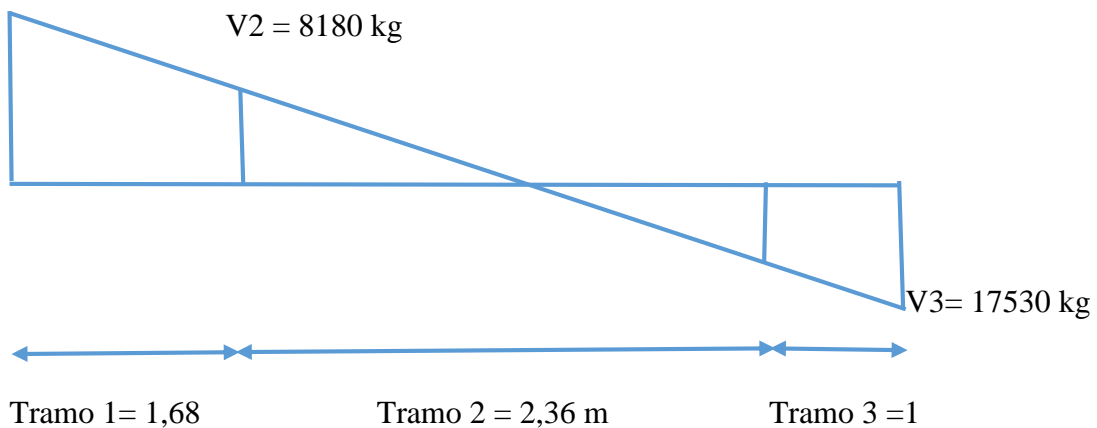
$$\varnothing_{\text{max. árido}} = 1,8 \text{ cm}$$

La separación entre barras es mayor al diámetro máximo de árido, cumple satisfactoriamente

Armadura Transversal

Se calcula la viga 8 del pórtico 19, entre los pilares P6 y P7

$$V1 = 20800 \text{ kg}$$



Cortante tramo 1

Datos:

$$V(-)_{\text{iz}} = 20800 \text{ kg*m} \quad \text{momento de diseño}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad \text{altura de sección}$$

$$b_w = 25 \text{ cm} \quad \text{base de sección}$$

r =	2	cm	recubrimiento de armaduras
fck =	210	kg/cm ²	resistencia característica del hormigón
fyk =	4200	kg/cm ²	resistencia característica del acero
d =	46	cm	altura efectiva
γ _c =	1,5		coeficiente de minoración del hormigón
γ _s =	1,15		coeficiente de minoración del acero
L ₁ =	1,68	m	longitud de tramo 1

Procedimiento de cálculo

Cortante de diseño

$$V_d = 20800 \text{ kg}$$

Resistencia del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del hormigón de esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 * 25 * 46 = 6803,5 \text{ kg}$$

Verificación

$$V_d = 20800 \text{ kg} > V_{cu} = 6803,5 \text{ kg}$$

El cortante de diseño es mayor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, necesita armadura de corte.

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma

$$V_{ou} = V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 * 25 * 46 = 48300 \text{ kg}$$

Debe cumplir

$$V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$$

$$V_{cu} = 6803,5 \text{ kg} < V_d = 20800 \text{ kg} < V_{u1} = 48300$$

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 20800 - 6803,5 = 13996,5 \text{ kg}$$

Armadura transversal

t = 100 cm

Armadura transversal por metro

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{13996,5 * 100}{0,90 * 46 * 3652,17} = 5,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima por metro

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{140}{3652,17} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se comparan las armaduras y se escoge el mayor

As = 5,86 cm²

Armadura para una pierna

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2} = 2,93 \text{ cm}^2$$

Diámetro de estribos

6 estribos de Ø 8 mm

$$A = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ total}} = 3,02 \text{ cm}^2$$

Separación

$$S = \frac{t}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

$$S = 16 \text{ cm}$$

Distribución por metro

6 estribos de Ø 8 mm c / 16 cm

Cuantía de armadura para el tramo

11 estribos de Ø 8 mm c / 16 cm

Cortante tramo 2

Datos:

V(-)iz = 8186 kg*m momento de diseño

h = 50 cm altura de sección

b_w = 25 cm base de sección

r = 2 cm recubrimiento de armaduras

f_{ck} = 210 kg/cm² resistencia característica del hormigón

f_{yk} = 4200 kg/cm² resistencia característica del acero

d =	46	cm	altura efectiva
$\gamma_c =$	1,5		coeficiente de minoración del hormigón
$\gamma_s =$	1,15		coeficiente de minoración del acero
$L_1 =$	2,31	m	longitud de tramo 2

Procedimiento de cálculo

Cortante de diseño

$$V_d = 8186 \text{ kg}$$

Resistencia del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del hormigón de esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 * 25 * 46 = 6803,5 \text{ kg}$$

Verificación

$$V_d = 8186 \text{ kg} > V_{cu} = 6803,5 \text{ kg}$$

El cortante de diseño es mayor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, necesita armadura de corte.

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma

$$V_{ou} = V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 * 25 * 46 = 48300 \text{ kg}$$

Debe cumplir

$$V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$$

$$V_{cu} = 6803,5 \text{ kg} < V_d = 8186 \text{ kg} < V_{u1} = 48300$$

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 8186 - 6803,5 = 1382,5 \text{ kg}$$

Armadura transversal

t = 100 cm

Armadura transversal por metro

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{1382,5 * 100}{0,90 * 46 * 3652,17} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima por metro

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{140}{3652,17} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se comparan las armaduras y se escoge el mayor

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2$$

Armadura para una pierna

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Diámetro de estribos

3 estribos de Ø 8 mm

$$A = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Separación

$$S = \frac{t}{N^{\circ}_{barras}} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

Distribución por metro

3 estribos de Ø 8 mm c / 30 cm

Cuantía de armadura para el tramo

7 estribos de Ø 8 mm c / 30 cm

Cortante tramo 3

Datos:

V(-)iz = 17530 kg*m momento de diseño

h = 50 cm altura de sección

b_w = 25 cm base de sección

r = 2 cm recubrimiento de armaduras

f_{ck} = 210 kg/cm² resistencia característica del hormigón

f_{yk} = 4200 kg/cm² resistencia característica del acero

d = 46 cm altura efectiva

γ_c = 1,5 coeficiente de minoración del hormigón

γ_s = 1,15 coeficiente de minoración del acero

L₁ = 1,05 m longitud de tramo 1

Procedimiento de cálculo

Cortante de diseño

$$V_d = 17530 \text{ kg}$$

Resistencia del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del hormigón de esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 * 25 * 46 = 6803,5 \text{ kg}$$

Verificación

$$V_d = 8186 \text{ kg} > V_{cu} = 6803,5 \text{ kg}$$

El cortante de diseño es mayor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, necesita armadura de corte.

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma

$$V_{ou} = V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 * 25 * 48 = 48300 \text{ kg}$$

Debe cumplir

$$V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$$

$$V_{cu} = 6803,5 \text{ kg} < V_d = 17530 \text{ kg} < V_{u1} = 48300$$

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 17530 - 6803,5 = 10726,5 \text{ kg}$$

Armadura transversal

t = 100 cm

Armadura transversal por metro

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{10726,5 * 100}{0,90 * 46 * 3652,17} = 4,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima por metro

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{140}{3652,17} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se comparan las armaduras y se escoge el mayor

$$A_s = 4,68 \text{ cm}^2$$

Armadura para una pierna

$$A_{\text{spierna}} = \frac{A_s}{2} = 2,34 \text{ cm}^2$$

Diámetro de estribos

5 estribos de Ø 8 mm

$$A = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Separación

$$S = \frac{t}{N^{\circ} \text{barras}} = \frac{100}{5} = 20,0 \text{ cm}$$

$$S = 20,0 \text{ cm}$$

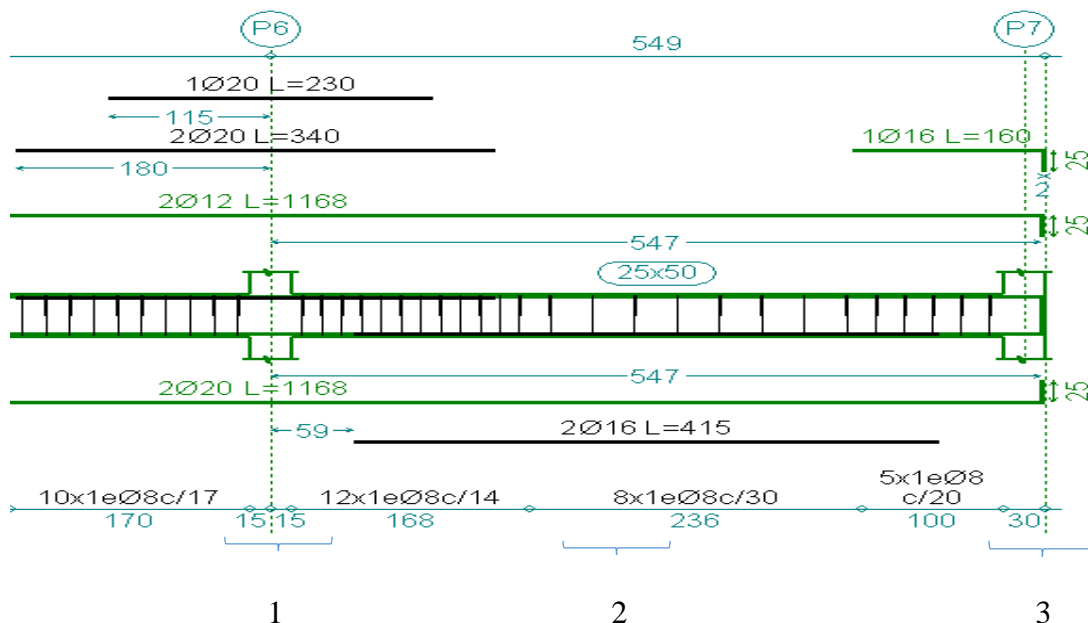
Distribución por metro

5 estribos de Ø 8 mm c / 20 cm

Cuantía de armadura para el tramo

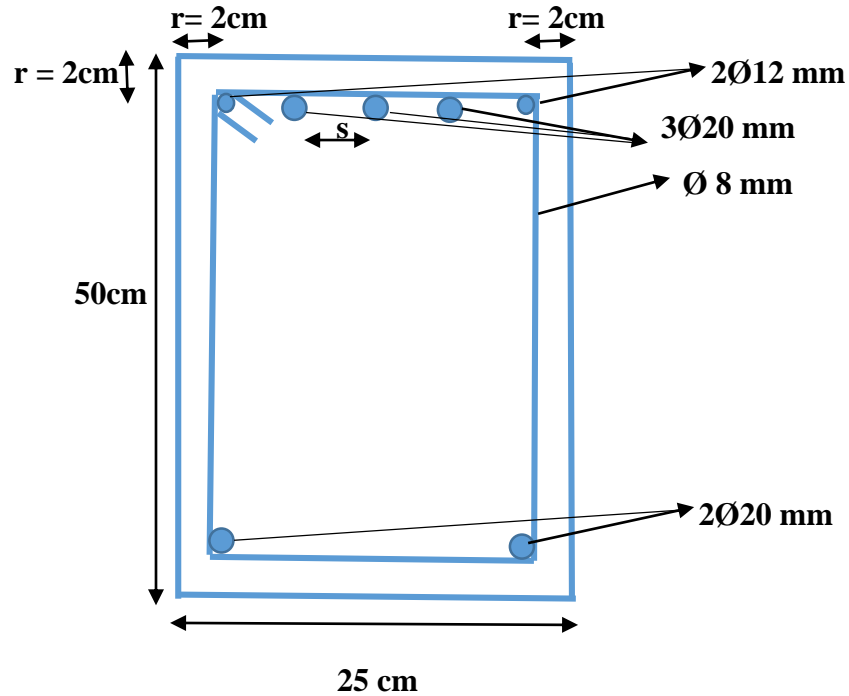
5 estribos de Ø 8 mm c / 20 cm

Figura 3.15. Armado de la Viga 8 del pórtico 16, entre los pilares P6 y P7



Fuente: Cypecad 2014

Figura 3.16. Esquema geométrico del programa Cypecad de la armadura izquierda tramo 1



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de separación de barras “s”

$$2 \text{ } \varnothing 0,8 = 1,6 \text{ cm}$$

$$2 \text{ } \varnothing 1,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$3 \text{ } \varnothing 2,0 = 6 \text{ cm}$$

$$2 * r = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Total} = 14 \text{ cm}$$

