

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

El hombre ha construido su civilización a través de las ciudades y con el paso del tiempo se han creado relaciones entre los habitantes de las ciudades y de ahí nace la necesidad de transportarse, es tan necesario y útil moverse en cualquier medio de transporte de un lado a otro para generar actividades económicas, sociales, entre otras.

Este problema determinado muestra la demanda y surge el proyecto de un conjunto de necesidades y problemas sociales que sufre la población, que al no contar con esa infraestructura tiene que recorrer una gran distancia hasta llegar a la nueva terminal de buses de Torrecillas para emprender viajes a otros lugares. La elaboración de este proyecto permitirá acortar distancias para evitar el congestionamiento vehicular que causa pérdida de tiempo y dinero para emprender viajes al exterior e interior del departamento.

1.1.1. Planteamiento

El proyecto del Gobierno Autónomo del Municipio de San Lorenzo se encuentra en etapa de preinversión cuenta con el diseño arquitectónico, pero presenta el problema de la falta del cálculo estructural de la terminal de buses en San Lorenzo, este problema determinado muestra la demanda y surge el proyecto de un conjunto de necesidades y problemas sociales que sufre la población que al no contar con esa infraestructura tiene que recorrer una gran distancia hasta llegar a la nueva terminal de buses de Torrecillas para emprender viajes a otros lugares. La elaboración de este proyecto permitirá acortar distancias para evitar el congestionamiento vehicular que causa pérdida de tiempo y dinero para emprender viajes.

Con la nueva infraestructura de la “Terminal de buses San Lorenzo” se puede solucionar el problema puesto que tendrá instalaciones adecuadas donde se puedan desarrollar las actividades económicas incentivando el intercambio comercial y social entre las comunidades.

1.1.2. Formulación

Se realizará el cálculo estructural de la terminal de buses San Lorenzo, el mismo que contempla el cálculo de las fundaciones que serán zapatas aisladas de hormigón armado, estructura de sustentación en la cual están las vigas y columnas de hormigón armado, entrepiso conformado por losa alivianada de viguetas pretensadas con complemento de plastoformo y losa reticular basándose en las recomendaciones que establece el código boliviano del hormigón (CBH-87) y la cubierta que estará formada por cerchas con perfiles metálicos tubulares conformados en frío basándose en las recomendaciones AISI utilizando el Método de Factores de Carga y Resistencia “LRFD” para satisfacer la demanda para ello realizaré el levantamiento topográfico mediante un Teodolito o Estación total y el estudio de suelos mediante el ensayo “in situ” utilizando el equipo SPT (Ensayo de Penetración Estándar).

Con la construcción de la terminal de buses de San Lorenzo se pretende disminuir el congestionamiento vehicular y la pérdida de tiempo que ocasiona recorrer desde la provincia Méndez hasta la provincia Cercado para emprender viajes a los diferentes destinos, ya que la provincia Cercado solo cuenta con una sola terminal de buses que se encuentra ubicada en Torrecillas, de esa manera también se incentiva el intercambio comercial y social entre las comunidades.

1.1.3. Sistematización

Para la implementación de la alternativa seleccionada, que comprende una estructura aporticada de Hormigón Armado se procederá al análisis estructural y diseño de los siguientes elementos:

- Cubierta compuesta por cerchas metálicas.
- Entrepisos de losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento de plastoformo y losa reticular.
- Estructura aporticada de Hormigón Armado.
- Escalera De Hormigón Armado.
- Zapatas aisladas de Hormigón Armado de canto constante.

1.2. Objetivos

1.2.1 General

- Realizar el Diseño Estructural de la “Terminal de Buses De San Lorenzo” en la Comunidad de Rancho Norte, Provincia Méndez del Departamento de Tarija, cumpliendo los lineamientos de diseño de la Norma CBH-87 para el Hormigón Armado y la especificación AISI para la cubierta Metálica.

1.2.2 Específicos

- Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento de la estructura mediante el uso de Teodolito o Estación total para realizar el replanteo para ejecutar la obra.
- Realizar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno sobre el cual se va fundar la estructura mediante el ensayo de SPT para definir el nivel de fundación.
- Realizar el cálculo manual y verificar con el software informático CYPECAD que tenga incluido la Normativa CBH-87 y AISI-2007 para el cálculo y diseño de la estructura de sustentación y demás componentes.
- Obtener los planos estructurales mediante la herramienta de dibujo AUTOCAD.
- Determinar el presupuesto de la obra gruesa del proyecto, para lo cual se realizará el cómputo métrico y el análisis de precios unitarios de los ítems.
- Formular un plan de trabajo, estimando el tiempo de ejecución del proyecto y señalar la ruta crítica a través de un diagrama de barras (Gantt).

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

Se profundizarán los conocimientos adquiridos en el diseño estructural de edificaciones de hormigón armado, analizando las estructuras de acuerdo a sus usos. Además, se propondrá soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

1.3.2. Técnica

De acuerdo a las características del diseño arquitectónico, se establece que la estructura más idónea para satisfacer los requerimientos planteados es una estructura aporticada de hormigón armado, entrepisos de losa alivianada, siendo zapatas aisladas la opción viable. Aplicando las acciones de sobrecargas destinadas a oficinas y salas de reunión, se elaborará el diseño estructural de la edificación tomando en cuenta la normativa vigente para su respectivo diseño.

1.3.3. Social

Contribuir con el diseño estructural de la terminal de buses, dicho proyecto será en beneficio de toda la población del municipio de San Lorenzo. Donde se contará con ambientes cómodos amplios para el funcionamiento de las distintas oficinas y así ayudar a mejorar el desarrollo y calidad de vida de la población del municipio.

1.4. Alcance del proyecto

Teniendo ya clara la idea de que es lo que se pretende realizar, es de vital importancia, definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

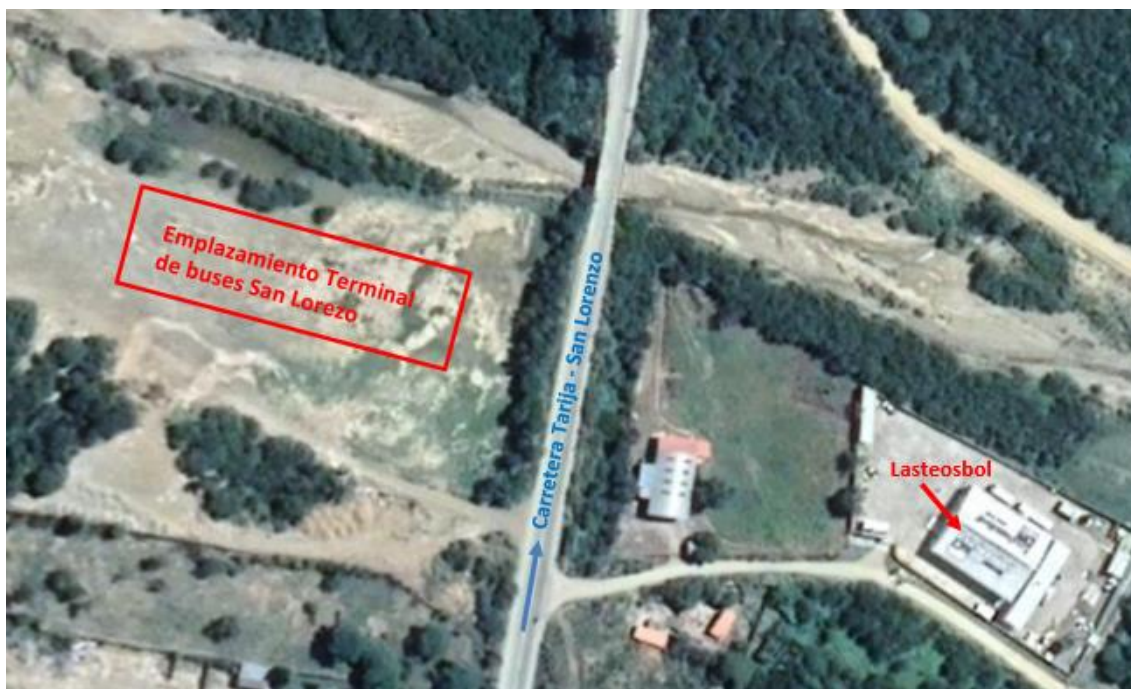
Como alcance primordial se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación, así como de la cubierta de la terminal de buses, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

Debido a que el proyecto se enfoca principalmente en el diseño estructural, el cual contempla el diseño la estructura de sustentación compuesta por losas, vigas, columnas, zapatas aisladas, escalera de hormigón armado y la cubierta metálica, no se calculará ningún tipo de instalaciones en el proyecto como instalación de agua potable, instalación eléctrica, instalación sanitaria, instalación pluvial, etc.

1.5. Localización

El proyecto se encuentra localizado en el departamento de Tarija, en la comunidad de Rancho Norte perteneciente al distrito 3 de Santa Bárbara, Primera Sección de la provincia Méndez, sus Coordenadas 21°25'59" de latitud Sur, 64°45'10" de longitud Oeste y una altura de 1979 m.s.n.m.

Figura 1.1. Ubicación del proyecto



Fuente: Google Earth Pro

1.5.1. Descripción de la infraestructura

Un análisis previo de los elementos estructurales que se implementarán en el diseño estructural de la infraestructura son:

Cubierta.- Compuesta por cerchas con perfiles metálicos conformados en frío.

Entrepisos.- Compuesto por losa alivianada de viguetas pretensadas con complemento de plastoformo y losa reticular.

Estructura de sustentación.- Compuesta por vigas y columnas de Hormigón Armado.

Fundaciones.- Zapatas aisladas de Hormigón Armado de canto constante.

Escalera.- Tipo helicoidal, compuesta por dos tramos curvos y un descanso.

Las normas utilizadas para el diseño son:

- Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).
- Norma para aceros conformados en Frio (AISI-2007).

1.5.2. Servicios básicos

La comunidad de Rancho Norte cuenta con los siguientes servicios básicos:

Agua potable.- La cobertura del sistema de agua potable en la comunidad alcanza a cubrir toda la región, la administración y control del suministro está a cargo de la Cooperativa de Servicio de Agua y Alcantarillado de Tarija (COSAALT).

Servicios sanitarios.- La comunidad cuenta con los servicios de alcantarillado sanitario para las aguas residuales.

Energía eléctrica.- La comunidad cuenta con servicios eléctricos domiciliarios en un 100% y con alumbrado público en lugares estratégicos, la administración y control del suministro está a cargo de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

Gas domiciliario. - La cobertura de gas domiciliario en la comunidad es deficiente ya que no todos los comunarios gozan de este beneficio.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general del proyecto Diseño Estructural de la “Terminal de Buses De San Lorenzo” en la Comunidad de Rancho Norte, Provincia Méndez del Departamento de Tarija, se debe tener conocimiento sobre el suelo de fundación del lugar de emplazamiento de la obra, así como conocer la topografía del lugar de emplazamiento, idealizar y definir las estructuras de sustentación de la infraestructura, definir los materiales a emplear, definir las cargas a utilizar en el diseño, definir la normativa a utilizar y el método de diseño, etc.

En consecuencia, con lo señalado en el párrafo anterior, se debe elaborar el marco teórico el cual nos brindará conocimientos para realizar los estudios de diseños que se contemplan en el presente proyecto.

2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones necesarias para obtener la representación de un determinado terreno natural.

Se realiza para tener una idea clara de la configuración del terreno, de la presencia de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre, se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración de las curvas de nivel del área en estudio con ayuda de equipos topográficos.

Todos los resultados serán obtenidos mediante el uso de GPS RTK GALAXY SOUTH equipo con el que se cuenta en el laboratorio de Topografía perteneciente al departamento Topografía y Vías de Comunicación de la U.A.J.M.S.

2.2. Estudio de suelos

Con el estudio de suelos se determina la capacidad portante del terreno. Esto se realizará mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo SPT (Prueba de penetración estándar).

El dato fundamental para proceder al cálculo de un sistema de fundación es la tensión admisible del terreno y la determinación de la profundidad de cimentación.

Resumiendo, los pasos de un estudio convencional, son:

- Ensayos “in situ” (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra.
- Toma de muestras “in situ” de cada pozo realizado.
- Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
- Análisis de los resultados según los ensayos realizados “in situ” y de laboratorio.
- Elaboración del informe final con resultados, gráficos y tensiones calculadas.

2.3. Diseño arquitectónico

Es la disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos enmarcado dentro de la arquitectura.

El diseño arquitectónico tiene como objetivo, satisfacer las demandas por espacios que sean acorde a la funcionalidad para la cual es diseñada, tanto estética como tecnológica; además presenta soluciones técnicas, constructivas para los proyectos. Sin embargo, el diseño arquitectónico influye en el planteo estructural. Debe ser apropiado, emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas de diseño arquitectónico de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia; en forma conjunta el personal técnico del Municipio de San Lorenzo con la sociedad se determinó la alternativa más acorde y funcional, que se procedió a aprobar.

Para el diseño arquitectónico se debió conocer las siguientes pautas:

- La situación del terreno, dimensiones y características topográficas del lugar.
- Orientación cardinal y la relación de esta con la funcionalidad de los espacios a diseñar
- Acceso a las redes de servicio; energía eléctrica, agua, drenajes, circulación vehicular, etc.

Luego de verificar los aspectos anteriores, se valoran las necesidades para la construcción: superficie construida total, altura de pisos, cantidad de plantas, relaciones entre los espacios,

los usos, circulación, etc. Otro elemento a tener en cuenta es el presupuesto disponible para la construcción, elemento que es determinante para el diseño final.

2.4. Idealización estructural

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis. Los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil, sino que es imposible de realizar. El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural.