Total de separación entre barras $4 * S$

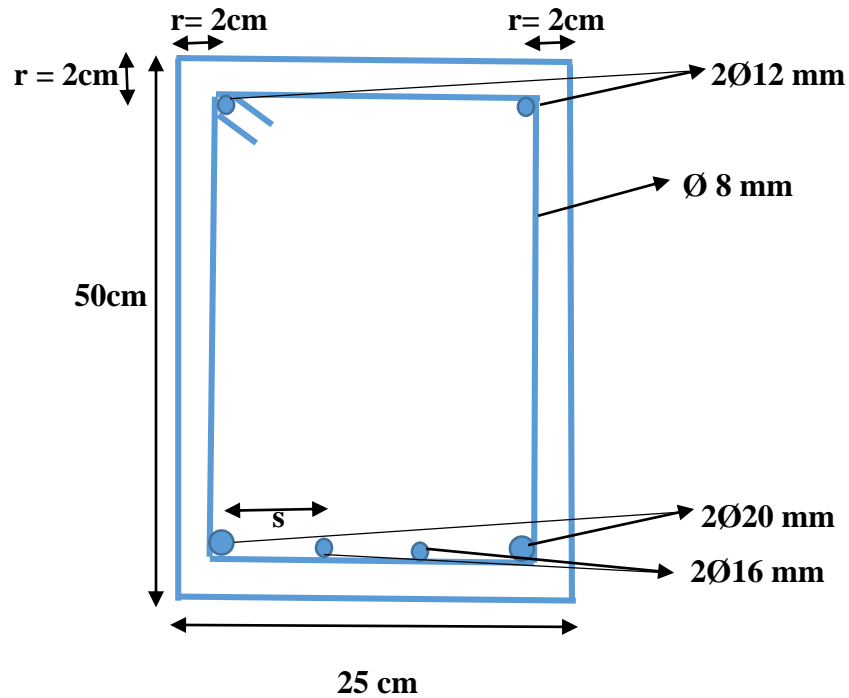
$$14 + 4S = 25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{25 \text{ cm} - 14 \text{ cm}}{4} = 2,75 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{max. árido}} = 1,8 \text{ cm}$$

La separación entre barras es mayor al diámetro máximo de árido, cumple satisfactoriamente

Figura 3.17. Esquema geométrico del programa Cypacad de la armadura del centro tramo 2



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de separación de barras “s”

$$2 \text{ } \varnothing 0,8 = 1,6 \text{ cm}$$

$$2 \text{ } \varnothing 1,6 = 3,2 \text{ cm}$$

$$2 \text{ } \varnothing 2,0 = 4 \text{ cm}$$

$$2 * r = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Total} = 12,8 \text{ cm}$$

Total de separación entre barras 3*S

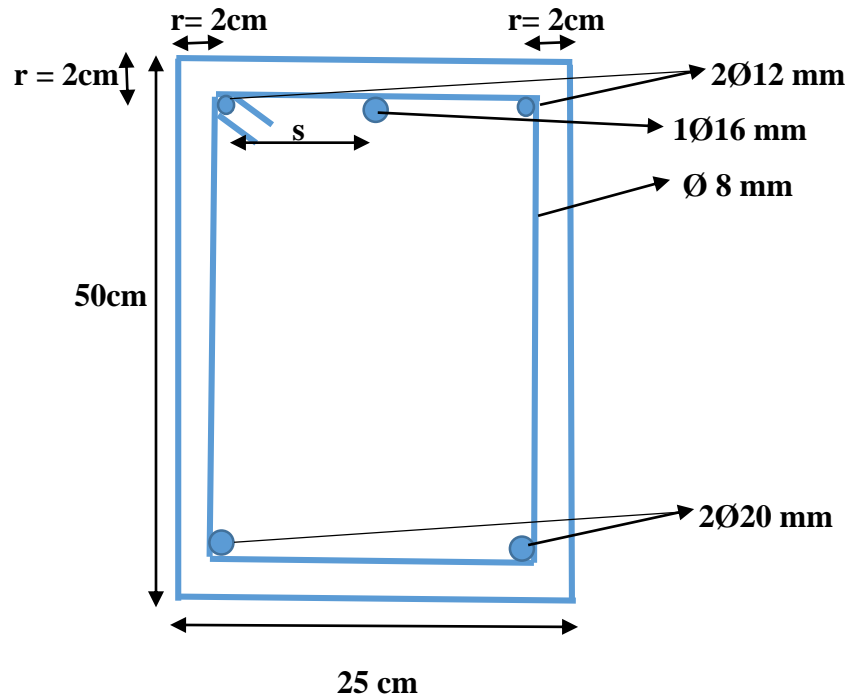
$$12,8 + 3S = 25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{25 \text{ cm} - 12,8 \text{ cm}}{3} = 4,07 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{max. árido}} = 1,8 \text{ cm}$$

La separación entre barras es mayor al diámetro máximo de árido, cumple satisfactoriamente

Figura 3.18. Esquema geométrico del programa Cypecad de la armadura derecha tramo 3



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de separación de barras “s”

$$2 \text{Ø} 0,8 = 1,6 \text{ cm}$$

$$1 \text{Ø} 1,6 = 1,6 \text{ cm}$$

$$2 \text{Ø} 1,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$2 * r = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Total} = 9,6 \text{ cm}$$

Total de separación entre barras $2 * S$

$$12,8 + 2S = 25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{25 \text{ cm} - 9,6 \text{ cm}}{2} = 7,7 \text{ cm}$$

$$\text{Ø}_{\text{max. árido}} = 1,8 \text{ cm}$$

La separación entre barras es mayor al diámetro máximo de árido, cumple satisfactoriamente

Cuadro 3.14. Comparación de resultados manual – programa, de la viga

Armadura longitudinal									
	Manual				CypeCad				%
	$A_{nec.}$ cm^2	N° Barras	\emptyset mm	$A_{adop.}$ (cm^2)	$A_{nec.}$ cm^2	N° Barras	\emptyset mm	$A_{adop.}$ (cm^2)	
As p/ M(-) izq.	11,51	1	20	11,69	11,50	1	20	11,69	0
		2	20			2	20		
		3	10			2	12		
As p/ M(+)	9,65	2	20	9,67	9,62	2	20	10,30	+6,12
		3	12			2	16		
As p/ M (-) der.	3,80	2	12	3,83	4,13	2	12	4,27	+10,3
		2	10			1	16		
Armadura transversal									
	Manual			Cypecad			%		
	N° Barras	\emptyset mm	$A_{cal.}$ (cm^2)	N° Barras	\emptyset mm	$A_{cal.}$ (cm^2)			
As p/V(+)tramo1	11	8	5,53	12	8	6,03	+7,96		
As p/V(+)tramo2	7	8	3,52	8	8	4,02			
As p/V(-)tramo3	5	8	2,51	5	8	2,51			

Fuente: Elaboración propia

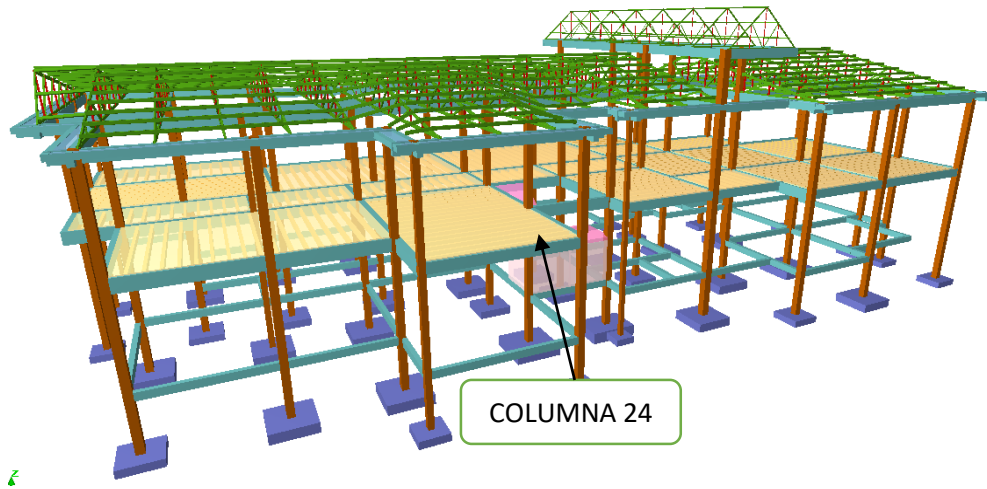
3.7.3 Diseño de columna

Diseño de columna P24

Los datos correspondientes son los siguientes:

Esfuerzo normal de cálculo	$N_d =$	37900	kg
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} =$	990	kg*m
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} =$	1290	kg*m
Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} =$	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	$f_{yk} =$	4200	kg/cm ²
Longitud de la columna analizada	$L =$	380	cm
Altura de la columna analizada (C2)	$h =$	30	cm
Base de la columna analizada (C2)	$b =$	30	m
Altura de la viga en dirección X (V1) "superior"	$h =$	50	cm
Base de la viga en dirección X (V1) "superior"	$b =$	20	cm
Longitud de la viga en dirección X (V1) "superior"	$L =$	400	cm
Altura de la viga en dirección Y (V2) "superior"	$h =$	50	cm
Base de la viga en dirección Y (V2) "superior"	$b =$	20	cm
Longitud de la viga en dirección Y (V2) "superior"	$L =$	455	cm
Altura de la viga en dirección X (V3) "inferior"	$h =$	30	cm
Base de la viga en dirección X (V3) "inferior"	$b =$	20	cm
Longitud de la viga en dirección X (V3) "inferior"	$L =$	400	cm
Altura de la viga en dirección Y (V4) "inferior"	$h =$	30	cm
Base de la viga en dirección Y (V4) "inferior"	$b =$	20	cm
Longitud de la viga en dirección Y (V4) "inferior"	$L =$	400	cm
Altura de columna superior C1	$h =$	30	cm
Base de columna superior C1	$b =$	30	cm
Longitud de la columna superior C1	$L =$	380	cm
Altura de columna inferior C3	$h =$	30	cm
Base de columna inferior C3	$b =$	30	cm
Longitud de la columna inferior C3	$L =$	200	cm

Figura 3.19 Representación gráfica de la columna más solicitada P24



Fuente: Cypecad 2014

Momento de inercia de las columnas

$$I_{cx1} = I_{cy1} = I_{cx2} = I_{cy2} = I_{cx3} = I_{cy3} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 30^3}{12} = 67500.00 \text{cm}^4$$

Momento de inercia de las vigas

$$I_{vx1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 50^3}{12} = 67500,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{vy1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 20^3}{12} = 33333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{vx2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 50^3}{12} = 208333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{vy2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 20^3}{12} = 33333,33 \text{ cm}^4$$

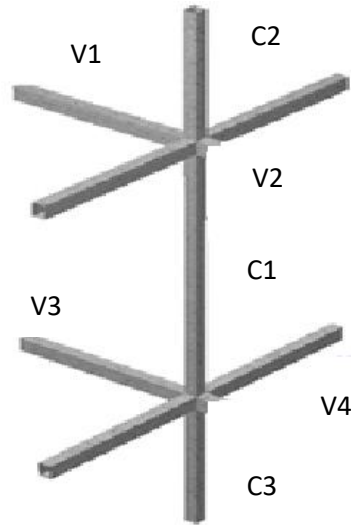
$$I_{vx3} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 30^3}{12} = 45000,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{vy3} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 20^3}{12} = 20000,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{vx4} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 30^3}{12} = 45000,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{vy4} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 20^3}{12} = 20000,00 \text{ cm}^4$$

Figura 3.20. Vista 3D de la columna más solicitada



Fuente: Elaboración propia

Determinación de coeficiente de pandeo

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ col}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas}}$$

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + 2 \frac{I_{vy2}}{l_{v2}}} = \frac{\frac{675000}{380} + \frac{675000}{380}}{\frac{208333,33}{400} + 2 * \frac{33333,33}{455}} = 0,53$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{2 \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vy1}}{l_{v1}}} = \frac{\frac{675000}{380} + \frac{675000}{380}}{2 * \frac{208333,33}{455} + \frac{33333,33}{400}} = 0,36$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cy2}}{l_{c2}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx3}}{l_{v2}} + 2 \frac{I_{vy4}}{l_{v3}}} = \frac{\frac{675000}{380} + \frac{675000}{200}}{\frac{45000}{400} + 2 * \frac{20000}{455}} = 2,42$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{cx2}}{l_{c2}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{2 \frac{I_{vx4}}{l_{v2}} + 2 \frac{I_{vy3}}{l_{v3}}} = \frac{\frac{675000}{380} + \frac{675000}{200}}{2 * \frac{45000}{455} + \frac{20000}{400}} = 2,08$$

Determinación si la estructura aporticada es traslacional o intraslacional.- Antes de realizar el cálculo definitivo de la estructura se procede a verificar si esta es traslacional o no, para ello se realizó un pre calculo con el programa CYPECAD, en este pre cálculo se realizó una iteración de las secciones de los elementos estructurales para determinar las dimensiones definitivas de las vigas y pilares, calculadas con la metodología de alternancia de cargas para determinar la suma total de las reacciones en los cimientos, bajo la hipótesis de cargas más desfavorables.