2.4.1. Estructura de sustentación de la cubierta.

Para realizar la proyección estructural de la cubierta metálica, se toma en cuenta la forma de distribuir y proporcionar las partes de la estructura de manera que puedan ejecutarse sin ningún inconveniente, así mismo, que tengan resistencia suficiente y que sean económicas, en el presente proyecto se optó por la utilización de cerchas metálicas. Por otro lado, el techo o cubierta es la parte del edificio que mayores dificultades presenta en cuanto a su diseño y construcción. Además de soportar su peso propio, materiales de recubrimiento o cubierta, así como las cargas permanentes y accidentales que pudieran presentarse, las cubiertas deben proteger los espacios interiores contra la intemperie, en especial contra la lluvia. Debe considerarse también el aislamiento térmico. La apariencia es sin duda otro aspecto fundamental.

2.4.1.1. Norma a utilizar

La cubierta se diseñará según el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) del American Iron and Steel Institute (AISI-2007).

El AISI-2007 es un documento guía para el diseño de estructuras de acero conformados en frío, está basado en los métodos LRFD y ASD, ambos métodos son igualmente aceptables, aunque es posible que no produzcan idénticos resultados. Sin embargo, al diseñar los diferentes componentes de acero conformado en frío de una estructura no se deben mezclar estos dos métodos.

2.4.1.2. Diseño con factores de carga y resistencia (LFRD).

La resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondientes, para todas las combinaciones de cargas aplicables.

El diseño se debe efectuar de acuerdo con la ecuación:

$$R_u \leq \phi * R_n \quad (1)$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida.

R_n = Resistencia nominal.

ϕ = Factor de resistencia.

2.4.1.3. Factores de carga y combinaciones de cargas

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.

Las combinaciones usuales de cargas consideradas son:

Tabla 2.1. Factores de Carga según el método LRFD

$U = 1.4D$
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$U = 1.2D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
$U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$U = 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S$
$U = 0.9D - (1.3W \text{ o } 1.0E)$

Fuente: Especificación AISI-2007

Dónde:

D = Cargas Muertas.

L = Cargas Vivas.

Lr = Cargas Vivas en Techos.

S = Cargas de Nieve.

R = Carga inicial de agua de lluvia o hielo sin incluir el encharcamiento.

W = Carga de Viento.

E = Carga de Sismo.

U = Carga Ultima.

2.4.1.4. Factores de resistencia.

Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Tabla 2.2. Factores de Resistencia según el método LRFD

Símbolo	Valor	Descripción
ϕ_t	0.9	Para elementos en tensión por fluencia
ϕ_t	0.75	Para elementos en tensión por ruptura
ϕ_c	0.85	Para elementos en compresión
ϕ_b	0.9	Para elementos en flexión
ϕ_v	0.9	Para elementos sometidos a esfuerzo cortante

Fuente: Especificación AISI-2007

2.4.2. Estructura de sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación está de acuerdo al criterio del ingeniero para elegir una estructura aporticada de Hormigón Armado, muros portantes, estructura de madera; de acuerdo al tipo de estructura y funcionalidad que va a tener, tomando en cuenta el tamaño de las aberturas, luces que debe cubrir, topografía del terreno y tipo de suelo.

En el presente caso será una estructura aporticada de Hormigón Armado, tomando en cuenta que la construcción es una estructura de 2 plantas.

2.4.2.1. Método de diseño para el Hormigón Armado

2.4.2.1.1. El diseño por estado límite.

El diseño por estado límite trata de lograr que las características acción-respuesta de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites aceptables. Según este método, una estructura o un elemento estructural deja de ser útil cuando alcanza un estado límite, en el que deja de realizar la función para el cual fue diseñada.

Se propone que la estructura se diseñe con referencia a varios estados límites. Los estados límites más importantes son: resistencia bajo carga máxima, deflexiones y ancho de grietas bajo carga de servicio. En consecuencia, la teoría de la resistencia máxima se enfoca para el dimensionamiento de las secciones, utilizando la teoría elástica solamente para asegurar el comportamiento bajo cargas de servicio.

2.4.2.1.2. Hipótesis de carga para la estructura de Hormigón Armado

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{Hipótesis I: } \gamma f g.G + \gamma f q.Q \quad (2)$$

$$\text{Hipótesis II: } 0,9. (\gamma f g.G + \gamma f q.Q) + 0,9.\gamma f q * W \quad (3)$$

$$\text{Hipótesis III: } 0,8. (\gamma f g.G + \gamma f q.Qeq) + Feq + Weq \quad (4)$$

G : Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

Q : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{eq} : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W : Valor característico de la carga del viento.

W_{eq} : Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$.

En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25W$.

F_{eq} : Valor característico de la acción sísmica.

2.4.2.1.3. Resistencias de Cálculo

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$), al valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (5)$$

Donde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión.

γ_c : Coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10 %, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

Se considera como resistencia de cálculo o de diseño del acero, el valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6)$$

Donde:

f_{yk} : Límite elástico característico del acero.

γ_s : Coeficiente de minoración.

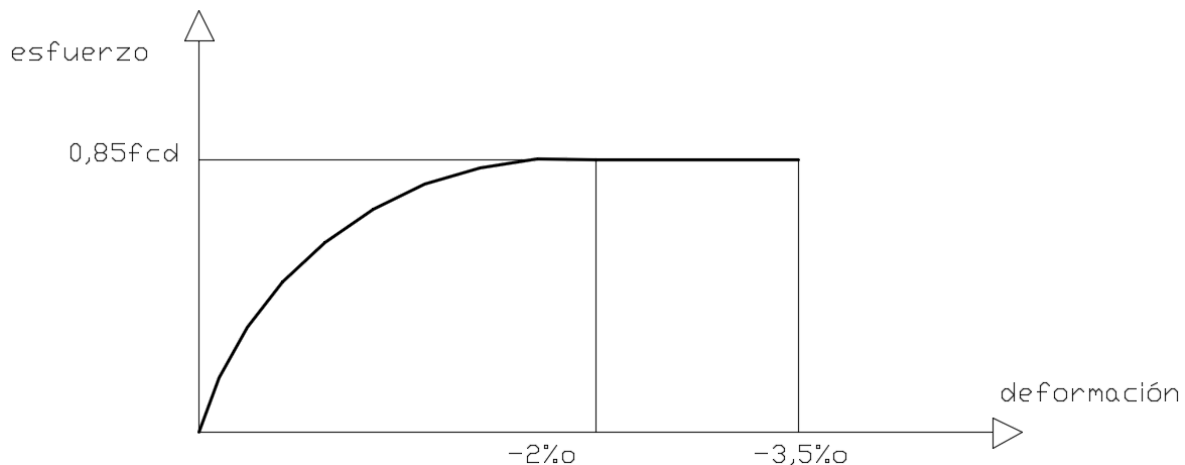
2.4.2.1.4. Diagrama de cálculo Tensión - Deformación

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido a la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal:

- Diagrama Parábola-Rectángulo del hormigón

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

Figura 2.1. Diagrama parábola – rectángulo.



Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 14ª edición

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0,85 f_{cd}$.

- Diagrama tensión-deformación del acero

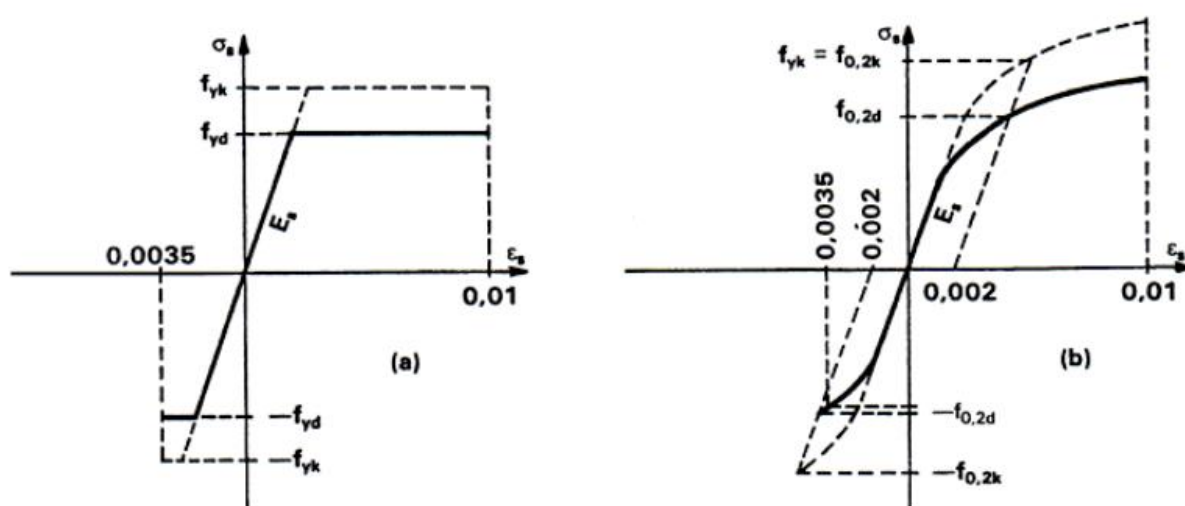
El diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del

10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón igual a: $1/\gamma_s$.

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas se presentan a continuación.

Figura 2.2. Diagramas de cálculo tensión-deformación del acero.



Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya 14ª edición

2.4.2.1.5. Módulo de elasticidad del acero.

El módulo de elasticidad del acero está dado por la pendiente de la porción elástica lineal de la curva esfuerzo-deformación, el valor del módulo de elasticidad de los distintos tipos de acero cambia muy poco y generalmente se toma igual 2×10^5 MPa.

2.4.2.2. Elementos estructurales

2.4.2.2.1. Vigas de Hormigón Armado

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. En el presente proyecto, se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en

el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. El método seleccionado para su cálculo es el diagrama rectangular.

- Cálculo a flexión simple

Se empleará la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión, ya que proporcionan los valores de la cuantía ω , en función del momento reducido μ :

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} < \mu_{lim} \quad (7)$$

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{d * b_w * f_{cd}} \quad (8)$$

b_w : Ancho de la sección.

d : Canto útil.

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$: Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$: Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

M_d : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

μ_d : Momento flector reducido de cálculo.

ω = Cuantía mecánica.

Se recomienda, sin embargo, por razones diferentes a las económicas, limitar la contribución del hormigón de tal modo que la profundidad de la zona comprimida valga menos que 0,45 d y no más.

De este modo, el valor del momento reducido μ_{lim} es independiente del tipo de acero utilizado y su valor es:

$$\xi = 0,450 \quad \mu_{lim} = 0,252 \quad \omega = 0,310$$

- Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción

Se presentan dos casos:

a) Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

1) Se comienza por determinar μ_d y se verifica que ésta sea menor al límite.

$$\mu_d < \mu_{lim} \quad (9)$$

2) Con el valor de μ_d entrar en las tablas y determinar el valor de ω .

3) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (10)$$

4) Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas (ω_{min}) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \quad (11)$$

$$A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * d \quad (12)$$

A_s : Área del acero (en tracción o en compresión).

A_c : Área del hormigón (área total, referida normalmente al canto útil).

ω_{min} : Cuantía geométrica mínima.

5) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados y se calculará la separación libre entre armaduras.

$$S = \frac{b_w - 2 * \phi_{est} - N^\circ \text{ Hierros} * \phi_{long} - 2 * r}{N^\circ \text{ Hierros} - 1} \quad (13)$$

b) Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura de compresión.

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

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \delta'} \quad (14)$$

$$\omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2} \quad (15)$$

ω_{lim} : Cuantía mecánica límite.

ω_{s1} : Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

ω_{s2} : Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

$\delta' = r/d$: Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r : Recubrimiento geométrico.

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

$$A_{s1} = \omega_{s1} * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (16)$$

$$A_{s2} = \omega_{s2} * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (17)$$

A_{s1} : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

A_{s2} : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

3) Calcular la armadura mínima: Del mismo modo que en el anterior caso.

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

• 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.

En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura si:

$$V_{cu} \geq V_d \quad (18)$$

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad (19)$$

$$f_{cv} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (20)$$

V_{cu} : Cortante absorbido por el hormigón.

V_d : Cortante de cálculo del hormigón.

f_{cv} : Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

La norma recomienda que en todas las piezas de H°A° se debe colocar, por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2 %, de la sección transversal de la pieza multiplicada por la separación entre planos de estribos (s).

$$A_{st \text{ mín}} = \frac{0.02 * f_{cd} * b_w * s}{f_{yd}} \quad (21)$$

Cuando el cortante real es mayor que el cortante que resiste la pieza $V_{cu} \leq V_d$, es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante residual, de la diferencia.

$$V_d \geq V_{cu} \quad (22)$$

$$V_d = V_{cu} + V_{su} \quad (23)$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} \quad (24)$$

$$V_{u1} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d \quad (25)$$

V_{su} : Cortante resistido por la armadura transversal.

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_d debe ser menor o igual que V_{u1} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

$$A_{st} = \frac{V_{su} * s}{0.90 * d * f_{yd}} \quad (26)$$

Donde (s) es la separación entre planos de cercos o estribos y debe cumplir la condición:

$$s \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ \text{ó} \\ 0.85d \end{cases} \quad (27)$$

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

2.4.2.2.2. Columnas de Hormigón Armado.

Las columnas de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante.

La misión principal de las columnas es canalizar 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, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar 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 resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

- Esbeltez geométrica y mecánica

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

Los valores límites para la esbeltez mecánica son los que se mencionan a continuación:

- a) 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.
- b) Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$, puede aplicarse el método aproximado.
- c) Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_g < 58$), debe aplicarse el método general.
- d) No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_g > 58$).

- Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.