Cuadro 3.15. Esfuerzos de pilares resumidos del pre diseño

Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótesis	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
CUBIERTA	7.80	Peso propio	13.03	171.04	5.06	-0.00	0.00	0.00
		Cargas muertas	0.86	11.20	0.30	0.00	0.00	-0.00
		Sobrecarga de uso	9.21	120.69	3.23	0.00	-0.00	0.00
PLANTA ALTA	4.00	Peso propio	134.55	2817.5	272.64	-0.00	0.00	0.00
		Cargas muertas	32.54	710.23	83.33	0.00	0.00	0.00
		Sobrecarga de uso	66.68	1431.2	124.58	0.00	0.00	-0.00
PLANTA BAJA	0.20	Peso propio	410.24	8792.9	782.03	-0.00	0.00	0.00
		Cargas muertas	362.22	7657.9	919.15	-0.00	0.00	0.00
		Sobrecarga de uso	141.69	3257.2	71.91	0.00	0.00	-0.00
Cimentación	-2.00	Peso propio	486.49	10395	1029.5	-0.00	0.00	0.00
		Cargas muertas	372.75	7879.1	960.22	-0.00	0.00	0.00
		Sobrecarga de uso	147.39	3381.9	106.01	0.00	0.00	-0.00

Fuente: Cypecad 2014

Con esto se determinó una fuerza normal total de:

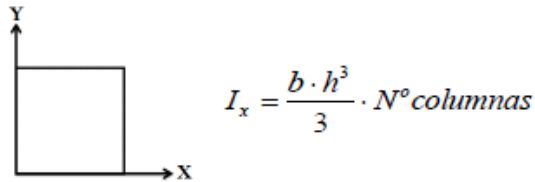
$$\sum N_{total} = 1006630 \text{ kg}$$

Se procede a calcular el módulo de elasticidad del concreto y las inercias de las columnas considerando la sección bruta del hormigón.

Módulo secante de elasticidad medio:

$$E_c = 95000 * \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 9500 * \sqrt[3]{210 + 8} = 2918700984 \text{ Kg / m}^2$$

Inercia x



$$I_{x1} = \frac{0,30 * 0,30^3}{3} * 34 = 0,0918 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} = \frac{0,25 * 0,25^3}{3} * 9 = 0,1172 \text{ m}^4$$

$$\Sigma I_{x \text{ total}} = I_{x1} + I_{x2} = 0,209 \text{ m}^4$$

Por ser una figura simétrica las inercias en el eje x como en el eje y son iguales.

$$\Sigma I_{y \text{ total}} = I_{y1} + I_{y2} = 0,209 \text{ m}^4$$

La altura total del edificio es 9,8 m

El CBH-87 nos dice. *“Pueden considerarse claramente intraslacionales, las estructuras porticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos en forma tal que absorban las fuerzas que provocan los desplazamientos horizontales de la estructura y que aseguren además la rigidez torsional de ésta, cumpliendo la condición:”*

$$h * \sqrt{\frac{\Sigma N}{E_c * \Sigma I}} \leq 0,2$$

Intraslacionalidad en el eje X

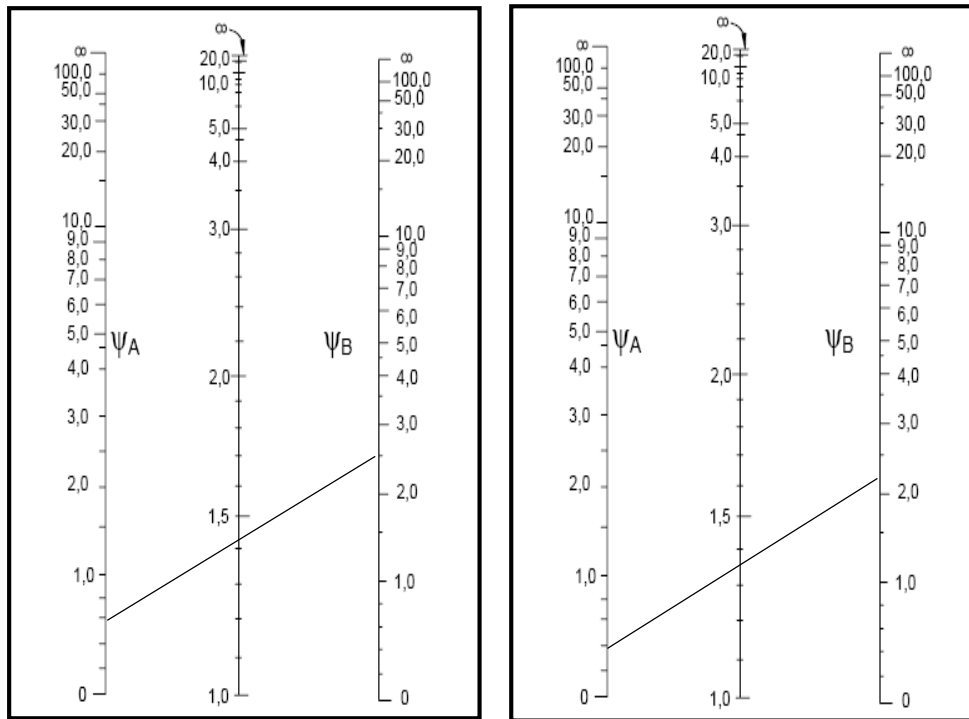
$$h * \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma E c * I_y}} \leq 0,2 = 7,6 * \sqrt{\frac{1006630}{2918700984 * 0,209}} = 0,309 \leq 0,2$$

Intraslacionalidad en el eje Y

$$h * \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma E c * I_x}} \leq 0,2 = 7,6 * \sqrt{\frac{1006630}{2918700984 * 0,209}} = 0,309 \leq 0,2$$

La condición nos dice que la estructura aporticada es traslacional

Ingresando al monograma obtenemos el coeficiente de pandeo, (Ver anexos II, figura 2.5)



Pórticos traslacionales

$$K_x = 1,38 \quad ; \quad l_{ox} = 1,38 * 3,80 = 5,34 \text{ m}$$

$$K_y = 1,32 \quad ; \quad l_{oy} = 1,32 * 3,80 = 5,02 \text{ m}$$

Coefficiente de esbeltez geométrica $l_0 = k \cdot l$

$h = 30 \text{ cm}$ Dimensión de la columna en la dirección en la que se desea comprobar

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda_{gAB} = \frac{l_{ox}}{h} = \frac{5,24 * 100}{30} = 17,48$$

$$\lambda_{gBC} = \frac{l_{oy}}{h} = \frac{5,02 * 100}{30} = 16,72$$

Verificación de esbeltez geométrica $10 < \lambda < 29$ se trata de una columna intermedia y se debe comprobar el pandeo.

Esbeltez mecánica

$$\lambda_m = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda_{mx} = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{5,24}{\sqrt{\frac{0,000675}{0,09}}} = 60,51$$

$$\lambda_{my} = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{5,02}{\sqrt{\frac{0,000675}{0,09}}} = 57,97$$

Verificación de esbeltez mecánica $35 < \lambda < 100$ se trata de una columna intermedia y se debe comprobar el pandeo.

Reducción de la resistencia de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 * \frac{210}{1,5} = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = e_{o2} = \frac{M_y}{N_d} = \frac{1290 * 100}{37900} = 3,40 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = e_{o2} = \frac{M_x}{N_d} = \frac{990 * 100}{37900} = 2,61 \text{ cm}$$

Excentricidad artificial

$$e_a = \frac{h}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 1,5 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad ficticia

Los efectos del segundo orden, provenientes del pandeo, se incorporan mediante una excentricidad ficticia. (Pág. 88 CBH)

$$e_{fic x} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000}\right) * \frac{a+20*e_{ox}}{a+20*e_{ox}} * \frac{l^2}{l} * 10^{-4}$$

$$e_{fic x} = \left(0,85 + \frac{3652,17}{12000}\right) * \frac{30+20*3,40}{30+20*3,40} * \frac{5,24^2}{\sqrt{\frac{67500}{900}}} * 10^{-4} = 5,61 \text{ cm}$$

$$e_{fic y} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000}\right) * \frac{a+20*e_{oy}}{a+20*e_{oy}} * \frac{l^2}{l} * 10^{-4}$$

$$e_{fic y} = \left(0,85 + \frac{3652,17}{12000}\right) * \frac{30+20*2,61}{30+20*2,61} * \frac{5,02^2}{\sqrt{\frac{67500}{900}}} * 10^{-4} = 4,91 \text{ cm}$$

Excentricidad total

$$e_{total x} = e_{ox} + e_a + e_{fic x}$$

$$e_{total y} = e_{oy} + e_a + e_{fic y}$$

$$e_{total x} = 10,23 \text{ cm}$$

$$e_{total y} = 10,32 \text{ cm}$$

Refuerzo longitudinal

$e_{total x} = 10,23 \text{ cm}$ excentricidad total en el eje x

$e_{total y} = 10,32 \text{ cm}$ excentricidad total en el eje y

$N_d = 37900 \text{ kg}$ esfuerzo normal de cálculo mayorado

$M_x = 1210 \text{ kg}\cdot\text{m}$ momento flectores de cálculo del eje x

$M_y = 1420 \text{ kg}\cdot\text{m}$ momento flectores de cálculo del eje y

$a_o = 30 \text{ cm}$ canto paralelo al eje y

$b_o = 30 \text{ cm}$ canto paralelo al eje x

$f_{cd} = 126 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del hormigón (0,9 fcd)

$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del hormigón (0,9 fcd)

Axil reducido

$$v = \frac{N_d}{a_o * b_o * f_{cd}} = \frac{37900}{30 * 30 * 126} = 0,316$$

Momento reducido alrededor del eje x

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{total x}}{a_o^2 * b_o * fcd} = \frac{37900 * 10,23}{30 * 30^2 * 126} = 0,113$$

Momento reducido alrededor del eje y

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{total y}}{a_o * b_o^2 * fcd} = \frac{37900 * 10,32}{30 * 30^2 * 126} = 0,114$$

Con los valores obtenidos se encuentra en el ábaco en la receta para flexión con armadura en cuatro esquinas.

$\mu_1 = 0,113$ el mayor de los momentos reducidos

$\mu_2 = 0,114$ el menor de los momentos reducidos

Se entra en el ábaco para determinar la cuantía mínima, (Ver anexos III)

Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para $V = 0,2$; $w = 0,15$

Para $V = 0,4$; $w = 0,20$

Interpolando entre estos valores tenemos

Para $V = 0,316$; $w = 0,179$

Cuantía mínima

$W = 0,179$; Sacado del ábaco ver (anexo III)

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{w * a_o * b_o * fcd}{f_{yd}} = \frac{0,179 * 30 * 30 * 140}{3652,17} = 6,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,006 * b * d = 0,006 * 26 * 30 = 4,77 \text{ cm}^2$$

Se compara las armaduras y se escoge el mayor

$$A_s = 6,18 \text{ cm}^2$$

Distribución de armadura

$$6 \text{ barras de } \varnothing 12 \text{ mm} \quad ; \quad A_{parcial} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{total} = 6,78 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal

El diámetro del estribo será:

\varnothing estribo $\left\{ \begin{array}{l} 1 / 4 \varnothing \text{ de la armadura longitudinal más gruesa} \end{array} \right.$

Según la primera opción: $\varnothing \geq 1/4 * 10 \text{ mm} = 2,5 \text{ mm}$

Según la segunda opción: $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

Se asume: $\varnothing = 6 \text{ mm}$

La separación de estribos puede ser según estas opciones:

$S \geq \left\{ \begin{array}{l} b \text{ o } h \text{ (el de menor diámetros)} \\ 12 * \varnothing \text{ de la armadura longitudinal más delgada} \end{array} \right.$

Según la primera opción $S \leq 30 \text{ cm}$

Según la segunda opción $S \leq 12 * 1,2 = 14,4 \text{ cm}$

Por lo tanto la armadura de los estribos será: $\varnothing=6 \text{ mm c}/15\text{cm}$

Comparación de resultados manual – programa Cypecad

Figura 3.21. Armado de la columna más solicitada P24



Fuente: Cypecad 2014

Comprobación de resultados manual en porcentaje – programa, de la columna

Comprobaciones	Calculado	Adoptado		
	Á _{nec.} cm ²	Nº Barras	Ø mm	A _{cal.} cm ²
Manual	6,18	6	12	6,78
CypeCad	6,27	6	12	6,78
% Variaciones	1,44	-----		0

Fuente: Elaboración propia

3.7.4 Calculo de armadura de refuerzo en losas alivianadas

En las losas de hormigón, se colocará una armadura de reparto constituida con barras separadas como máximos 30 cm. (página 195 Norma Boliviana CBH 87)

Datos

a= 22 cm mitad de ancho del complemento

b= 20 cm canto de la bovedilla

Solución:

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$5 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm} \geq 3,66 \text{ cm} \quad \text{Ok Cumple}$$

Comprobación de la flecha

No se comprueba la flecha si se cumple la relación canto/luz de la tabla 9.9.10.4.3b

Según la norma CBH- 87

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{24}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{0,25 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 0,05$$

$$\frac{1}{24} = 0,0416$$

$$0,05 \geq 0,0416 \quad \text{Ok Cumple}$$

Armadura de reparto

ho = 5 cm espesor de la losas de hormigón

$f_{cd} = 347,82 \text{ Mpa}$ resistencia característica del acero

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,719 \geq 0,575 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0,719$$

Distribución de armaduras

$$5 \text{ barras de } \varnothing 6 \text{ mm} \quad A_s = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{total}} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$c/ 25 \text{ cm}$$

3.7.5. Diseño de fundaciones

Zapata correspondiente al pilar 24

Datos:

$N = 33500$ kg carga de servicio

$M_x = 1520$ kg*m momento en servicio en el eje x

$M_y = 1710$ kg*m momento en servicio en el eje y

$V_x = -3060$ kg cortante en servicio en el eje x

$V_y = -2840$ kg cortante en servicio en el eje y

$a_o = 30$ cm dimensión de la columna en el eje x

$b_o = 30$ cm dimensión de la columna en el eje y

$a = 210$ cm dimensión de la zapata en el eje x

$b = 210$ cm dimensión de la zapata en el eje y

$\sigma_{adm} = 0,97$ kg/cm² resistencia del terreno

$\gamma_f = 1,6$ coeficiente de mayoración del momento flector

$f_{yk} = 4200$ kg/cm² resistencia de cálculo del acero

$\gamma_{H^oA} = 2400$ kg/cm³ peso específico del hormigón armado

$f_{ck} = 210$ kg/cm² resistencia de cálculo del hormigón

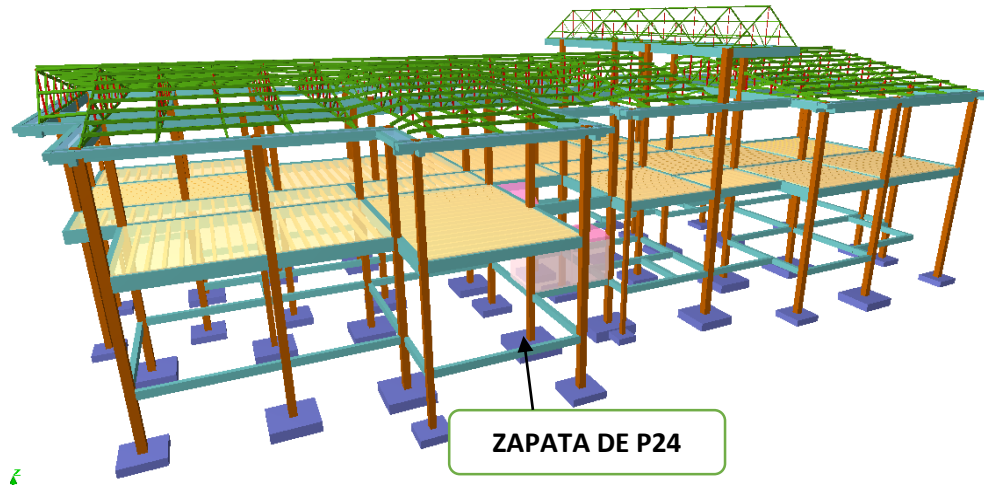
$\gamma_c = 1,5$ coeficiente de minoración del concreto

$\gamma_y = 1,15$ coeficiente de minoración del acero

$\gamma_v = 1,5$ coeficiente de vuelco

%PP = 5 peso propio en función de N

Figura 3.22. Representación gráfica de la zapata más solicitada del P24



Fuente: Cypecad 2014

$$N_c = 1.05 * N = 35175,00 \text{ Kg}$$

$$b = 210 \text{ cm}$$

$$a = 210 \text{ cm}$$

Verificación

$$M_x = 1520 \text{ kg*m}$$

$$M_y = 1710 \text{ kg*m}$$

$$A = a*b$$

$$a = 210 \text{ cm}$$

$$b = 210 \text{ cm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_c}{A} + \frac{6*M_x}{a*b^2} + \frac{6*M_y}{b*a^2} = \frac{35175}{44100} + \frac{6*1520}{210*210^2} + \frac{6*1710}{210*210^2} = 0,80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 0,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 0,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

$$0,80 < 0,97 \text{ ok!}$$

Verificación del canto útil de la zapata

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$\gamma_c = 1,5$ coeficiente de minoración del concreto

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_y} = 140 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = 3652,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5,92}{1,6 * 0,97} = 14,79$$

$$d_1 \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2K - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}} = 27,71 \text{ cm}$$

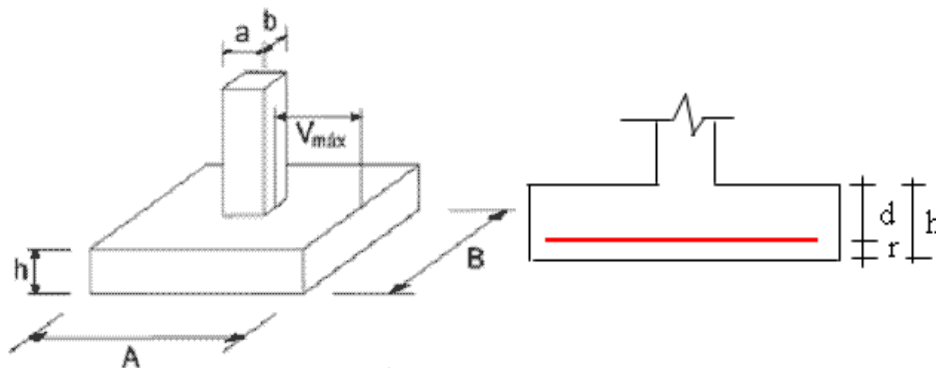
$$d_2 = d_3 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + K} = \frac{2 * (210 - 30)}{4 + 14,79} = 19,16 \text{ cm}$$

Se elige el mayor “d” para garantizar el punzonamiento y mayoramos constructivamente

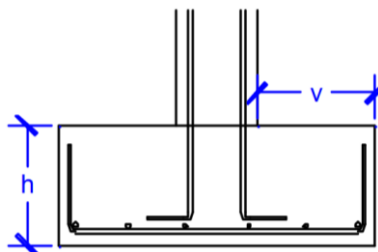
$d = 30 \text{ cm}$

$r = 5 \text{ cm}$ recubrimiento

$h = d + r = 35 \text{ cm}$



Clasificación de cimentaciones



Zapata rígida

$V < 2h = 90 \text{ cm} < 70 \text{ cm}$

Zapata flexible

$$V > 2h = 90\text{cm} > 70\text{ cm}$$

La zapata a diseñar es flexible

Verificación de presiones reales

$$Mx' = Mx - (Vy * h) = 1520 - (2840 * 35) = 52600 \text{ Kg/cm}$$

$$My' = My - (Vx * h) = 1710 - (3060 * 30) = 63900 \text{ Kg/cm}$$

$$N' = Nc + PPz = 38879,4 \text{ kg}$$

Peso propio de la zapata

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,0024 \text{ kg/cm}^3$$

$$PPZ. = a * b * h * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 210 * 210 * 35 * 0,0024 = 38879,4 \text{ Kg}$$

Verificación a tensiones admisibles

$$\sigma_{\max} = \frac{Nc + PP}{A} = \frac{35175 + 38879,4}{44100} = 0,882 \text{ Kg/cm}^2$$

Debe cumplir

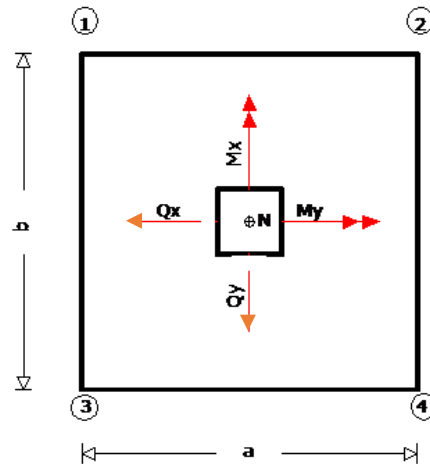
$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$0,882 < 0,97 \quad \text{ok!}$$

Esfuerzos en las esquinas de la zapata

$$Mx' = 52600 \text{ kg/cm}$$

$$My' = 63900 \text{ kg/cm}$$

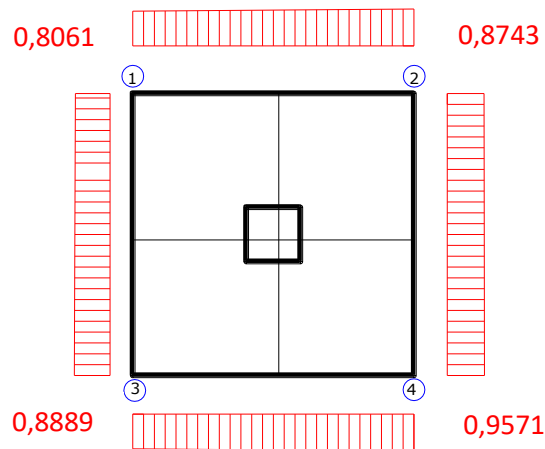


$$\sigma_1 = \frac{Nc+PP}{A} - \frac{6*Mx'}{a*b^2} - \frac{6*My'}{b*a^2} = 0,8061 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nc+PP}{A} + \frac{6*Mx'}{a*b^2} - \frac{6*My'}{b*a^2} = 0,8743 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{Nc+PP}{A} - \frac{6*Mx'}{a*b^2} + \frac{6*My'}{b*a^2} = 0,8889 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{Nc+PP}{A} + \frac{6*Mx'}{a*b^2} + \frac{6*My'}{b*a^2} = 0,9571 \text{ kg/cm}^2$$



Proceso de cálculo

$$a = 210 \text{ cm}$$

$$b = 210 \text{ cm}$$

$$a_0 = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

$$X1 = \frac{(a - a_0)}{2} + 0,15 * a_0 = \frac{(210 - 30)}{2} + 0,15 * 30 = 94,5 \text{ cm}$$

$$Y1 = \frac{(b - b_0)}{2} + 0,15 * b_0 = \frac{(210 - 30)}{2} + 0,15 * 30 = 94,5 \text{ cm}$$

Armadura As en el lado "a"

$$\sigma_1 = 0,8061 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,8743 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sigma_{min} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})}{a} * (a - x_1) = 0,8436 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{da} = \gamma f * b * \left(\sigma_a * \frac{X1^2}{2} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_a)}{2} * \left(\frac{2}{3} * X1^2 \right) \right) = 1296355,4 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$\mu_a = \frac{Mda}{b * d^2 * fcd} = \frac{1296355,4}{210 * 30^2 * 140} = 0,049$$

$$W_a = \mu_a * (1 + \mu_a) = 0,049 * (1 + 0,049) = 0,051$$

$$A_s.a = W_a * b * d * \frac{fcd}{f_yd} = 0,051 * 210 * 30 * \frac{140}{3652,2} = 12,41 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor correspondiente del cuadro 2,13 (ver anexo II)