En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

El último caso es sin duda, el más frecuente. En el que se encuentran la mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

- Sección rectangular con armadura simétrica

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la que, la única incógnita es la armadura total.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación:

- Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, de las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N , M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N , M_x , M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N = \text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos

(v, μ_x, μ_y) , son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria ω .

- Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

- Excentricidad mínima de cálculo

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo de la dirección en que se está considerando el pandeo), igual al mayor de los dos valores:

Donde:

$$e \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \text{ ó } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases} \quad (26)$$

h : Canto total en la dirección considerada.

- Excentricidad de primer orden

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{M}{N_d} \quad (27)$$

- Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular, viene dada por:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{c+20.e_0}{c+10.e_0} * \frac{l_0^2}{h} * 10^{-4} \quad (28)$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero, en kg/cm^2

c : Canto total medido paralelamente al plano de pandeo que se considera, en cm .

l_0 : Longitud de pandeo de la pieza, igual a $l_0 = k \cdot l$, en cm .

- Excentricidad total o de cálculo

La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_T = e_o + e_{fic} \quad (29)$$

- Método general de cálculo

En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que, al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, se consideran los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones. Estas deformaciones son evaluadas tomando en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia.

Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores y programas especiales, siendo además un método de comprobación y no de dimensionamiento.

- Cálculo de la Armadura Longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido:

$$\mu = \frac{N_d * e_T}{h * b^2 * f_{cd}} \quad (30)$$

Axil reducido:

$$v = \frac{N_d}{h * b * f_{cd}} \quad (31)$$

De los ábacos en rosetas se determina la cuantía mecánica ω .

$$A_s = \omega * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (32)$$

- Cálculo de la Armadura transversal

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:

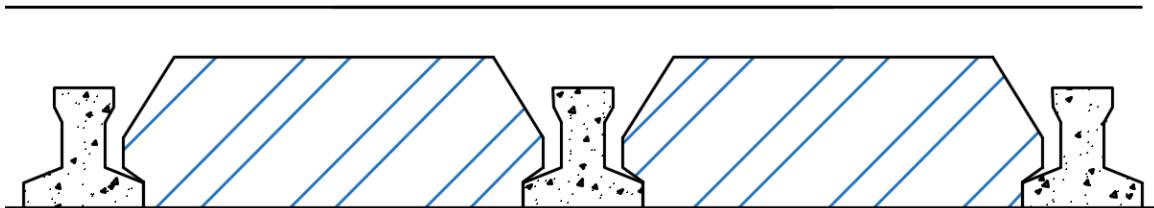
$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{\text{mínimo de la armadura longitudinal}} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (33)$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{\text{max de las barras longitudinales comprimadas}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases} \quad (34)$$

2.4.2.2.3. Losas con viguetas prefabricadas de hormigón pretensadas.

Figura 2.3. Losa Alivianada con viguetas pretensadas.



Fuente: Elaboración propia.

Son los principales elementos horizontales que transmiten las cargas vivas de movimiento, así como las cargas muertas estacionarias a los apoyos verticales de los pórticos de una estructura.

En estos tiempos, los costos de construcción han aumentado considerablemente, una de las razones principales para estos altos costos es la gran cantidad de mano de obra que se involucra en los tradicionales procesos de construcción. Aun sin considerar el costo, la demanda por la mano de obra experimentada para construcción en el sitio supera la oferta y esto seguirá siendo así en la mayor parte de las naciones industrializadas y en otras muchas en desarrollo.

La construcción prefabricada se utiliza en todos los tipos principales de estructuras:

Edificios industriales, residenciales y de oficinas, salones con luces considerables, puentes, etc.

Por las razones explicadas anteriormente, y además que en nuestro medio existen industrias que efectúan el trabajo de realizar las viguetas prefabricadas, se ve la necesidad de obviar el cálculo estructural o el diseño de dichas viguetas. Pero se realizará el cálculo de la longitud necesaria de viguetas y del complemento aligerante en este caso el Plastoformo.

a. Viguetas pretensadas de hormigón

Funcionan como la armadura de la losa ya que absorben las tracciones que se dan en el forjado. Las viguetas en sí mismas no conforman una estructura, deben completarse con la capa de compresión, podríamos definir las como semiresistentes, las viguetas tienen una sección de hormigón constante, su forma característica es la de una T invertida.

La cantidad de armadura produce la variación de la resistencia de las viguetas, otra variación está dada por la excentricidad de las cargas de pretensado, de esta forma las series de producción estándar se adecuan a los requerimientos de cálculo.

b. Complemento.

Dentro de la losa su función es solamente relleno, su altura permite establecer el brazo elástico resistente entre las fuerzas de tracción y compresión. El complemento permite la separación estándar de 50 cm entre ejes de viguetas, requiriendo dos complementos por metro cuadrado de losa.

c. Capa de compresión.

Se realiza el hormigonado in situ y tiene (como su nombre lo indica), la función de absorber la compresión en la losa. El espesor es variable y se realiza con una dosificación 1:2:3. Estáticamente, la estructura final obtenida es una losa nervada.

d. La malla de temperatura.

Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar, así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el

mínimo requerido por contracción y temperatura. Este refuerzo de acero no debe apoyarse directamente sobre los complementos de la losa, sino sobre dados de concreto previamente elaborados.

Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo de 30 cm. Y cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{\min} \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} \quad (35)$$

Dónde:

$A_{\min}$: Es la armadura de reparto (cm^2/m).

h : Espesor de la losa de compresión (cm).

f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

2.5. Estructuras complementarias

2.5.1. Escalera

Una escalera es uno de los recursos arquitectónicos que, con más frecuencia, se utiliza para comunicar espacios situados en diferentes planos.

La tipología estructural de las escaleras es muy variada sin embargo las escaleras más comúnmente empleadas son aquellas que su configuración estructural está basada en losas o placas de hormigón armado apoyadas en sus extremos y escalonadas de tal forma que sea fácil la movilización a través de ellas.

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

- Peldaño: Es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella o tabica”.

- Tramo: Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama Desembarco.

- Caja de escalera: Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama Escalera Ciega; y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de Ojo de Escalera.

- Arranque de escalera: Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

La Altura de Paso o Escapada, es la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; sólo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm., siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

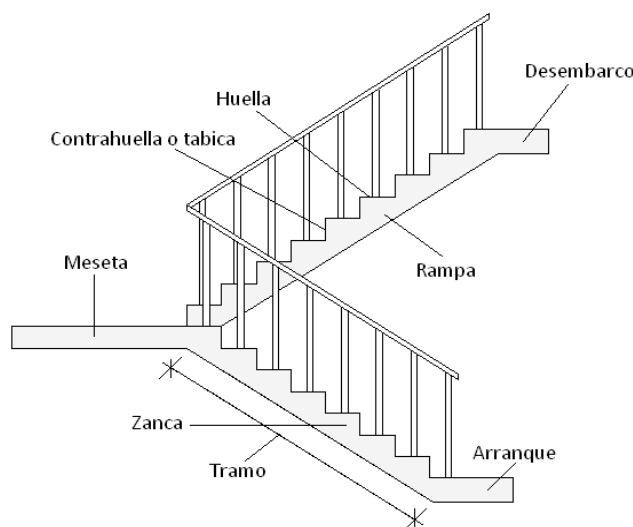
La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Este espacio o vacío existente entre dos tramos, en la parte central de la escalera, se denomina ojo o hueco de la misma. Cuando esta parte es llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

Las barandillas son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

Figura 2.4. Partes constitutivas de una escalera



Fuente: Detalles constructivos.net.

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas.

2.5.2. Cimentación de Hormigón Armado.

El proyecto de la cimentación de un edificio debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia, compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad, la situación del nivel freático, las posibles galerías y las estructuras colindantes, etc.

Entre las acciones que se debe considerar en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axil, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura. Además, está el peso propio de la cimentación, el del suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático (subpresión).

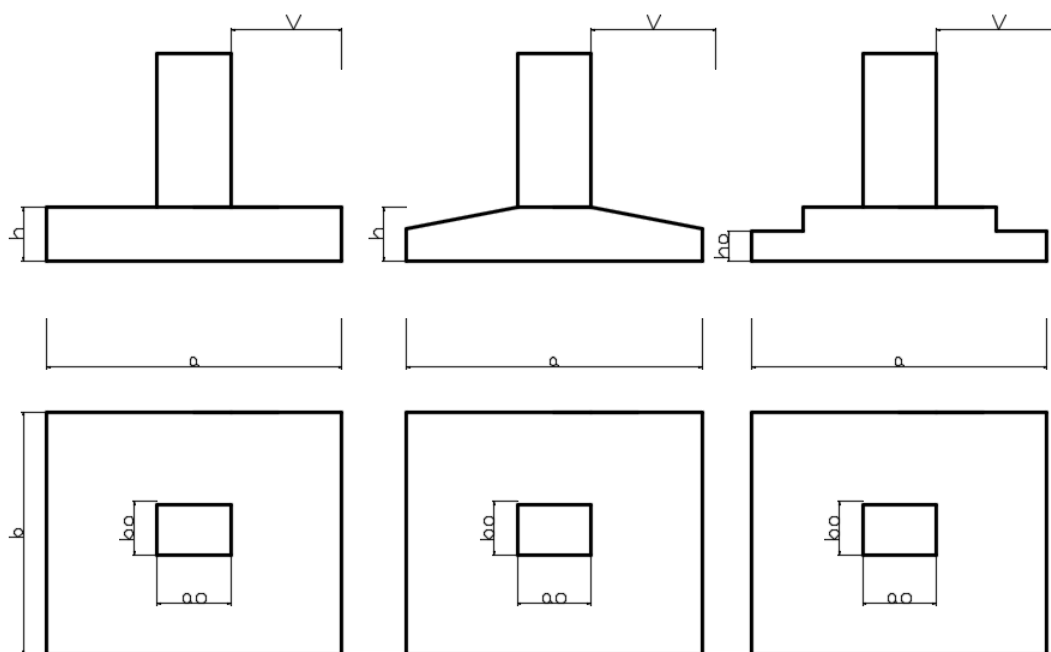
Es práctica habitual separar el cálculo de la cimentación del de la estructura soportada. Ésta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado. Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.

- Zapatas aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto en el borde debe ser $h_o \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

Figura 2.5. Formas típicas de zapatas aisladas.

a) Zapata de canto constante b) Zapata de canto variable c) Zapata escalonada



Fuente: Hormigón Armado III Elementos Estructurales - Álvaro García Meseguer

- Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.

Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno:

$$\frac{N+P}{a*b} = \sigma_{adm} \quad (36)$$

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. En principio, para el peso propio se podrá tomar un valor del orden del 10 % de N .

Por razones económicas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d con valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o*b_o}{4} + \frac{a*b}{2*k-1}} - \frac{a_o*b_o}{4} \quad (37)$$

$$d_2 = \frac{2*(a-a_o)}{4+k} \quad (38)$$

$$d_3 = \frac{2*(b-b_o)}{4+k} \quad (39)$$

$$k = \frac{4*f_{vd}}{\gamma_f*\sigma_{adm}} \quad (40)$$

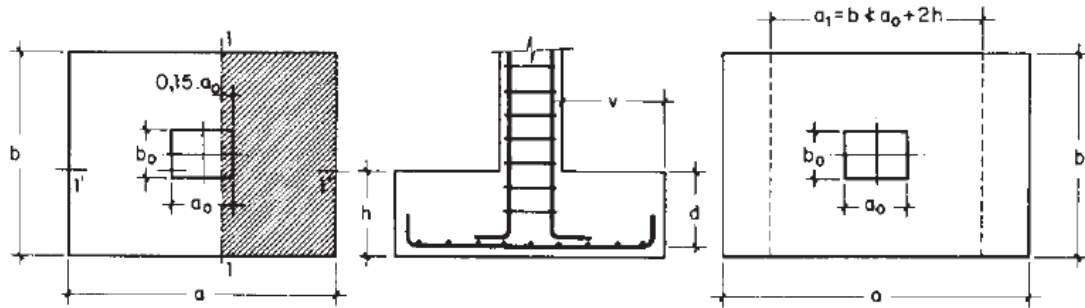
$$ec. (20) \quad f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- Determinación de las armaduras de tracción

En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v > 2 * h$), la determinación de la armadura en tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello puede usarse las tablas, ábacos y formulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0.15 * a_o$ y $0.15 * b_o$, respectivamente (Figura 2.6).

Figura 2.6. Cálculo a flexión de una zapata flexible



Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 14ª edición

Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo en la sección 1-1, se debe a la carga del terreno $\sigma_1 = N / (a * b)$, que es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2 \quad (41)$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b * d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que $1.5 * v$. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\begin{aligned} \text{ec. (7)} \quad \mu &= \frac{M_{cd}}{b * d^2 * f_{cd}} \\ \omega &= \mu(1 + \mu) \end{aligned} \quad (42)$$

$$U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd} \quad (43)$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

Son las que definen la calidad de la obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

2.6.2. Precios unitarios

Para poder determinar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que determine el costo parcial.

2.6.3. Cálculos métricos

Los cálculos 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.

2.6.4. Presupuesto de obra

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 del 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.

2.6.5. Planeación y cronograma de obra

En toda actividad a realizar se requiere conocimientos precisos y claros de lo que se va a ejecutar, de su finalidad, viabilidad, elementos disponibles, capacidad financiera, etc. Es una etapa previa que se debe desarrollar separadamente y para la cual también puede utilizarse el método de la Ruta Crítica.

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Generalidades

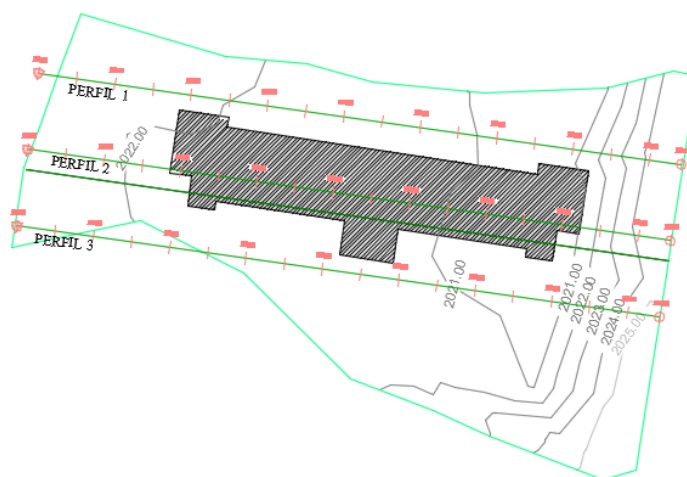
Una vez obtenido los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona del proyecto, se procedió al respectivo cálculo estructural de la infraestructura, así mismo se consideran los diferentes factores que intervienen en el cálculo de este tipo de estructuras tal como establecen la norma boliviana de hormigón armado (CBH-87).

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó mediante el uso de GPS RTK GALAXY SOUTH equipo con el que se cuenta en el laboratorio de Topografía perteneciente al departamento Topografía y Vías de Comunicación de la U.A.J.M.S.

Obtenidos los puntos representativos del terreno, se empleó el programa Autocad Civil 3D, con el cual se hizo la representación del terreno, mediante planos de curvas de nivel a cada 50 cm, como se ve en la siguiente figura.

Figura 3.1. Plano topográfico



Fuente: Elaboración propia.

El terreno cuenta con una superficie de 6900 m² con un área de construcción en planta de 2296 m², topográficamente se considera una pendiente de aproximadamente 2 %, el plano detallado del levantamiento topográfico se encuentra en el **Anexo 14 Planos**.

3.3. Análisis del estudio de suelos

Para la determinación de la capacidad portante del terreno, se realizó mediante el ensayo de SPT (Prueba de penetración estándar).

Dicho ensayo se realizó en tres pozos, ubicados en lugares estratégicos del terreno, con profundidades variables con dimensiones de 2.0 x 2.0 m de sección transversal.

Figura 3.2. Ubicación de los pozos



Fuente: Informe del estudio de suelos.

El estudio de suelos fue elaborado por la Empresa Consultora y Constructora CEPAS

Dando como resultado lo que se indica a continuación.

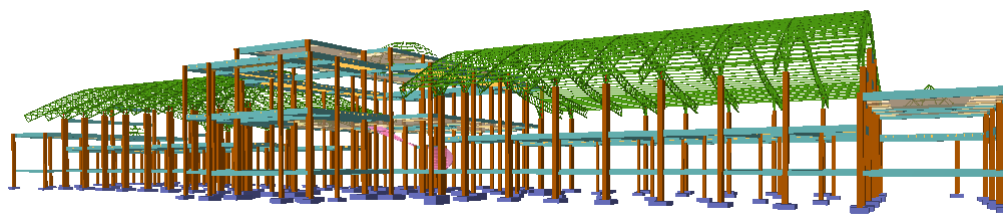
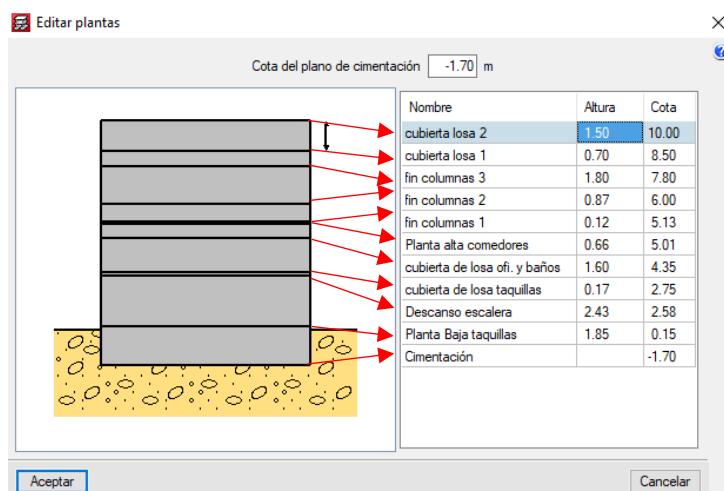
Tabla 3.1. Capacidad portante del terreno

Muestra	Profundidad (m)	esf.Adm.(kg/cm2)
S-01	3	3
S-01	4	3
S-01	5	4,17
S-02	3	3
S-02	4	3
S-02	5	3,66
S-03	3	3
S-03	4	3
S-03	5	4,36

Fuente: Informe del estudio de suelos.

Analizando los tres pozos podemos observar que constan con características similares tanto en estratificación, clasificación y esfuerzo admisible. La profundidad de fundación establecida es de 2 metros a partir del nivel del suelo, para el presente proyecto se tomará como medida de seguridad la resistencia del pozo más desfavorable, siendo este un suelo GM (gravas limosas o limoarenosas) según la norma SUCS, con una capacidad portante de 3.00 kg/cm². Observando dichos esfuerzos admisibles y que el suelo va mejorando sus características conforme se profundiza en los estratos, se pueden emplear las zapatas aisladas tomando una resistencia de 3 kg/cm². El detalle de los resultados del estudio de suelos se encuentra en el informe entregado por la empresa CEPAS, este se encuentra en el **Anexo 3** Estudio de suelos.

Figura 3.3. Cotas de los niveles



Fuente: Cypecad 2018.

3.4. Diseño arquitectónico

Es la disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos enmarcado dentro de la arquitectura.

El diseño arquitectónico tiene como objetivo, satisfacer las demandas por espacios que sean acorde a la funcionalidad para la cual es diseñada, tanto estética como tecnológica; además presenta soluciones técnicas, constructivas para los proyectos. Sin embargo, el diseño arquitectónico influye en el planteo estructural. Debe ser apropiado, emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas de diseño arquitectónico de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia; en forma conjunta el personal técnico del Municipio de San Lorenzo con la sociedad se determinó la alternativa más acorde y funcional, que se procedió a aprobar.

Para el diseño arquitectónico se debió conocer las siguientes pautas:

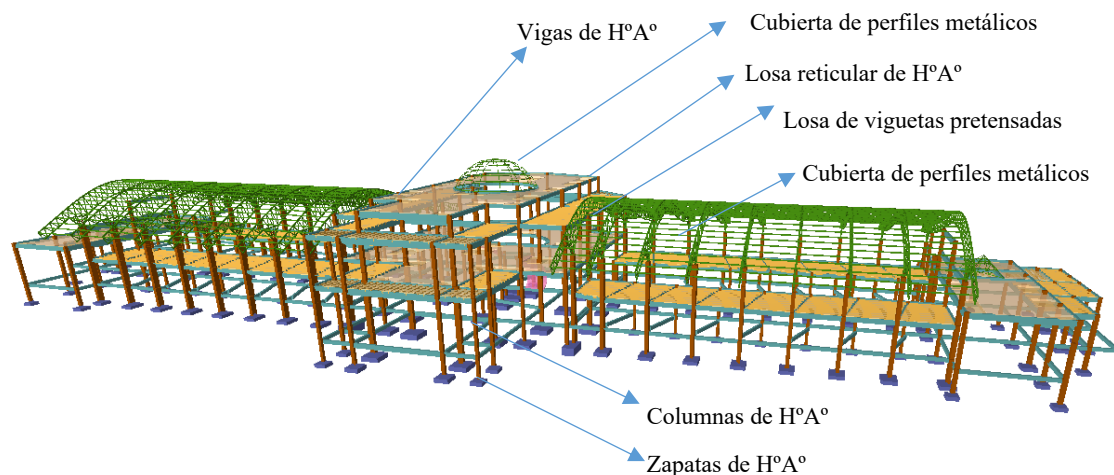
- La situación del terreno, dimensiones y características topográficas del lugar.
- Orientación cardinal y la relación de esta con la funcionalidad de los espacios a diseñar
- Acceso a las redes de servicio; energía eléctrica, agua, drenajes, circulación vehicular, etc.

Luego de verificar los aspectos anteriores, se valoran las necesidades para la construcción: superficie construida total, altura de pisos, cantidad de plantas, relaciones entre los espacios, los usos, circulación, etc. Otro elemento a tener en cuenta es el presupuesto disponible para la construcción, elemento que es determinante para el diseño final. El detalle de los planos arquitectónicos se encuentra en el **Anexo 14** Planos.

3.5. Planteamiento estructural

La estructura aporticada está compuesta por elementos de hormigón armado, también cuenta con cubiertas de losas de hormigón armado y por cubiertas de estructuras metálicas en los techos de los tinglados y en los tragaluces de las losas de terrazas.

Figura 3.4. Planteamiento estructural



Fuente: Cypecad 2018.

3.6. Diseño estructural

3.6.1. Diseño de las cubiertas de perfiles metálicos

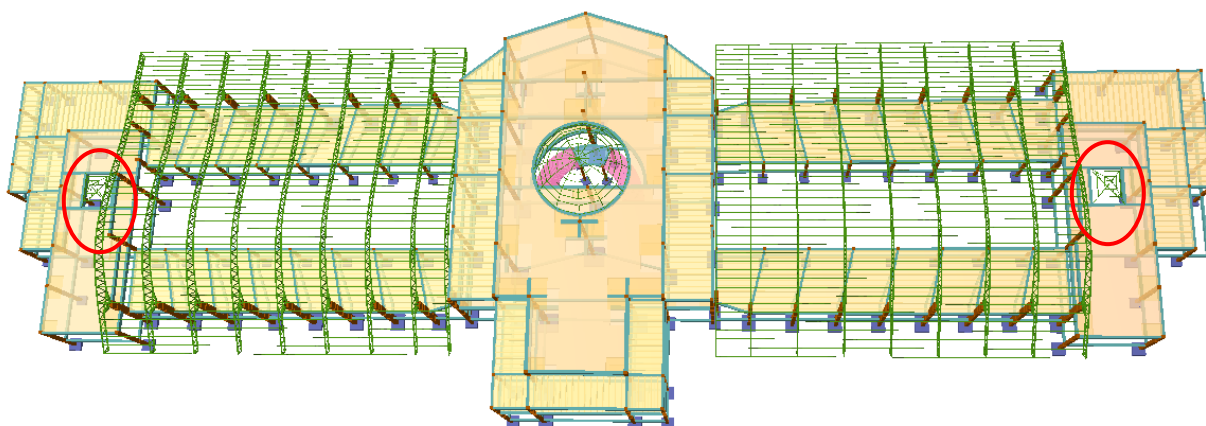
El diseño de las cubiertas compuesto de perfiles conformados en frío, estará basado en la norma AISI-LRFD 07, ya que en nuestro país no se cuenta con una normativa propia.

El tipo de acero a usarse es el que se encuentra en nuestro medio con una fluencia

$$F_y = 25.30 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Tensión de fluencia del acero A-36 ksi)}$$

3.6.1.1 Cálculo y diseño de cerchas Fink o W

Figura 3.5. Ubicación de la cubierta del tragaluz



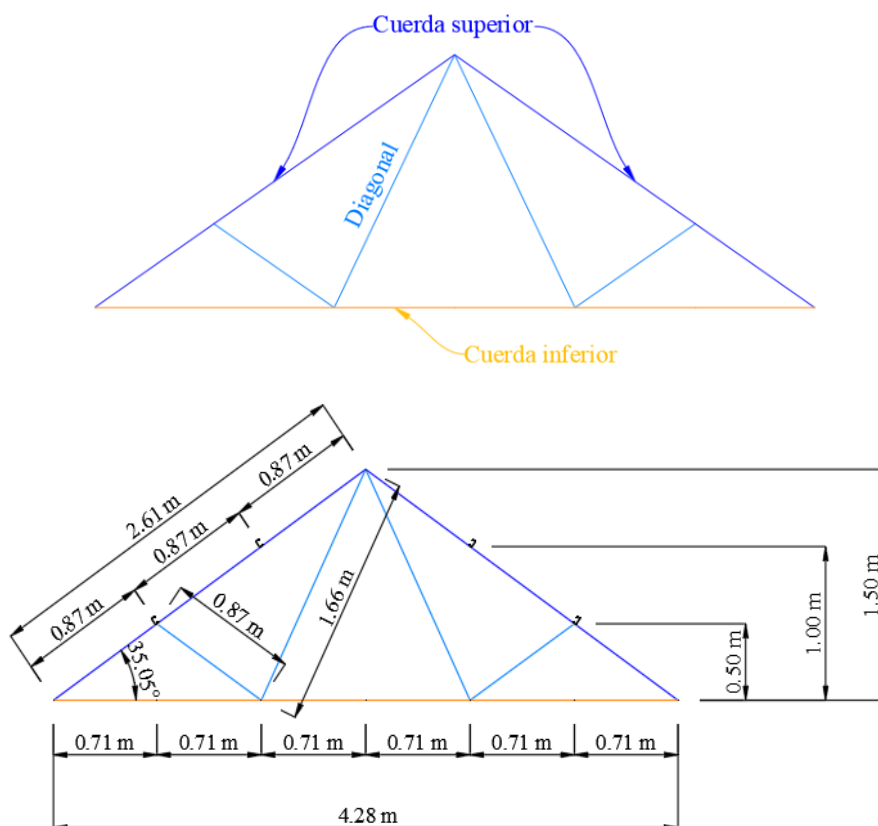
Fuente: Cypecad 2018.