$W_{min} = 0,0018$ valor del cuadro 2,13

$$A_{smin} = W_{min} * a * d = 0,0018 * 210 * 30 = 11,16 \text{ cm}^2$$

Se adopta el mayor

$$A = 12,41 \text{ cm}^2$$

Finalmente se usara para el lado “a”

$$11 \text{ barras de } \varnothing 12 \text{ mm} \quad A_s = 12,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{total}} = 12,44 \text{ cm}^2$$

$$11 \text{ barras de } \varnothing 12 \text{ mm} \quad c/ 18 \text{ cm}$$

Como la zapata es cuadrada, se adoptara la misma armadura para el lado “b”

$$11 \text{ barras de } \varnothing 12 \text{ mm} \quad c/ 18 \text{ cm}$$

Armadura A_s en el lado “b”

$$\sigma_1 = 0,8743 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,8889 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \sigma_{min} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})}{b} * (b - y_1) = 0,8824 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{db} = \gamma f * a * \left(\sigma_b * \frac{X1^2}{2} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_b)}{2} * \left(\frac{2}{3} * y1^2 \right) \right) = 1330365,7 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$\mu_a = \frac{Mdb}{b * d^2 * fcd} = \frac{1330365,7}{210 * 30^2 * 140} = 0,037$$

$$W_a = \mu_a * (1 + \mu_a) = 0,037 * (1 + 0,037) = 0,038$$

$$A_{s.a} = W_a * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,038 * 210 * 30 * \frac{140}{3652,2} = 10,79 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor correspondiente del cuadro 2,13 (ver anexo II)

$W_{min} = 0,0018$ valor del cuadro 2,13

$$A_{smin} = W_{min} * b * d = 0,0018 * 2100 * 30 = 11,16 \text{ cm}^2$$

Se adopta el mayor

$$A = 11,16 \text{ cm}^2$$

Finalmente se usara para el lado "b"

$$10 \text{ barras de } \varnothing 12 \text{ mm} \quad A_s = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{total}} = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$10 \text{ barras de } \varnothing 12 \text{ mm} \quad c/ 21 \text{ cm}$$

Verificación al vuelco

La comparación consistirá en verificar que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores al punto A, superan a los momentos de vuelco

En la dirección a, se tiene:

$$Y_a = (N + PP) * \frac{a}{2 * M_b} = (38879,4) * \frac{210}{2 * 63900} = 63,89 \geq 1,5 \quad \text{Cumple!}$$

En la dirección b, se tiene

$$Y_b = (N + PP) * \frac{b}{2 * M_a} = (38879,4) * \frac{210}{2 * 52600} = 63,89 \geq 1,5 \quad \text{Cumple!}$$

Verificación a la adherencia lado "a"

$k = 0,95$ para zapatas rígidas $k = 2$ para zapatas flexibles

$n = 11$ barras

$\varnothing = 12$ mm

$d = 30$ cm

$$V = \left(\sigma_a * X_1 + \frac{1}{2} * (\sigma_{max} - \sigma_a) * X_1 \right) * b = 17046,12 \text{ Kg}$$

$$V_d = 1,6 * V = 1,6 * 17046,12 = 27273,785 \text{ Kg}$$

$$\tau_a = \frac{V_d}{0,90 * d * n * \pi * \varnothing} = \frac{27273,785}{0,90 * 30 * 11 * \pi * 1,2} = 24,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{bd} = k * \sqrt[3]{(f_{cd}^2)} = 2 * \sqrt[3]{(140^2)} = 53,92 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir

$$24,36 < 53,92 \text{ ok!}$$

Verificación a la adherencia lado “b”

k= 0,95 para zapatas rígidas k= 2 para zapatas flexibles

n= 10 barras

Ø= 12 mm

d= 30 cm

$$V = \left(\sigma_a * X_1 + \frac{1}{2} * (\sigma_{max} - \sigma_a) * Y_1 \right) * a = 17575,64 \text{ Kg}$$

$$V_d = 1,6 * V = 1,6 * 17575,64 = 28121,024 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,90 * d * n * \pi * \emptyset} = \frac{28121,024}{0,90 * 30 * 10 * \pi * 1,2} = 27,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{bd} = k * \sqrt[3]{f_c d^2} = 2 * \sqrt[3]{(140^2)} = 53,92 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir

$$27,63 < 53,92 \text{ ok!}$$

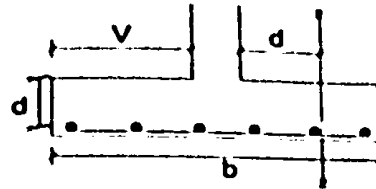
Verificación a esfuerzo cortante

Verificación en la sección 2

$\gamma_t = 1,6$ coeficiente de corte

d= 30 cm canto útil de la zapata

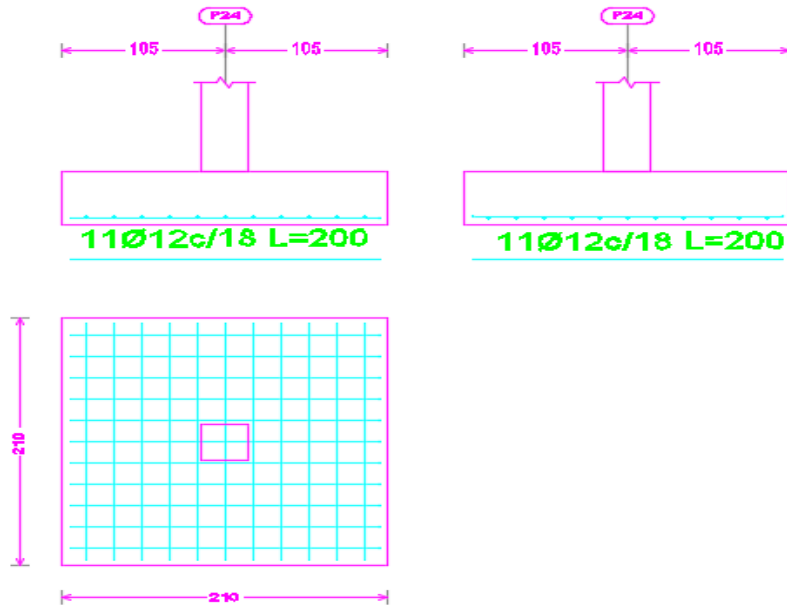
Debe cumplir



$$\frac{\gamma_t * N}{A} * \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq (d * f_{vd})$$

$$84,64 < 177,48 \text{ ok!}$$

Figura 3.23. Armado de zapata correspondiente al pilar 24



Fuente: Cypecad 2014

Cuadro 3.16. Comprobación de resultados manual – programa, de la zapata

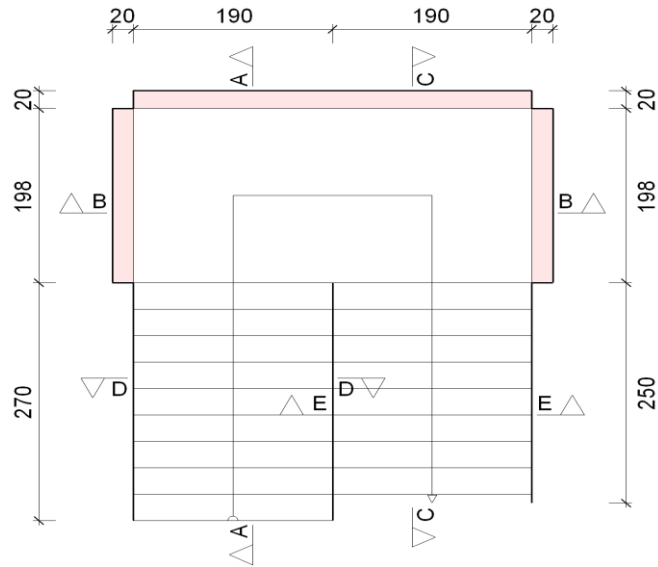
	Manual				CypeCad			%
	$A_{nec.}$ cm^2	N° Barras	\varnothing mm	$A_{cal.}$ (cm^2)	N° Barras	\varnothing mm	$A_{cal.}$ (cm^2)	
As p/ lado “a”	12,41	11	12	12,44	11	12	12,44	0
As p/ lado “b”	11,16	10	12	11,31	11	12	12,44	9

Fuente: Elaboración propia

3.8. Estructura complementaria

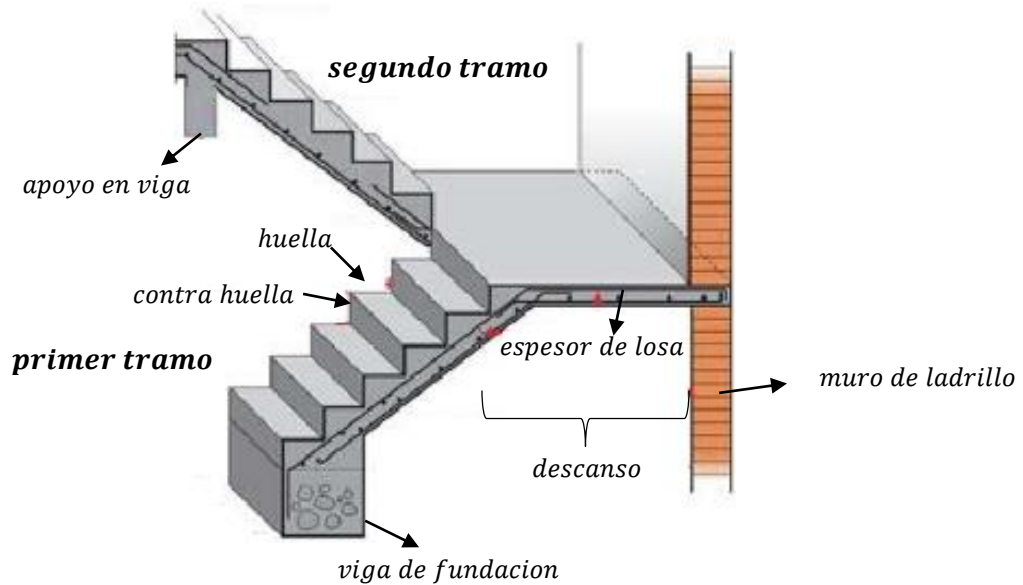
3.8.1. Diseño de escalera

Figura 3.24. Vista en planta de la escalera



Fuente: Cypecad 2014

Figura 3.25. Esquema grafico de la escalera



Fuente: Elaboración propia

Datos generales

$L_1 = 2,7$ m longitud horizontal de rampa

$L_1 = 1,9$ m longitud total de descanso

$a = 1,9$ m ancho de rampa

$b = 3,8$ m ancho total de descanso

$t = 0,15$ m espesor de losa

$H = 0,3$ m huella

$C = 0,2$ m contra huella

$Z = 2,0$ m altura media a salvar

$N = 9$ número de peldaños

$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400$ kg/cm³ peso específico del hormigón armado

$L_{inclinada} = 3,36$ m longitud inclinada de rampa

Análisis de cargas en la escalera

Rampa

Peso de peldaños

Volumen de peldaños = $0,057$ m³

Peso de peldaños = $1231,2$ kg

Área de rampa = $6,38$ m²

Carga del peldaño por metro de ancho

$$q_{peldaños} = 192,86 \text{ kg/m/m}$$

Carga debido al peso propio de la rampa por metro de ancho

$$q_{rampa} = 324 \text{ kg/m/m}$$

Sobrecarga de cerámico por metro de ancho

$$q_{cer} = 50 \text{ kg/m/m}$$

Carga muerta total de rampa

$$q_{gr} = 566,86 \text{ kg/m/m}$$

Descanso

Carga debido al peso propio del descanso por metro de ancho

$$q_{des} = 324 \text{ kg/m/m}$$

Sobrecarga de cerámica por metro de ancho

$$q_{cer} = 50 \text{ kg/m/m}$$

Carga muerta total de descanso

$$q_{gr} = 192,86 \text{ kg/m/m}$$

Sobrecarga

Sobre carga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro de ancho

$$q_v = 400 \text{ kg/m/m}$$

Carga de diseño

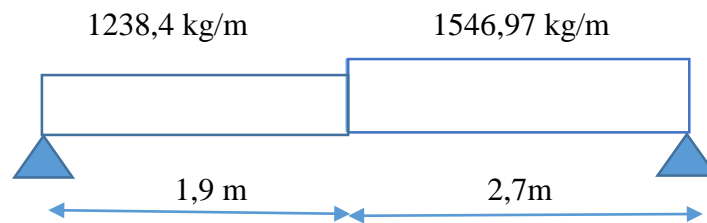
Carga última actuante con la siguiente combinación

$$q_u = 1,6 * q_g + 1,6 * q_v$$

$$\text{En rampa} \quad q_{urampa} = 1546,97 \text{ kg/m}$$

$$\text{En descanso} \quad q_{udescanso} = 1238,40 \text{ kg/m}$$

Diseño del tramo B-A (descanso rampa)