3.6.1.1.1 Cálculo y diseño de la sustentación de la cubierta metálica

El dimensionamiento y cálculo de los perfiles de acero, fueron desarrollados en el programa Cype-3D (que forma parte del mismo programa Cypecad, especialmente para estructuras metálicas).

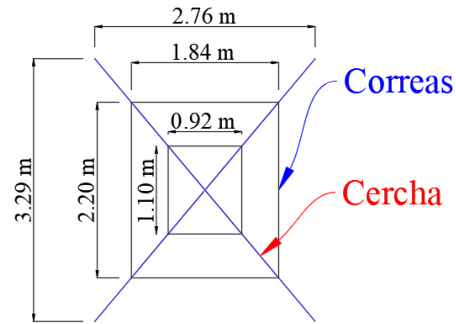
3.6.1.1.2. Geometría de la cubierta metálica

Figura 3.6. Geometría de la cubierta del tragaluz-vista frontal



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.7. Geometría de la cubierta del tragaluz-vista en planta

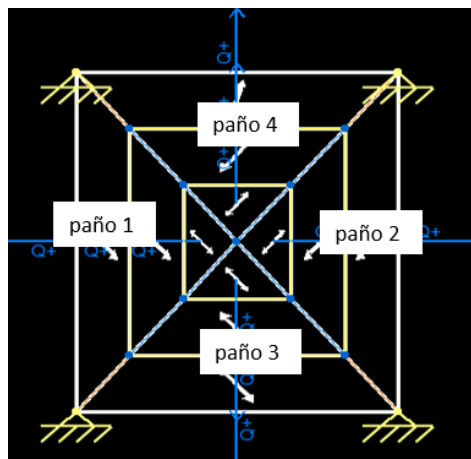


Fuente: Elaboración propia.

3.6.1.1.3. Cargas para el diseño

El análisis de las cargas se lo realizó por área, en proyección del ángulo de cada paño (P).

Figura 3.8. Vista en planta de los paños del tragaluz de cerchas W.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2. Cargas sobre la cubierta del tragaluz

CARGAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO (KN/m ²)					
Nº PAÑO	DNE (Policarbonato.)	Lr (Mantenimiento.)	S (Granizo)	Wb (Barlovento)	Ws (Sotavento)
1	0.06	1	0.42	0.08	-0.17
2	0.06	1	0.42	0.08	-0.17
3	0.06	1	0.42	0.08	-0.17
4	0.06	1	0.42	0.08	-0.17

Fuente: Elaboración propia.

3.6.1.1.4. Comprobación de la flecha admisible (E.L.S.)

$$\Delta_{\text{instantánea}} \leq \Delta_{\text{admisible}} \quad (44)$$

Determinación de la flecha admisible ($\Delta_{\text{admisible}}$).

Datos:

$L = 4280 \text{ mm}$ (Luz entre ejes de apoyo)

$$\Delta_{\text{admisible}} = \frac{L}{300} \quad (45)$$

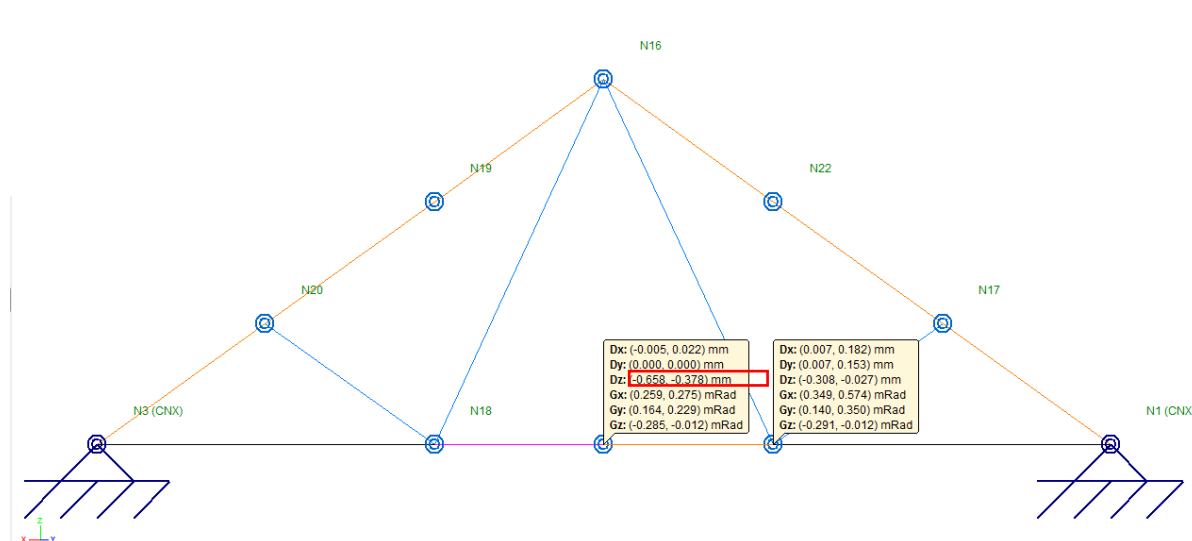
$$\Delta_{\text{admisible}} = 1.43 \text{ mm}$$

2. Determinación de la flecha instantánea ($\Delta_{\text{instantánea}}$).

El cálculo de esta flecha se lo realizará en servicio, asumiendo perfiles costanera 50x40x12x2 para las secciones; cuerda superior e inferior, montantes y diagonales y perfiles costanera 80x40x15x3 para secciones correas.

$$E. L. S. = (\text{Peso propio})DN + \text{Policarbonato}(DNE) + \text{Sobrecarga} (Lv) \quad (46)$$

Figura 3.9. Desplazamiento máximo en la cercha W.



Fuente: Cypecad 2018.

$$Dz = \Delta_{\text{instantánea}} = 0.66 \text{ mm}$$

Remplazando valores en ec. (44)

$$0.66 \text{ mm} \leq 1.43$$

Se debe recordar que esta flecha reducirá con los perfiles de diseño, por lo tanto, no se volverá a realizar esta respectiva verificación.

3.6.1.1.5. Combinaciones de Diseño

En base factores de carga y resistencia (LRFD) se consideró la combinación más desfavorable en proyección del ángulo de inclinación de la cubierta, según las combinaciones de carga última de las especificaciones AISI-LRFD-07.

Datos:

$$L_r = 0.1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ (Mantenimiento)}$$

$$DNE = 0.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ (Policarbonato)}$$

$$W_b = 0.08 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ (Barlovento)}$$

$$S_{gr} = 0.42 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ (Granizo)}$$

La combinación de carga factorizada utilizada para el diseño será:

$$U = 1,2x(DN) + 1,2x(DNE) + 1,6x(L_r) \quad (47)$$

3.6.1.1.6. Cálculo y dimensionamiento de los perfiles metálicos.

Las cargas fueron introducidas en unidad de área (m^2) en toda la cubierta (Paños), de esta forma se podrá realizar un análisis completo del diseño y dimensionamientos de los perfiles metálicos, gracias a las herramientas proporcionadas por el programa.

Al ser una estructura simétrica, en el dimensionamiento de los perfiles se tomará el siguiente criterio:

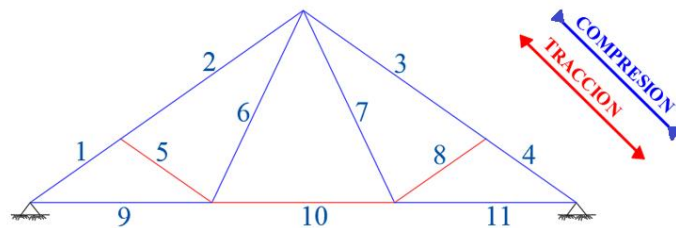
- Un solo perfil para los elementos cercha
- Un solo perfil para los elementos correas

Por lo tanto, las solicitaciones para la carga factorizada para cada elemento serán:

ESFUERZOS EN LAS BARRAS (KN)		
Nº	Fuerza Axial	Comportamiento
1	9.19	compresión
2	1.47	compresión
3	1.79	compresión
4	9.77	compresión
5	1.67	tracción
6	1.06	compresión
7	0.67	compresión
8	1.17	tracción
9	0.86	compresión
10	0.95	tracción
11	0.33	compresión

LADO BARLOVENTO

LADO SOTAVENTO



Al ser sometidos a compresión y tracción el diseño se regirá con el valor máximo de cada una de ellas. El detalle del cálculo está en el **Anexo 6** (Diseño de cubiertas metálicas). A continuación, se da un resumen:

Disponer: “**Costanera 50x25x12x2**”, para diagonales.

Disponer: “**Costanera 50x40x15x2**”, para cordón superior e inferior.

Disponer: Perfil “**Costanera 100x50x12x2**”, para sección de correas.

Usar: **Placa de anclaje** de; de 4 mm de espesor (t), de dimensiones 15x15 cm; con **perfiles angulares (L)** de “1/8” (3 mm) de espesor x 2”, resistencia de acero A-36.

Usar: 4 Ø 12, por cada plancha metálica.

Longitud de anclaje de los pernos $L_b = 20$ cm

3.6.1.2. Cálculo y diseño de cubierta parabólica

El diseño completo de esta cubierta está detallado en el **Anexo 6** (Diseño de cubiertas metálicas).

3.6.1.2.1. Geometría de la cubierta metálica

El modelo de la cubierta: cubre una luz de cálculo entre apoyos de 19.21 m, y una separación entre cerchas de 3.80 - 4.10 m.

Figura 3.10. Vista en planta del tinglado, de cercha parabólica.

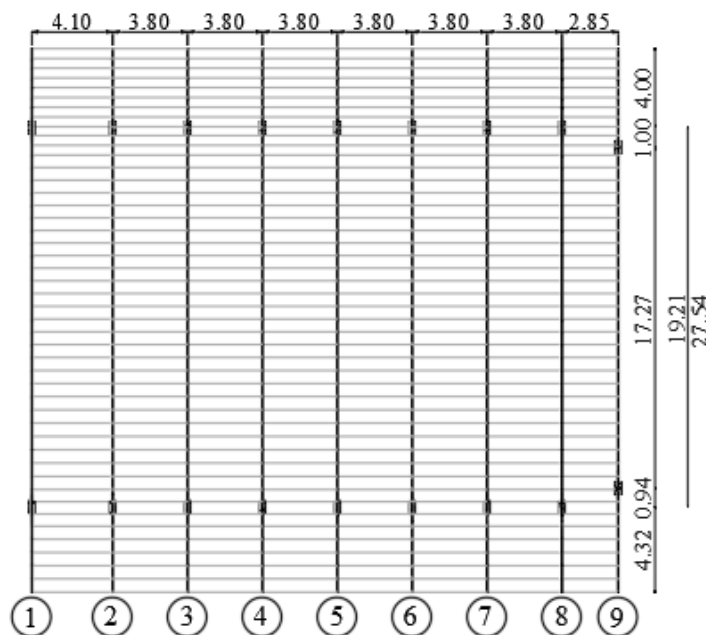
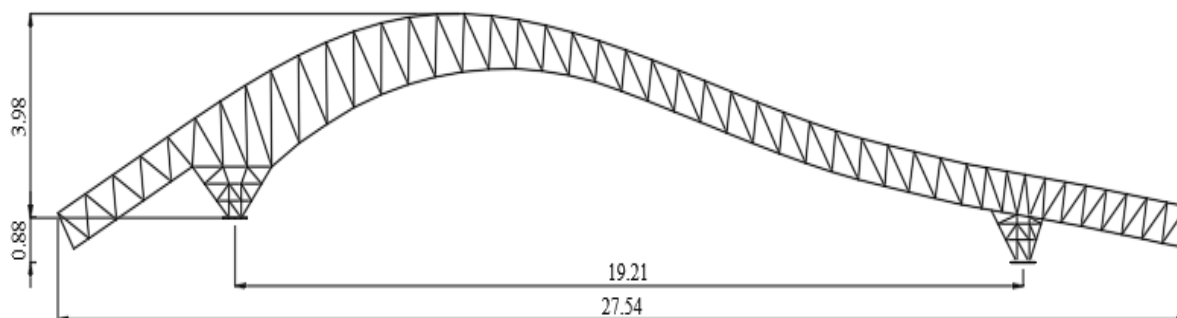


Figura 3.11. Vista lateral del tinglado, de cercha parabólica.



Fuente: Elaboración propia.

Disponer: “Costanera simple 80x40x15x2”, para secciones; diagonales

Disponer: “Costanera 100x50x15x2 mm doble en cajón” para cuerda superior e inferior

Disponer: Perfil “Costanera 100x50x15x3mm”, para sección de correas.

Usar: Placa de anclaje de; de 13 mm de espesor (t), de dimensiones 30x60 cm; con perfiles angulares (L) de “1/8” (3 mm) de espesor x 2”, resistencia de acero A-36.

Usar: 8 Ø 12mm, por cada plancha metálica.