Del cálculo de la viga se obtiene

$$R_A = 3437 \text{ kg}$$

$$R_B = 3092,8 \text{ kg}$$

$$M(+)= 3818 \text{ kg*m} \quad a= 2,22 \text{ m}$$

$$V_d = 3092,8 \text{ kg} \quad a= 0 \text{ m}$$

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de lasa empotrada en viga perimetral y en quiebre

$$Md = \frac{q * l^2}{24}$$

$$Md = \frac{q * l^2}{24} = \frac{1238,4 * l^2}{24} = M(-)_{descanso} = 186,28 \text{ kg*m}$$

$$Md = \frac{q * l^2}{24} = \frac{1546,97 * l^2}{24} = M(-)_{rampa} = 469,86 \text{ kg*m}$$

Armadura inferior positiva por metro

Datos:

$M_{\max} = 3818 \text{ kg}\cdot\text{m}$ momento máximo de servicio

$t = 15 \text{ cm}$ altura de sección

$b_w = 100 \text{ cm}$ ancho de sección

$r = 3 \text{ cm}$ recubrimiento de armaduras

$f_{yk} = 3652,2 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del acero

$f_{ck} = 140 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del hormigón

$d = 12 \text{ cm}$ altura efectiva

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

$$\gamma_f = 1,6 \quad M_d = 6108,79 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{6108,79 * 100}{100 * 12^2 * 140} = 0,303$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente del cuadro 2,14 (ver anexo II), según μ_d tenemos que:

$$W = 0,3948 \text{ Valor interpolado del cuadro 2,14}$$

Armadura a compresión

Se verifica si es necesario una armadura a compresión en la sección analizada

Cuando $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu_{\text{lim}} = 0,332 \text{ valor sacado del cuadro 2,12 ver (anexo II)}$$

$$\mu_d = 0,303 < \mu_{\text{lim}} = 0,332$$

No se necesita armadura a compresión

Cuantía geométrica mínima

$$\text{Para lasas } W_{\min} = 0,0018 \text{ valor del cuadro 2,13 ver (anexo II)}$$

Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,3948 * 100 * 12 * \frac{140}{3652,17} = 18,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 0,0018 * 100 * 12 = 2,16 \text{ cm}^2$$

Se comparan las armaduras y se escoge el mayor

$$A_s = 18,11 \text{ cm}^2$$

Distribución de armaduras

$$10 \text{ barras de } \varnothing 16 \text{ mm} \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{total}} = 20,11 \text{ cm}^2$$

En total para el ancho de la escalera

$$a = 1,9 \text{ m}$$

$$c / 12 \text{ cm}$$

$$19 \text{ barras de } \varnothing 16 \text{ mm}$$

Armadura superior negativa por metro

Datos:

$$M_{\text{max}} = 469,89 \text{ kg*m} \quad \text{momento máximo de servicio}$$

$$t = 15 \text{ cm} \quad \text{altura de sección}$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad \text{ancho de sección}$$

$$r = 3 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento de armaduras}$$

$$f_{yk} = 3652,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistencia característica del acero}$$

$$f_{ck} = 140 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistencia característica del hormigón}$$

$$d = 12 \text{ cm} \quad \text{altura efectiva}$$

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

$$\gamma_f = 1,6 \quad M_d = 751,83 \text{ kg*m}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{751,83 * 100}{100 * 12^2 * 140} = 0,037$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente del cuadro 2,14 (ver anexo II), según μ_d tenemos que:

$$W = 0,0394 \quad \text{Valor interpolado del cuadro 2,14}$$

Cuantía geométrica mínima

Para losas $W_{\min} = 0,0018$ valor del cuadro 2,13 ver (anexo II)

Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,037 * 100 * 12 * \frac{140}{3652,17} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * d = 0,0018 * 100 * 12 = 2,16 \text{ cm}^2$$

Se comparan las armaduras y se escoge el mayor

$$A_s = 2,16 \text{ cm}^2$$

Distribución de armaduras

$$6 \text{ barras de } \varnothing 8 \text{ mm} \quad A_s = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{total}} = 3,02 \text{ cm}^2$$

En total para el ancho de la escalera

$$a = 1,9 \text{ m}$$

$$c / 20 \text{ cm}$$

$$11 \text{ barras de } \varnothing 8 \text{ mm}$$

Cortante en la escalera

Datos:

$$V_{\max} = 3092,8 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{momento máximo de servicio}$$

$$t = 15 \text{ cm} \quad \text{altura de sección}$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad \text{ancho de sección}$$

$$r = 3 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento de armaduras}$$

$$f_{yk} = 3652,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistencia característica del acero}$$

$$f_{ck} = 140 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistencia característica del hormigón}$$

$$d = 12 \text{ cm} \quad \text{altura efectiva}$$

$$a = 190 \text{ cm} \quad \text{ancho de escalera}$$

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

$$\gamma_f = 1,6$$

$$V_d = 4948,53 \text{ kg}$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,50 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 * 100 * 12 = 7099,30 \text{ kg}$$

Verificación

$$V_d = 4948,5 \text{ kg} < V_{cu} 7099,39 \text{ kg}$$

El cortante de diseño es menor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, no necesita armadura de corte

Se colocará armadura mínima

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 0,0018 * 100 * 12 = 2,16 \text{ cm}^2$$

Distribución de armaduras

$$5 \text{ barras de } \varnothing 8 \text{ mm} \quad A_s = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$A_{Stotal} = 2,51 \text{ cm}^2$$

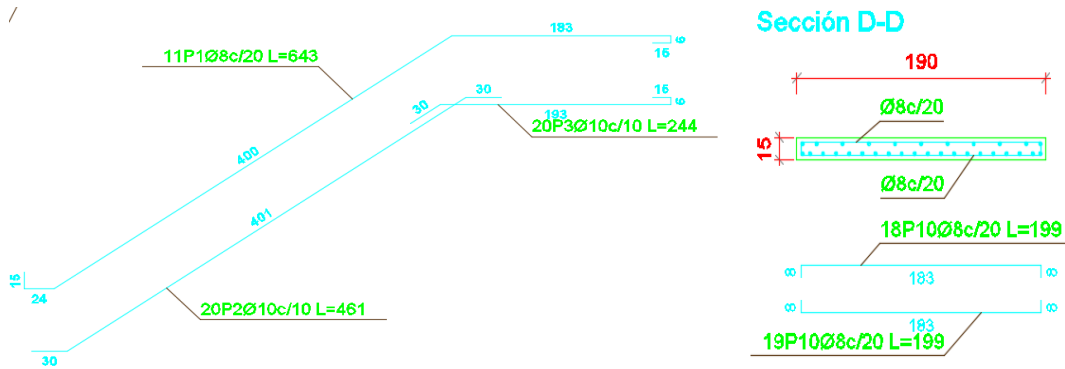
En total para el ancho de la escalera

$$L_{inclinada} = 3,36 \text{ m}$$

$$c / 12 \text{ cm}$$

$$17 \text{ barras de } \varnothing 8 \text{ mm}$$

Figura 3.26. Armado de escalera



Fuente: Cypecad 2014

Cuadro 3.17 Comparación de resultados manual – programa, de la escalera

	Manual (cm ²)		Cypecad (cm ²)		%
Lon. Sup	11 Ø 8	5,53	11 Ø 8	5,53	0
Lon. Inf	19 Ø 16	38,20	20 Ø 16	40,21	4,99
Trav. Sup	17 Ø 8	8,54	18 Ø 8	9,05	5,95
Trav. Inf.	18 Ø 8	9,05	19 Ø 8	9,55	5,52

Fuente: Elaboración propia

3.9. Especificaciones técnicas.- En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase Anexo VI.

3.9.1. Precios unitarios.- El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el Anexo VIII.

3.9.2. Presupuesto general de la obra.- Se obtuvo en función a los volúmenes de obra y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Tomando como presupuesto general la suma de las dos cantidades llegando a un presupuesto total de la obra de Bs. 2.806.898,07. Detallado en el Anexo VIII.

3.9.3. Cronograma de ejecución.- Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción del Módulo Administrativo de la Unidad Educativa Barretero. Según el cronograma mostrado en el Anexo XII. Se tiene planificada la construcción, en aproximadamente 243 días calendarios.

CAPÍTULO IV:

4. Aporte académico

Comparación técnica-económica entre tres perfiles de cercha

4.1 Marco conceptual

Como aporte académico se propuso una comparación técnica-económica entre tres perfiles de cerchas diferentes

- Cercha metálica perfil tubular rectangular
- Cercha metálica perfil tubular circular
- Cercha metálica perfil “C”

Posteriormente se realiza un análisis económico de costos de ambos porque la estructura presenta características para realizar cualquiera de las tres alternativas.

4.2 Marco teórico

4.2.1 Generalidades

El proyecto de su concepción arquitectónica plantea una de cubierta de diferentes perfiles metálicos, en este caso se planteo una de seccion rectangular, otra de seccion circular y la otra de seccion “C”.

Se plantea tres tipos de perfiles metálicos estructurales, una vez realizado esto se compara las dos alternativas en lo que a costo económico se refiere.

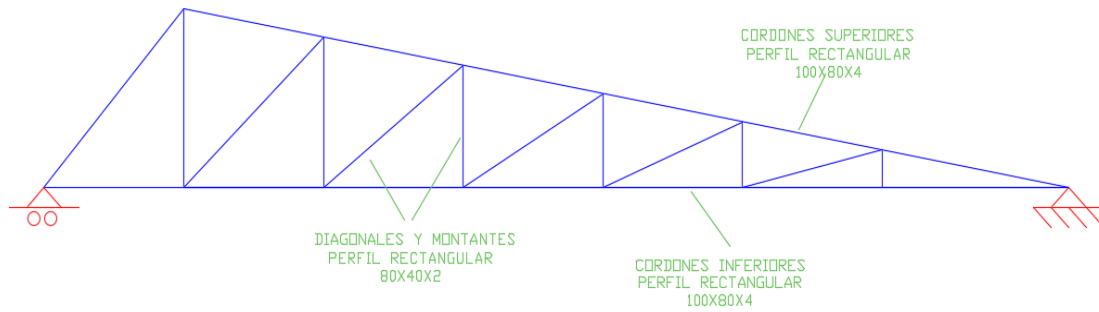
4.2.2 Definición de cercha

La cercha es una composición de barras rectas unidas entre sí en sus extremos para constituir una armazón rígida de forma triangular, capaz de soportar cargas en su plano, particularmente aplicadas sobre las uniones denominadas *nodos*; en consecuencia, todos los elementos se encuentran trabajando a tracción o compresión sin la presencia de flexión y corte.

4.3. Diseño de la cercha perfil rectangular

El diseño de la cercha de perfil rectangular ya se lo realizo en el capítulo III, desde la página 60 a 76.

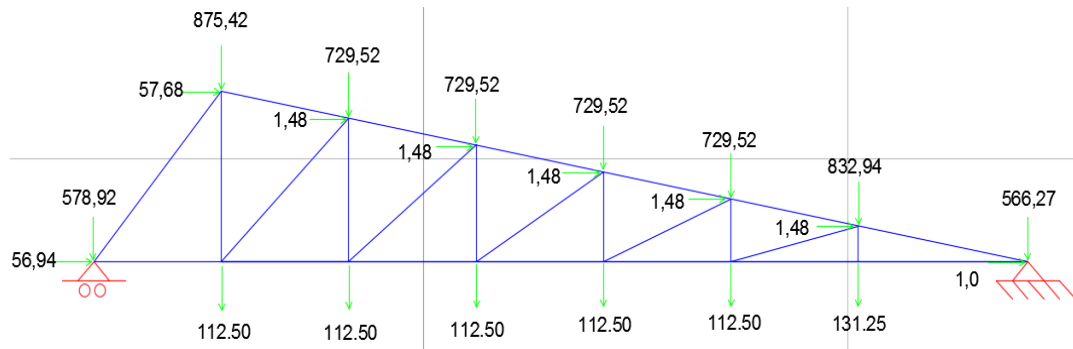
Figura 4.1. Esquema de la cercha de perfil rectangular



Fuente: Elaboración propia

4.4. Diseño de la cercha perfil circular

Cerchas con las cargas idealizadas, ver figura 3.10, capítulo III



Solicitaciones para cada elemento: Valores a tracción y en compresión en kilogramos, ver cuadro 2.11, Capítulo III.