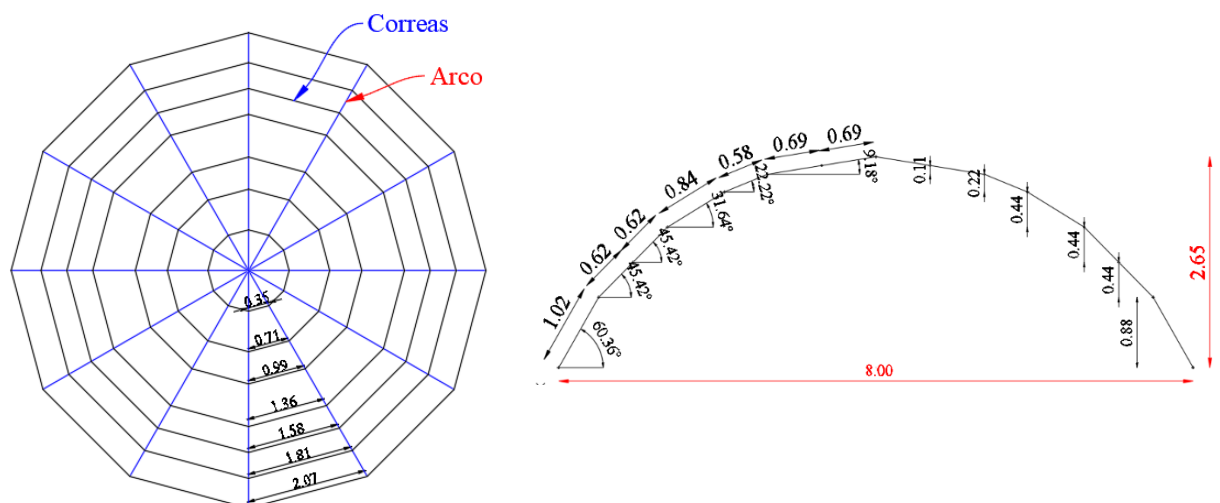
Longitud de anclaje de los pernos = 20cm

3.6.1.3. Cálculo y diseño de cubierta cúpula.

El diseño completo de esta cubierta, esta detallado en el **Anexo 6** (diseño de cubiertas metálicas).

3.6.1.3.1. Geometría de la cubierta metálica.

Figura 3.12. vista en planta y vista lateral de cubierta de cúpula.



Fuente: Elaboración propia.

Disponer: “Costanera 50x40x15x2”, para secciones arco.

Disponer: Perfil “Costanera 60x40x10x2”, para sección de correas.

Usar: Placa de anclaje de; de 4 mm de espesor (t), de dimensiones 15x15 cm; con perfiles angulares (L) de “1/8” (3 mm) de espesor x 2”, resistencia de acero A-36.

Usar: 4 Ø 12, por cada plancha metálica.

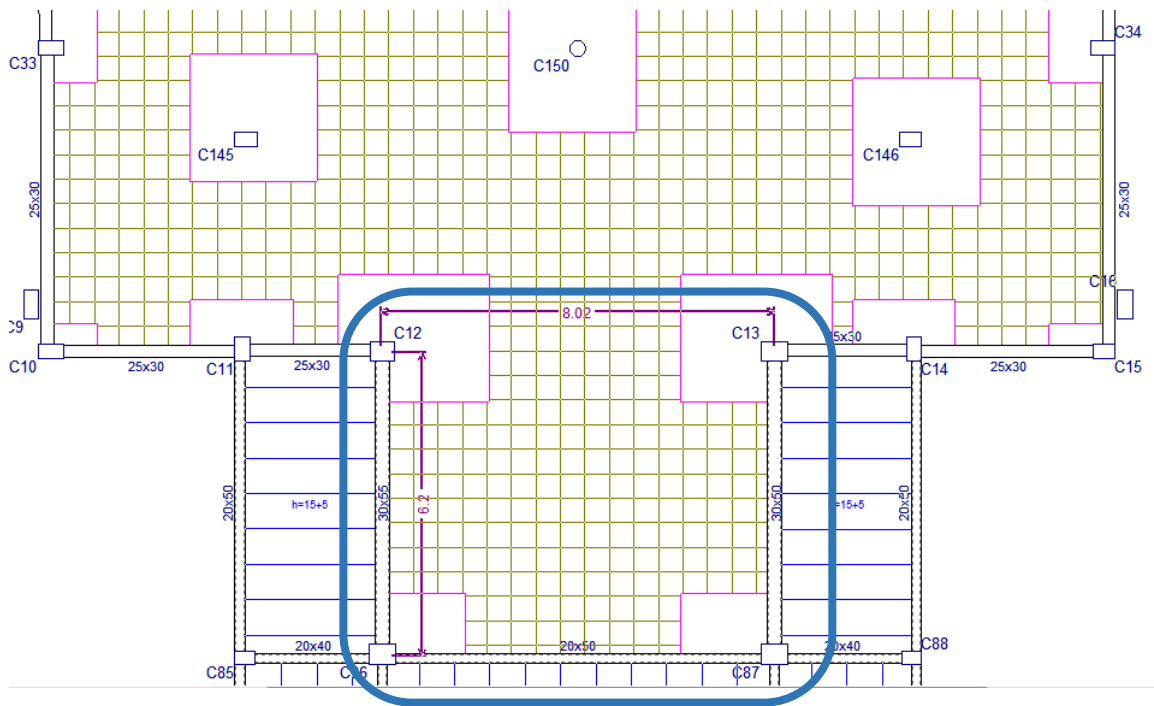
Longitud de anclaje de los pernos $L_b = 20$ cm

3.6.2. Diseño de Losa reticular.

Esta losa, se diseñará a partir de las solicitaciones que el programa facilite, es correspondiente al forjado del primer piso, de acuerdo a cómo se introdujo el número de plantas en el programa de cálculo. La dimensión de la losa reticular es de 5.76 m x 6.47 m. y se encuentra entre las columnas C14, C15, C86 y C87.

$$L_{med} = L = \frac{8.02 + 6.20}{2} = 7.11\text{m}$$

Figura 3.13 Losa reticular a verificar



Fuente: CYPECAD 2018

3.6.2.1. Dimensionamiento de la Losa Reticular

- Altura de la Losa reticular:

Según CBH-87: (CBH 87 pág. 134)

$$h_{LR} \geq \frac{L}{28} = 0.25\text{m}$$

De acuerdo a Florentino Regalado:

$$\frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$$

$$0.296 \leq h_{LR} \leq 0.36$$

Se asume una altura de:

$$h_{LR} = 0.30 \text{ m}$$

- Separación entre nervios:

Según CBH-87: (CBH 87 pag. 136) Separación máxima entre nervios es de 1 m.

De acuerdo a Florentino Regalado: La separación de nervios no debe exceder 1 m, ya que el análisis de cálculo se realiza para 1 metro.

Se asume:

$$E = 0.50 \text{ m}$$

- Espesor de la Losa de compresión:

$$\text{CBH-87: (CBH 87, pag.134)} \quad e > 3\text{cm} \quad \text{ó} \quad \frac{L_{\text{comp}}}{10} = \frac{40\text{cm}}{10} = 4\text{cm}$$

$$\text{Florentino Regalado:} \quad 3\text{cm} \leq e \leq 10\text{cm}$$

Se adoptará un espesor de:

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

- Base de Nervio:

$$\text{Según CBH-87: (CBH 87, pag.134)} \quad b \geq 7 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad \frac{h_1}{4} = \frac{25\text{cm}}{4} = 6.25 \text{ cm}$$

$$\text{De acuerdo a Florentino Regalado:} \quad b \geq 7 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad b \geq 0.28 \times H = 8.04 \text{ cm}$$

Se adopta una base de nervio de:

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

- Recubrimiento mecánico:

$$r_m \leq r + \phi_{\text{base}} + \frac{\phi_{\text{base}}}{2} \quad (48)$$

$$r_m \leq 20\text{mm} + 10\text{mm} + \frac{10\text{mm}}{2} = 40 \text{ mm}$$

Datos Geométricos de la Losa:

Espesor de la losa = 300 mm

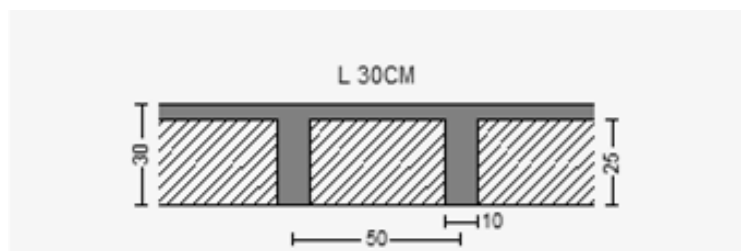
Losa de compresión = 50 mm

Ancho de nervio = 100 mm

Altura del nervio = 250 mm

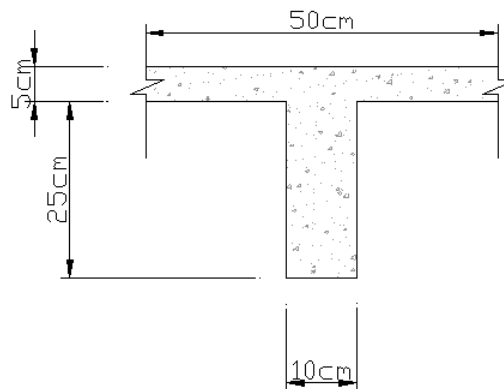
Separación libre entre nervio = 400 mm

Figura 3.14. Dimensiones de la Losa reticular empleada en el diseño.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.15. losa como viga T.



Fuente: Elaboración Propia

El procedimiento de cálculo procede como explica la Norma CBH-87

Datos:

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ resistencia característica del hormigón a compresión

$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ límite de fluencia del acero

$f_{cd} = 14 \text{ Mpa}$	resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} = 434.78 \text{ Mpa}$	resistencia de diseño del acero
$E = b = 500 \text{ mm}$	separación entre nervios
$l = 8020 \text{ mm}$	luz de cálculo
$h = 300 \text{ mm}$	canto de la losa
$h_f = 50 \text{ mm}$	altura de la carpeta de compresión
$b_w = 100 \text{ mm}$	ancho unitario
$d = 260 \text{ mm}$	canto útil

Relaciones geométricas de la losa que permiten determinar el ancho efectivo:

$$\frac{h_f}{h} = 0.167 ; \quad \frac{l}{b_w} = 80.2 ; \quad \frac{2 \times l}{b - b_w} = 40.1$$

Con los valores de las relaciones anteriores se entra a la siguiente tabla:

Tabla 3.3. Vigas T múltiples continuas

Tabla de valores de $\frac{b_s - b_w}{b - b_w}$										
Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1
0,1	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1	1
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1	1
	100	0	0,21	0,42	0,6	0,75	0,89	0,96	1	1
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,9	0,96	1	1
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,9	0,96	1	1
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1	1
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,9	0,97	1	1
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1	1
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1	1
	200	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,93	0,98	1	1
0,2	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,9	0,97	1	1
	50	0	0,3	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1	1
	100	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,94	0,98	1	1
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1	1
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1	1
0,3	10	0	0,28	0,5	0,65	0,77	0,91	0,97	1	1
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1	1
	100	0	0,45	0,74	0,9	0,94	0,96	0,98	1	1
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1	1
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1	1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, pág. 102.

$$k = 1$$

$$b_e = k \times (b - b_w) + b_w \quad (49)$$

$$b_e = 500 \text{ mm}$$

Por norma:

$$b_1 = 8 h_f = 400 \text{ mm}$$

$$b'_e = 2b_1 + b_w = 900 \text{ mm}$$

Ancho efectivo de la losa, considerando una sección T:

$$\left. \begin{array}{l} b_e = 500 \text{ mm} \\ b'_e = 900 \text{ mm} \end{array} \right\} b_e \leq \text{menor valor}$$

Se adopta un **$b_e = 500 \text{ mm}$**

Se debe comprobar:

$$b_w \geq \frac{1}{8} (h - h_f) \quad (50)$$

$$100 \text{ mm} > 31.2 \text{ mm}$$

$$l \leq 12 \times b \quad (51)$$

$$500 \text{ mm} \leq 6000 \text{ mm}$$

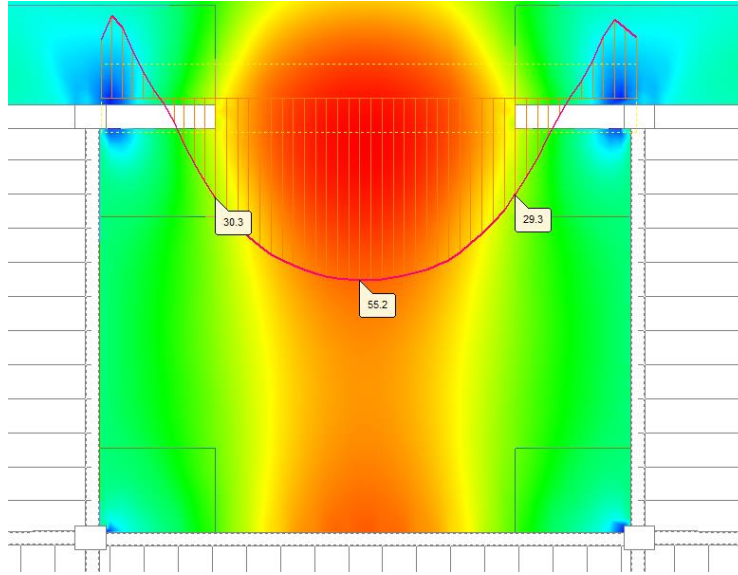
3.6.2.2. Momento positivo resistente de la losa

$$M_o = 0.85 \times f_{cd} \times b_e \times h_f \times (d - 0.5 \times h_f) \quad (52)$$

$$M_o = 69912500 \text{ N} \times \text{mm}$$

3.6.2.3. Armadura inferior en dirección “X” (longitudinal)

Figura 3.16. Diagrama de momentos, mom. positivo nervio en el eje X.



Momento de diseño

$$M_d = M_{x+} = 55.2 \text{ KN} \times \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_d = M_{x+} = 55200000 \text{ N} \times \text{mm/m}$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como $M_d \leq M_o \rightarrow$ La fibra “y” cae en la placa. La armadura de tracción se calcula como sección rectangular.

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \times b_e \times d^2 \times f_{cd}}} \right] \quad (53)$$

$$y = 38,53 \text{ mm}$$

$$A_s = 0.85 \times b_e \times y \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (54)$$

$$A_s = 527,28 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De tabla $w_{s \text{ mín}} = 0.0015 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \times b_w \times d \quad (55)$$

$$A_{s \text{ mín}} = 78 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se escoge el mayor entre $A_{s \text{ mín}}$ y A_s : $A_s = 527,28 \text{ mm}^2/\text{m}$

Obtención del número de fierros para un nervio

$$\text{Área de armadura para un nervio} = \frac{527,28}{2} = 263,62 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$1\Phi 10 \text{ mm} + 1\Phi 16 \text{ mm} = 278,5 \text{ mm}^2$$

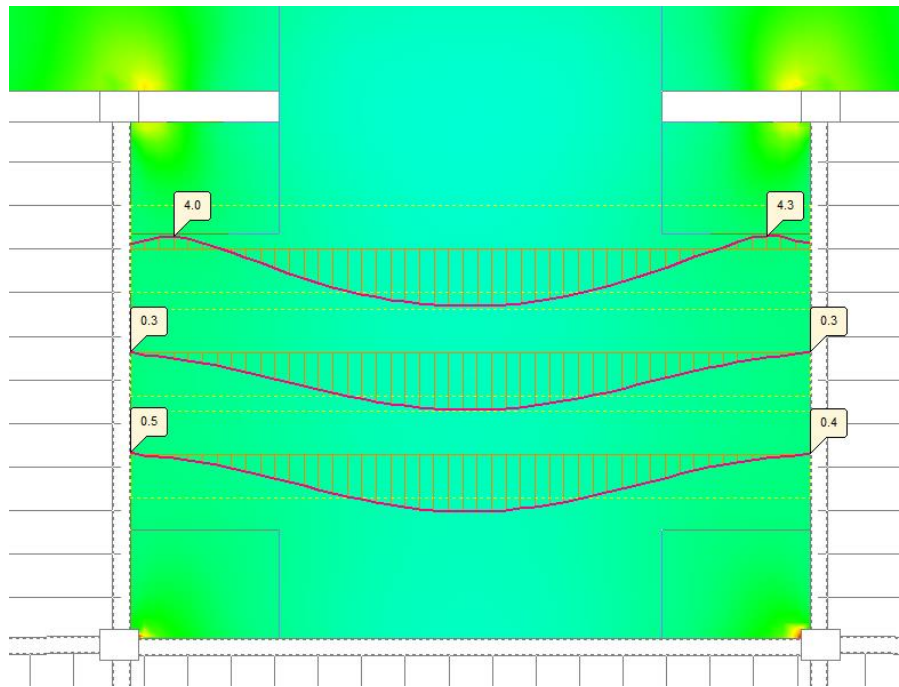
Calculado = **1 $\Phi 10$ mm + 1 $\Phi 16$ mm**

CYPECAD = **1 $\Phi 10$ mm + 1 $\Phi 16$ mm**

Se usarán 2Ø 16 mm como la armadura inferior en el nervio

3.6.2.4. Armadura superior en dirección “X” (longitudinal)

Figura 3.17. Diagrama de momentos, mom. negativo nervio central en el eje X.



$$\rightarrow M_d = M_{x-} = 4300000 \text{ N} \times \text{mm}/\text{m}$$

Remplazando valores en ecuación (53):

$$y = 7,04 \text{ mm}$$

Remplazando valores en ecuación (54):

$$A_s = 38.53 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De tabla $w_{s \text{ mín}} = 0.0015 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

Remplazando valores en ecuación (55):

$$A_{s \text{ mín}} = 78 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Se escoge el mayor entre $A_{s \text{ min}}$ y A_s : $A_s = 78 \text{ mm}^2/\text{m}$

Obtención del número de fierros para un nervio

$$\text{Área de armadura para un nervio} = \frac{78}{2} = 36 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ } \varnothing 10\text{mm} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$78,5 \text{ mm}^2 > 36 \text{ mm}^2$$

Calculado = **1 $\varnothing 10 \text{ mm}$**

CYPECAD = **1 $\varnothing 10 \text{ mm}$**

Se usarán 1 $\varnothing$ 10 mm como la armadura superior en el nervio

De igual manera se realiza para los demás momentos calculados:

$$M_{x+} = 55200000 \text{ N} \times \frac{\text{mm}}{\text{m}} \rightarrow A_s = 263,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$M_{x-} = -4300000 \text{ N} \times \frac{\text{mm}}{\text{m}} \rightarrow A_s = 78 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$M_{y+} = 34600000 \text{ N} \times \frac{\text{mm}}{\text{m}} \rightarrow A_s = 162 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$M_{y-} = -11900000 \text{ N} \times \frac{\text{mm}}{\text{m}} \rightarrow A_s = 109,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Resumen de resultados para los momentos máximos obtenidos:

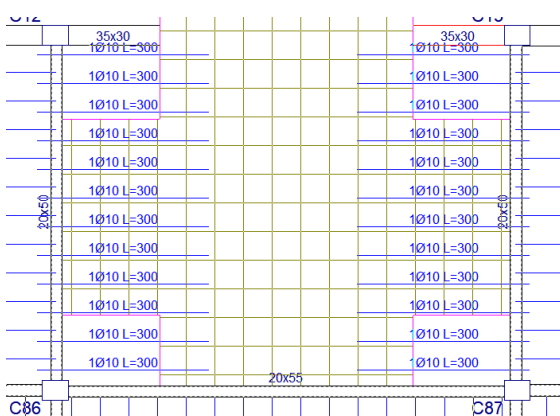
Tabla 3.4. Resultados de la Armadura de la Losa Reticular

Momentos	Manual		CYPECAD		Dif.
	As (mm ² /m)	Φ Adoptado	As (mm ² /m)	Φ Adoptado	(%)
Mx+	263,6	1Φ16mm +1Φ10mm c/Nervio	266	1Φ16mm +1Φ10mm c/Nervio	0.9
Mx-	78	1 Φ 10mm c/Nervio	82	1 Φ 10mm c/Nervio	4.9
My+	160	2 Φ 10mm c/Nervio	162	2 Φ 10mm c/Nervio	1.2
My-	119,5	1 Φ 10mm c/Nervio	117	1Φ 10mm c/Nervio	2.1

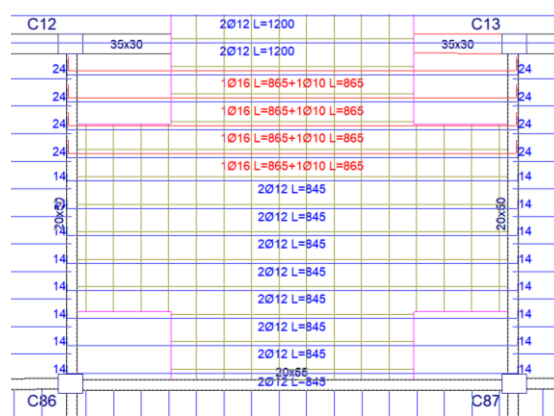
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.18. Armadura de la Losa Reticular

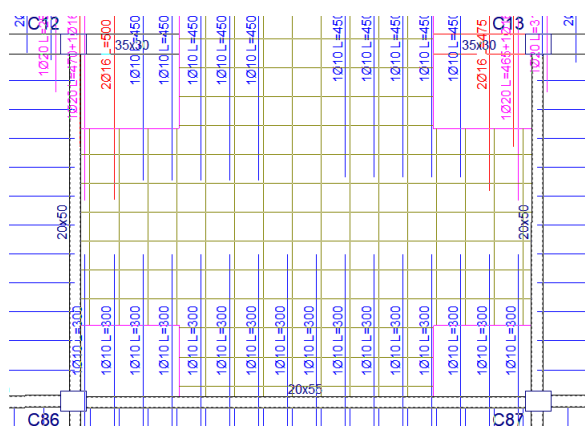
Armadura negativa en direccion X



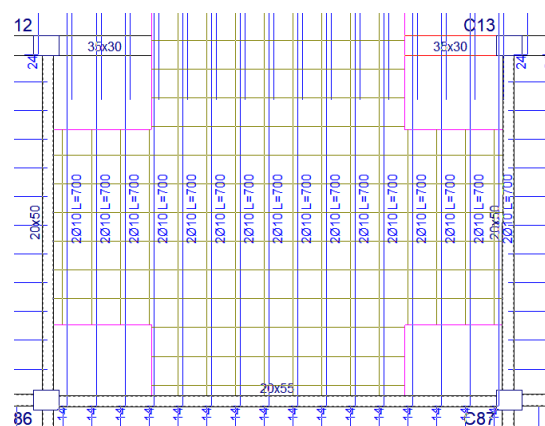
Armadura positiva en direccion X



Armadura negativa en direccion Y



Armadura positiva en direccion Y



Fuente: Elaboración propia

3.6.2.5. Dimensionamiento del nervio a esfuerzo cortante

Armadura mínima para cortante: para un nervio $b_w=100$ mm, $s=1000$ mm

$$A_{smin} = 0.02 \times b_w \times s \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{CBH 87, pág. 74}) \quad (56)$$

$$A_s = 64.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Un estribo de dos piernas de 6mm tiene un área de: 56.6 mm^2

$$\text{nº de estribos} = \frac{64.4}{56.6} = 1.14$$

$$\text{Separación} = \frac{1000\text{mm}}{1.14} = 877\text{mm c/estribo}$$

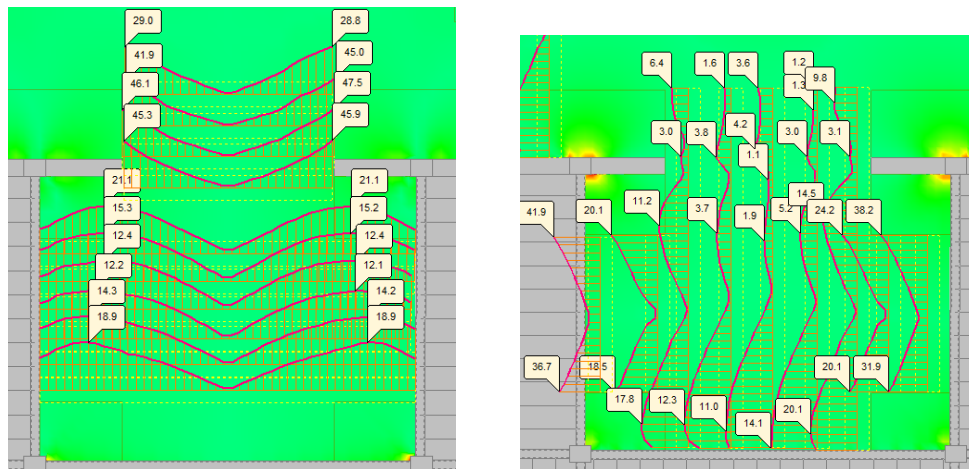
Máxima separación de estribos según Norma CBH-87 haciendo cumplir el punto 8.2.3.3. de la norma se tiene:

$$s \leq 30 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad s \leq 3 \times b_w = 30 \text{ cm}$$

Se asume una separación máxima de $s = 30$ cm.

En dirección “X y Y”

Figura 3.19 Diagramas de cortantes en el eje X y el eje Y.



$$V_{dx} = 47.5 \text{ KN/m} = 47500\text{N/m}$$

$$V_{dy} = 41.9 \text{ KN/m} = 41900\text{N/m}$$

Para un nervio

$$V_{dx} = 23750 \text{ N}$$

$$V_{dy} = 20950 \text{ N}$$

para el diseño usaremos el mayor

resistencia de corte del hormigón, ecuación (20):

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{140 \text{ kg/cm}^2} = 5.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0.591 \text{ N/mm}^2$$

Remplazando valores en ecuación (19):

$$V_{cu} = 15366 \text{ N}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$23750 \text{ N} < 15366 \text{ N} \quad \text{no Cumple, necesita estribos}$$

El cortante resistido por el acero es: $t=1000\text{mm}$, $f_{yd}=420\text{N/mm}^2$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 8384 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \times t}{0.90 \times d \times f_{yd}} \quad (57)$$

$$A_s = 85.3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Cálculo de la armadura mínima, según ecuación (21):

$$A_{st_{min}} = 74.07 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal tiene dos piernas $A_{st} = 74.07/2 = 37 \text{ mm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 28.3 \text{ mm}^2$

Número de barras:

$$\text{N}^\circ \text{barras} = \frac{37 \text{ mm}^2}{28.3 \text{ mm}^2} = 1.31 \text{ estribos}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1000 \text{ mm}}{1.31} = 763 \text{ mm}$$

Disposición Ø 6mm cada 300 mm

Nota: la disposición de estribos Ø 6mm cada 30 cm, se realizará en todas las zonas de la losa donde requiera refuerzo por cortante la losa reticular, esta armadura además de resistir el cortante que no resiste el hormigón ayuda a mantener fijas las barras longitudinales de los nervios.

3.6.2.6. Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

Según la norma CBH-87 en su tabla 8.1.7.3, la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura deben ser al menos igual a 0.0015 para aceros de 500N/mm².