Barra	Unidad	Fuerza axial	Barra	Unidad	Fuerza axial
A-B	kg	-3220,89	G-H	kg	-2444,79
B-C	kg	2099,39	H-I	kg	936,22
B-D	kg	-2260,86	G-I	kg	8497,63
A-C	kg	2120,46	H-J	kg	-8654,23
C-D	kg	-2879,48	I-J	kg	-2091,91
D-E	kg	1729,13	I-K	kg	10358,88
C-E	kg	4204,61	J-L	kg	-10665,29
D-F	kg	-4386,9	J-K	kg	600,7
E-F	kg	-2642,64	K-L	kg	-2091,91
F-G	kg	1729,13	K-M	kg	12393,02
E-G	kg	6295,08	L-N	kg	-12740,53
F-H	kg	-6519,37	L-M	kg	131,5
F-G	kg	1360,01	M-N	kg	12393,02

Reacciones

Apoyo móvil: $R_v = 2970,90$ kg

Apoyo fijo: $R_v = 2759,20$ kg $R_h = -151,6$ kg

Verificación a compresión y flexión del elemento con mayor sollicitación: Cercha tipo 6, barra 25

Fuerza axial a compresión $P = 12740,53$ kg

Longitud de la barra $L = 2,03$ m

Propiedades del material A-36

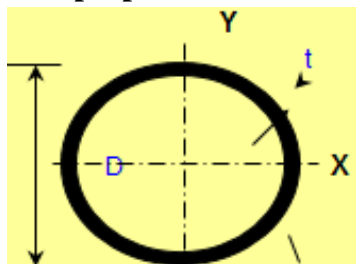
Tensión de fluencia $F_y = 36$ ksi = 2530 kg/cm²

Tensión de ruptura $F_r = 4080$ kg/cm²

Módulo de elasticidad $E = 29000$ ksi = 2100000 kg/cm²

Sección: TCL 101,6X4

Tabla de propiedades ver anexos III



Radio (r) = $10,16$ cm

Espesor (t) = $0,40$ cm

Área de la sección $A = 12,26$ cm²

Inercia = $146,28$ cm⁴

$$\text{Radio de giro } r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad r_x = 3,77 \text{ cm}$$

Longitud efectiva $l_e = K * L$ donde K está en función en el tipo de unión del elemento, en nuestro caso el elemento tiene ambos extremos articulados

Dónde: $K=1$

$$L = 2,03 \text{ m} = 203 \text{ cm}$$

$$L_{efectiva} = K * L = 1 * 2,03 = 2,03 \text{ m}$$

$$L_{efectiva2} = K * L = 1 * 1,53 = 1,53 \text{ m}$$

Carga debida al peso de la calamina más sobrecarga

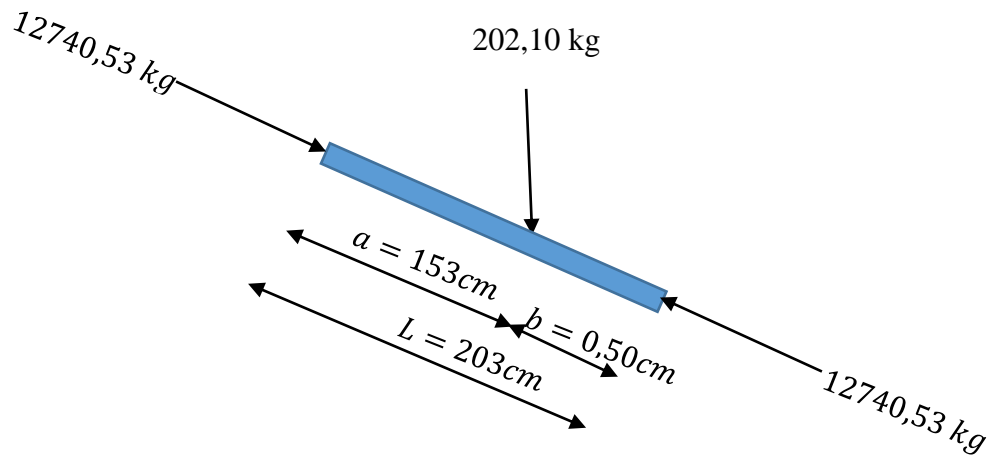
Peso por la combinación de cargas = $161,73 \text{ kg/m}^2$

Separación de cerchas (S) = $2,5 \text{ m}$

Carga distribuida debido al cielo raso = Carga de cielo raso * S

Carga lineal sobre la correa

$$W_u = 404,2 \text{ kg/m}$$



Momento último:

$$M_u = \frac{W_u * a * b}{L} = \frac{202,10 * 153 * 0,50}{203} = 87,584 \text{ kg} * \text{cm}$$

Esbeltez máxima:

$$\lambda_{max} = \frac{K * L}{r_{min}} < 200$$

$$58,77 < 200 \quad \text{Ok cumple!}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica

$$\lambda_c = \frac{\lambda_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0,65$$

0,65 < 1,5 → columna intermedia a corta

Esfuerzo crítico para el elemento

Para columnas intermedias o cortas

$$F_{cr} = 0,658\lambda_c^2 * F_y \rightarrow F_{cr} = 2120,73 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia normal por compresión

$$P_n = F_{cr} * A \rightarrow P_n = 26000 \text{ kg}$$

Suma de las cargas factorizadas.- Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0,85

$$P_{n_u} = \Phi_c * P_n \rightarrow P_{n_u} = 22100,1 \text{ kg}$$

Verificando solicitaciones.- se debe cumplir:

$$P_{n_u} \geq P_u$$

$$22100,1 \text{ kg} \geq 12740,53 \text{ kg} \text{ Cumple!}$$

Resistencia al pandeo elástico Euler:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 * EI}{(k * L)^2} = 73571,9 \text{ kg} \quad B1x = \frac{Cm}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = 1,21$$

Para apoyos no restringidos el factor de modificación es $C_m = 1$

Momento último de diseño:

$$M_{u_x'} = M_u * B1x = 105,98 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\phi_b * M_{n_y'} = \phi_b * F_y * Z_x = 86799,24 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi_t * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_x'}}{\phi_b * M_{n_x'}} + \frac{M_{u_y'}}{\phi_b * M_{n_y'}} \right) \leq 1$$

$$\frac{12740,53}{22100,10} + \frac{8}{9} \left(\frac{105,98}{86799,24} \right) = 0,58$$

$$0,58 \leq 1 \text{ Cumple!}$$

Cumple las condiciones a flexocompresión

Verificación a tracción del elemento con mayor sollicitación: Cercha tipo 6, barra 7

Fuerza axial a tracción $P = 12393,02 \text{ kg}$

Longitud $L = 2,0$

Propiedades del material A-36

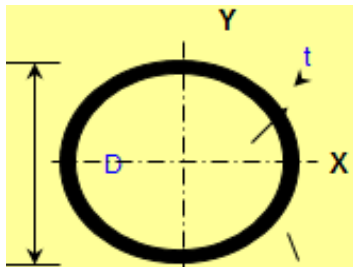
Módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi} = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Tensión de ruptura $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$

Sección: TCL 101,6X4

Tabla de propiedades ver anexos III



Radio (r) = 10,16 cm

Espesor (t) = 0,40 cm

Área de la sección $A = 12,26 \text{ cm}^2$

Inercia = 146,28 cm⁴

$$\text{Radio de giro } r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad r_x = 3,77 \text{ cm}$$

Longitud efectiva $l_e = K * L$ donde K está en función en el tipo de unión del elemento, en nuestro caso el elemento tiene ambos extremos articulados

Dónde: $K = 1$

$L = 2,0 \text{ m} = 200 \text{ cm}$

$$L_{\text{efectiva}} = K * L = 1 * 2,0 = 2,0 \text{ m}$$

Condiciones que deben cumplir:

Factores de resistencia según LFRD para elementos a tensión

$$\phi_1 = 0,9$$

$$\phi_2 = 0,75$$

Carga debido al cielo falso

Peso por la combinación de carga = 30,00 kg/m²

Separación de cerchas (S) = 2,5 m

Carga distribuida debido al cielo raso= carga de cielo raso *S

Carga lineal sobre la correa:

$$W_{uy} = 75,0 \text{ kg/m}$$

Momento último

$$M_{uy} = \frac{W_{uy} * L^2}{8} = 37.5 \text{ kg*m} \quad ; \quad 3750 \text{ kg*cm}$$

$$\phi t * P_n = \phi t * F_y * A_g = 27916 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi t * P_n} = 0,44 > 0,2$$

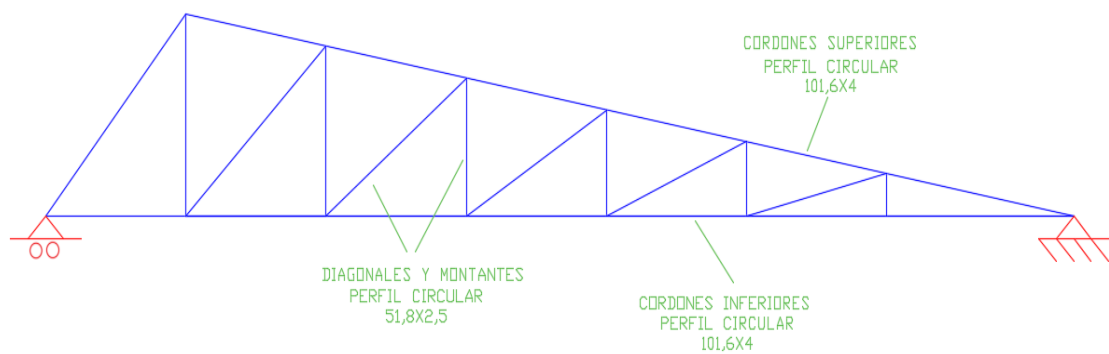
$$\phi b * M_{ny} = \phi b * F_y * Z_x = 86822,0 \text{ kg*cm}$$

$$\frac{P_u}{\phi t * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b * M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0,48 \leq 1 \text{ ok!}$$

Cumple las condiciones a flexotracción

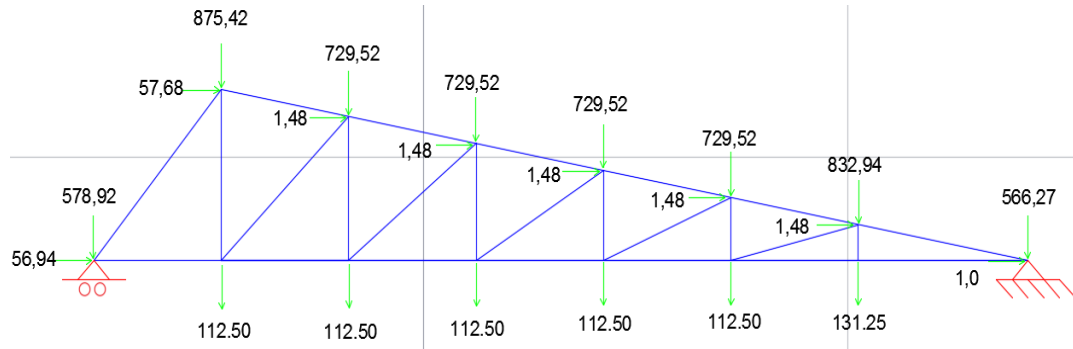
Figura 4.2. Esquema de la cercha de perfil circular



Fuente: Elaboración propia

4.5. Diseño de la cercha perfil “C”

Cerchas con las cargas idealizadas, ver figura 3.10, capítulo III



Verificación a compresión y flexión del elemento con mayor sollicitación: Cercha tipo 6, barra 25

Fuerza axial a compresión $P = 12740,53 \text{ kg}$

Longitud de la barra $L = 2,03 \text{ m}$

Propiedades del material A-36

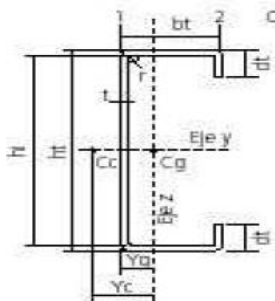
Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Tensión de ruptura $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi} = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Sección: C 200X70X25X2

Tabla, propiedades ver anexo III



$ht = 20,00 \text{ cm}$

$bt = 7,00 \text{ cm}$

$dt = 2,5 \text{ cm}$

Espesor $(t) = 0,20 \text{ cm}$

Área de la sección $A = 7,54 \text{ cm}^2$

Inercia $x = 458,87 \text{ cm}^4$

Inercia $y = 75,35 \text{ cm}^4$

Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $r_y = 3,16 \text{ cm}$ $r_x = 7,80 \text{ cm}$

Longitud efectiva $l_e = K * L$ donde K está en función en el tipo de unión del elemento en nuestro caso el elemento tiene ambos extremos articulados

Dónde: $K=1$

$$L = 2,03 \text{ m} = 203 \text{ cm}$$

$$L_{efectiva} = K * L = 1 * 2,03 = 2,03 \text{ m}$$

$$L_{efectiva2} = K * L = 1 * 1,53 = 1,53 \text{ m}$$

Carga debida al peso de la calamina más sobrecarga

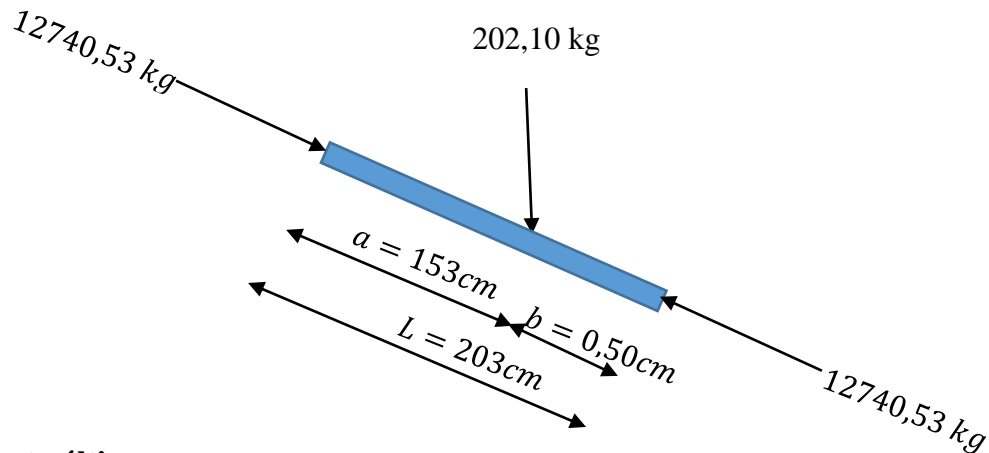
Peso por la combinación de cargas = $161,73 \text{ kg/m}^2$

Separación de cerchas (S) = $2,5 \text{ m}$

Carga distribuida debido al cielo raso = Carga de cielo raso * S

Carga lineal sobre la correa

$$W_{uy} = 404,2 \text{ kg/m}$$



Momento último:

$$M_u = \frac{W_u * a * b}{L} = \frac{202,10 * 153 * 0,50}{203} = 87,58 \text{ kg*cm}$$

Esbeltez máxima:

$$\lambda_{max} = \frac{K * L}{r_{min}} < 200$$

$$64,20 < 200 \quad \text{Ok cumple!}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica

$$\lambda_c = \frac{\lambda_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0,71$$

0,71 < 1,5 → columna intermedia a corta

Esfuerzo crítico para el elemento

Para columnas intermedias o cortas

$$F_{cr} = 0,658^{\lambda_c^2} * F_y \rightarrow F_{cr} = 2049,53 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia normal por compresión

$$P_n = F_{cr} * A \rightarrow P_n = 15447 \text{ kg}$$

Suma de las cargas factor izadas.- Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0,85

$$P_{n_u} = \Phi_c * P_n \rightarrow P_{n_u} = 13130,2 \text{ kg}$$

Verificando solicitaciones.- se debe cumplir:

$$P_{n_u} \geq P_u$$

$$13130,2 \text{ kg} \geq 12740,53 \text{ kg} \text{ Cumple!}$$

Resistencia al pandeo elástico Euler:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 * EI}{(k * L)^2} = 37896 \text{ kg} \quad B1x = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{P_{e1}}} = 1,51$$

Para apoyos no restringidos el factor de modificación es $Cm = 1$

Momento último de diseño:

$$M_{ux'} = M_u * B1x = 132,25 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\phi_b * M_{ny'} = \phi_b * F_y * Z_x = 104491,53 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi_t * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy'}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{12740,53}{13130,20} + \frac{8}{9} \left(\frac{135,25}{104491,53} \right) = 0,98$$

$$0,98 \leq 1 \text{ Cumple!}$$

Cumple las condiciones a flexocompresión

Verificación a tracción del elemento con mayor sollicitación: Cercha tipo 6, barra 7

Fuerza axial a tracción $P = 12393,02 \text{ kg}$

Longitud $L = 2,0$

Propiedades del material A-36

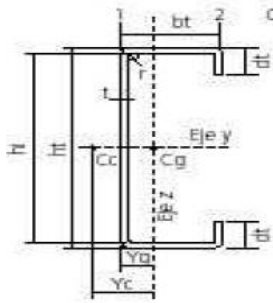
Módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi} = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Tensión de ruptura $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$

Sección: C 200X70X25X2

Tabla, propiedades ver anexos III



$ht = 20,00 \text{ cm}$

$bt = 7,00 \text{ cm}$

$dt = 2,5 \text{ cm}$

Espesor $(t) = 0,20 \text{ cm}$

Área de la sección $A = 7,54 \text{ cm}^2$

Inercia $x = 458,87 \text{ cm}^4$

Inercia $y = 75,35 \text{ cm}^4$

Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $r_y = 3,16 \text{ cm}$ $r_x = 7,80 \text{ cm}$

Longitud efectiva $le = K * L$ donde K está en función en el tipo de unión del elemento en nuestro caso el elemento tiene ambos extremos articulados

Dónde: $K = 1$

$L = 2,0 \text{ m} = 200 \text{ cm}$

$L_{efectiva} = K * L = 1 * 2,0 = 2,0 \text{ m}$

Condiciones que deben cumplir:

Factores de resistencia según LFRD para elementos a tensión

$\phi_1 = 0,9$

$\phi_2 = 0,75$

Carga debido al cielo falso

Peso por la combinación de carga = 30,00 kg/m²

Separación de cerchas (S) = 2,5 m

Carga distribuida debido al cielo raso = carga de cielo raso * S

Carga lineal sobre la correa:

$$W_{uy} = 75,0 \text{ kg/m}$$

Momento último

$$M_{uy} = \frac{W_{uy} * L^2}{8} = 37.5 \text{ kg*m} \quad ; \quad 3750 \text{ kg*cm}$$

$$\phi t * Pn = \phi t * Fy * Ag = 17161,7 \text{ kg}$$

$$\frac{Pu}{\phi t * Pn} = 0,72 > 0,2$$

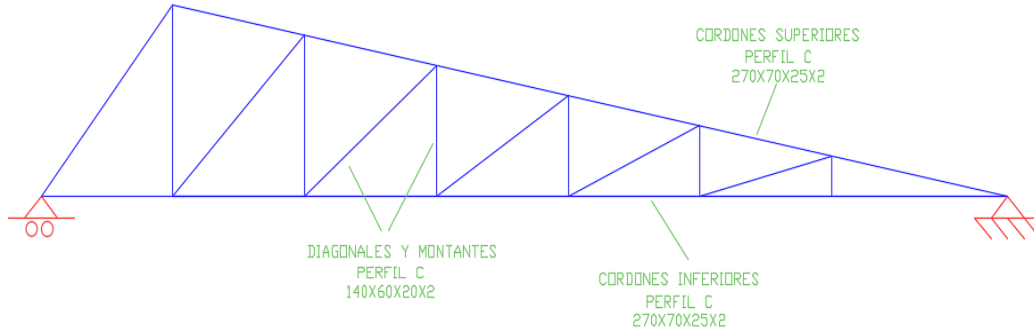
$$\phi b * Mny = \phi b * Fy * Zx = 86822,0 \text{ kg*cm}$$

$$\frac{Pu}{\phi t * Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi b * Mnx} + \frac{Muy}{\phi b * Mny} \right) \leq 1$$

$$0,75 \leq 1 \text{ ok!}$$

Cumple las condiciones a flexotracción

Figura 4.3. Esquema de la cercha de perfil C



Fuente: Elaboración propia

4.6. Comparación económica

Perfil rectangular: Cordón superior e inferior 100x80x4
Cordón diagonal y montante 80x40x2

Perfil circular: Cordón superior e inferior 101,6x4
Cordón diagonal y montante 51,8x2,5

Perfil “C”: Cordón superior e inferior 200x70x25x2
Cordón diagonal y montante 140x60x20x2

Cuadro 4.1 Comparación económica entre perfiles de la cercha

TIPO DE PERFIL	COSTO Bs	DIFERENCIA EN Bs	DIFERENCIA EN %
perfil rectangular	1.550,133	0	0
perfil circular	1.921,915	+ 371,782	23,98
perfil "C"	1.469,825	- 80,308	- 5,18

Fuente: Elaboración propia

- Para la realización del cuadro 4.1. se hizo las diferencias en bolivianos y porcentaje con respecto al perfil rectangular, ya que con este perfil se realizó el diseño estructural del módulo administrativo de la unidad educativa Barretero.
- Se toma en cuenta los signos + y – si el valor es mayor o menor del costo del perfil rectangular e igualmente en el porcentaje.
- En el cuadro 4.1, el costo de cada perfil es solo del material neto a utilizar en la obra.

Cuadro 4.2 Comparación económica total de cubierta

TIPO DE PERFIL	COSTO Bs	DIFERENCIA EN Bs	DIFERENCIA EN %
perfil rectangular	150.513,574	0	0
perfil circular	158.777,222	+ 8.263.64	5
perfil "C"	147.640,012	- 2.873,56	- 1,91

Fuente: Elaboración propia

- Siendo el perfil “C” mas económico para la construcción del modulo administrativo de la unidad educativa Barredero.
- En el cuadro 4.3, el costo total de toda la cubierta, tomado en cuenta los materiales a utilizar en general así también como la mano de obra.

Cuadro 4.3 Costo total de la obra con los diferentes perfiles

	COSTO Bs	DIFERENCIA EN Bs	DIFERENCIA EN %
Con perfil rectangular	2.856.950,08	0	0
Con perfil circular	2.865.213,73	+ 8263,65	+ 0,29
Con cercha perfil "C"	2.854.076,52	- 2873.56	- 0.10

Fuente: Elaboración propia

4.7. Conclusiones del aporte académico

Observando la comparación económica realizada se puede afirmar que la alternativa de cercha de perfil “C” es en un 1,91% más económica que el perfil rectangular con la que fue diseñada la obra.

CONCLUSIONES

- Como se indica en los objetivos planteados se llegó a cumplir de manera satisfactoria la realización del diseño estructural del módulo administrativo de la unidad educativa Barretero para así dar solución al problema identificado.
- Del estudio topográfico se concluyó que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variaciones de desnivel.
- Para el diseño de la estructura de sustentación aporticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD 2014. Donde se verifico la cuantía de los elementos más solicitados en forma manual, se concluye que los resultados tienen alguna variación pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.
- Las columnas fueron verificadas al pandeo, debido a que se tratan de columnas intermedias las cuales tienen una esbeltez geométrica en los rangos de 10 a 29, todas son de sección cuadrada con dimensiones variables, 25 x 25 y 30 x 30, cumpliendo todas las recomendaciones del Código Boliviano de Hormigón Armado (CBH), como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos, disposición de las armaduras.
- Se utilizó losa alivianada, debido a que las luces lo permiten, ya que la dimensión más grande es de 6x5.25m. y también a que presentan ciertas ventajas como ser:
 - Aligeramiento y por tanto reducción del peso de la estructura.
 - Reducción de materiales y mano de obra.
 - De fácil colocación y manejo.
- Las vigas de mayor dimensión obtenidas del cálculo estructural son de 20cm x 50cm y 25cm x 50cm, presentándose solo en la planta alta, Para las vigas de primera planta y las vigas de la cubierta central sus dimensiones son de 20 x 40 y las vigas de sobrecimiento sus dimensiones son de 20 x 30 cm, cumpliendo todas con los criterios para el dimensionamiento de vigas de hormigón armado.
- Las fundaciones propuestas para la estructura son zapatas aisladas cuadradas, porque el terreno y la topografía lo permite ya que en el diseño no hay zapatas que se sobrepongan