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \times b_w \times d \quad (58)$$

A_s : Armadura de reparto en una dirección (mm²/m)

$b_w = 1000 \text{ mm}$ Ancho unitario

$d = 50 \text{ mm}$ Canto de la capa de hormigón

$$A_{s \text{ mín}} = 75 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ } \emptyset 6} = 28.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{4 \emptyset 6} = 4 \times 28.3 = 113 \text{ mm}^2$$

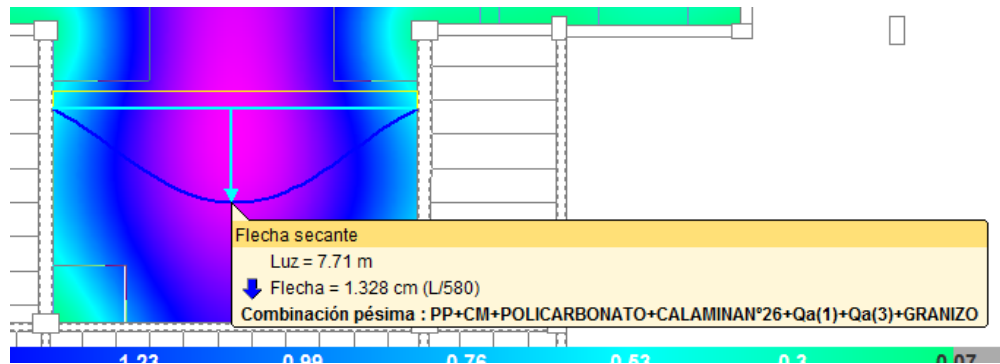
Por lo que se dispondrá una **mallla de varillas de ¼” Ø 6mm cada 25 cm, en ambas direcciones.**

3.6.2.7. Comprobación de flechas en forjados reticulares

De acuerdo a lo que refiere la Norma CBH-87 pág. 196, el valor de la flecha vertical en caso de vigas o forjados que vayan a soportar muros o tabiques que han sido construidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible será $\frac{1}{500}$.

Deflexión admisible:

Figura 3.20. Deflexión de la losa según cypecad.



$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} \quad (59)$$

$$\Delta_{adm} = \frac{7710\text{mm}}{500} = 15.42 \text{ mm}$$

Deflexión máxima real de la losa: 13,28 mm

$$\Delta_{adm} = 15.42 \text{ mm} > \Delta_{real} = 13.28 \text{ mm}$$

3.6.2.8. Comprobación manual de flechas en forjados reticulares

Recubrimiento mecánico, reemplazando valores en ecuación (48):

$$r_m = 40 \text{ mm}$$

Datos Geométricos Losa reticular:

Espesor de la losa = 300 mm

Losa de compresión = 50 mm

Ancho de nervio = 100 mm

Altura del nervio = 250 mm

Separación libre entre nervio = 400 mm

Peso específico del hormigón = 250 N/m³

Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$

Límite elástico característico del acero: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

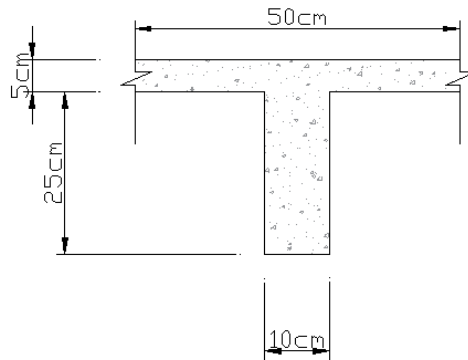
Deflexión máxima según norma:

En la norma CBH-87 en su página 196 dice: En caso de vigas o forjados que hayan de soportar muros o tabiques; si los muros o tabiques han sido constituidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es de $L/500$.

El valor máximo admisible de la flecha vertical de forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de $L/300$.

Para la determinación de esta flecha, se considerará solamente la flecha instantánea producida por la actuación simultanea de la carga permanente y la sobrecarga de uso ambas con sus valores característicos.

Cálculo de flechas:



Centro de gravedad de la sección sin fisurar:

$$y_{cg} = \frac{500 \times 50(275) + 100 \times 250\left(\frac{250}{2}\right)}{500 \times 50 + 100 \times 250} = 200\text{mm}$$

Momento de inercia sin fisurar:

$$I_g = \frac{500 \times 50^3}{12} + 500 \times 50(75)^2 + \frac{100 \times 200^3}{12} + 100 \times 200(75)^2$$
$$I_g = 325,000,000\text{mm}^4$$

Momento flector máximo con cargas en servicio:

$$M_a = M_{y+} = 366000 \text{ N} \times \text{m/m}$$

$$M_a = M_{y+} = 366000 \text{ N} \times \text{m/m} \times 0.5\text{m} = 183000 \text{ N} \times \text{m}$$

Momento de fisuración del hormigón:

$$M_{cr} = 0,21(f_{ck})^{2/3} \times \frac{I_g}{y_t} \quad (\text{CBH 87, pág. 99}) \quad (60)$$

$$M_{cr} = 12056.43 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$M_{cr} = 120564.3 \text{ N} \times \text{m}$$

$M_{cr} < M$ la sección está fisurada

Relación modular:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (61)$$

$$n = \frac{210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{33300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

$$n = 6,31$$

Profundidad del eje neutro de la sección fisurada homogeneizada:

$$A_s = 2\varnothing 16 \text{ mm} = 4,022 \text{ cm}^2 = 402,2 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b}{2}(x)^2 + n * A_s * x - n * A_s * d = 0 \quad (62)$$

$$\frac{500}{2}(x)^2 + 6,31 \times 402,2 \times x - 6,31 \times 402,2 \times 260 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado, hallamos los valores de x:

$$x_1 = 46,55 \text{ mm}$$

$$x_2 = -56,70 \text{ mm}$$

Momento de inercia de la sección fisurada homogeneizada:

$$Z = d - x/2$$

$$Z = 236,7 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \times A_s \times z \times (d - x) \quad (\text{CBH 87, pág. 99}) \quad (63)$$

$$I_{cr} = 128.222.973 \text{ mm}^4$$

Momento de inercia efectivo:

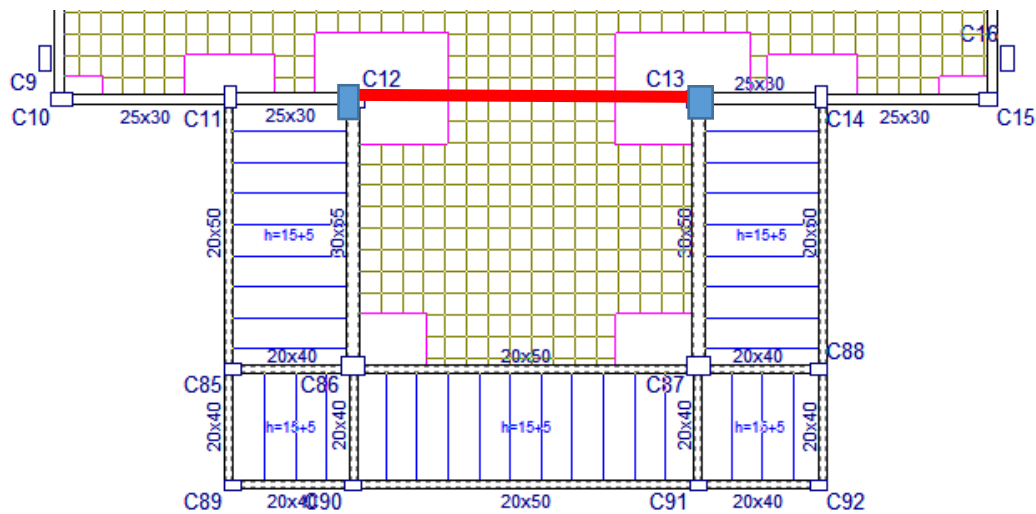
$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) \times I_{cr} \quad (\text{CBH 87, pág 99}) \quad (64)$$

$$I_e = 184,568,665 \text{ mm}^4$$

Deflexión de la losa:

Como la losa no tiene continuidad en sus extremos, se la considera como elemento empotrado-empotrado.

Figura 3.21 Continuidad en extremos de la losa.



Fuente: Elaboracion propia

$$\delta = \frac{q_y \times l^4}{384 \times E_c \times I_e} \quad (65)$$

Determinación del porcentaje de carga distribuida absorbido por los nervios de la losa en sentido del eje Y:

$$M_y = \frac{q_y \times l_y^2}{24} \quad (66)$$

Despejando q_y :

$$q_y = \frac{M_y \times 24}{l_y^2} \quad (67)$$

$$q_y = \frac{18300000 \text{ N} \times \text{mm} \times 24}{(8020\text{mm})^2}$$

$$q_y = 6,828 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Remplazando valores en ecuación (65):

$$\delta = 11,96 \text{ mm}$$

Flecha admisible:

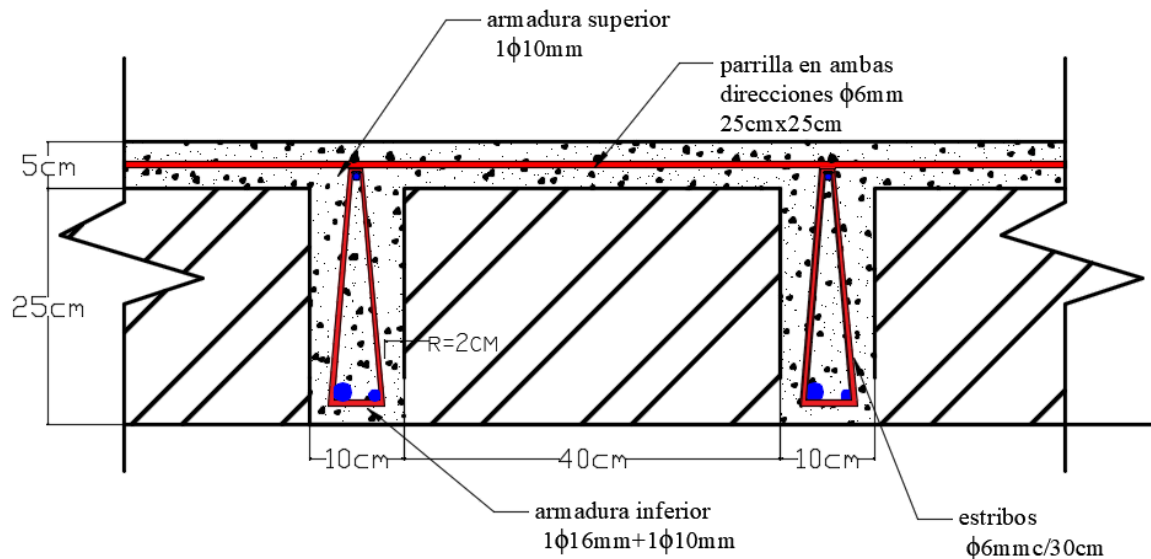
Como se trata de una losa de cubierta, tendrá muros sobre ella, por lo tanto, la flecha admisible es:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} = 16,04 \text{ mm}$$

Deflexión máxima real de la losa: 11,96 mm

$$\delta = 11,96 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 16,04 \text{ mm}$$

Figura 3.22 Armado de Losa Reticular H=30 cm



Fuente: Elaboración propia

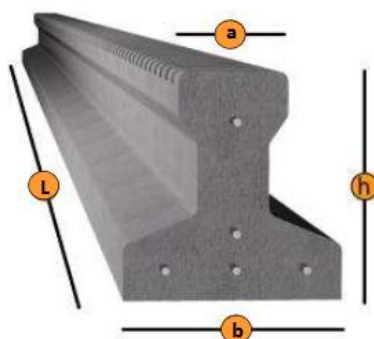
El diseño y verificación se realizará a la losa del primer piso que está entre las columnas P-126, P-127, P-129, y P-124.

La losa alivianada o forjado unidireccional, llamado así por que reparte las cargas que recibe en una sola dirección, está compuesta por:

- a) Viguetas Pretensadas
- b) Complemento aligerante de Plastoformo
- c) Carpeta de compresión de Hormigón armado

pág. 62

Figura 3.24. Vigueta Pretensada CONCRETEC



Fuente: Ficha Técnica CONCRETEC

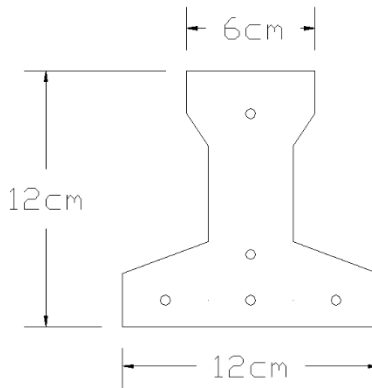
TABLA 3.5 Especificaciones Técnicas de las Viguetas Pretensadas

Producto	Dimensiones (mm)				Peso Promedio (Kg)	Resistencia del Acero ($f_{yk} = \text{Kg/cm}^2$)	Tipo de Hormigón
	a	b	H	L			
Vigueta Pretensada	56	110	114.4	Variable (hasta 9.00 m.)	17.2	18.000	350 Kg/cm^2
Vigueta Pretensada	60	121	112	Variable (hasta 9.00 m.)	19	18.000	350 Kg/cm^2

Fuente: Ficha Técnica Viguetas Pretensadas CONCRETEC

La sección de la vigueta pretensada de CONCRETEC ha sido optimizada para generar una traba perfecta entre la vigueta y la carpeta de compresión, evitando que ésta se desprenda a causa de cualquier tipo de carga aleatoria.

Figura 3.25. Características Geométricas de la Vigüeta seleccionada



Fuente: Elaboración Propia

Sistema de aplicación de la Vigüeta Pretensada:

Tabla 3.6. Sistema de Aplicación de la Vigüeta Pretensada

Descripción	Referencia	Dimensiones (cm)	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes (Paso)	D	50-55-58-60	62-70-72
Altura de Complemento	h ₁	de 10 a 25	de 12 a 25
Altura de carpeta de compresión	h ₂	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

Fuente: Ficha Técnica Vigüetas Pretensada CONCRETEC

El espaciamento entre vigüetas 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.

Se asumirá una distancia entre ejes de:

$$D = 50 \text{ cm.}$$

Se recomienda una altura del paquete estructural de:

$$\frac{l}{24} = \text{para losas unidireccionales simplemente apoyadas} \quad (\text{CBH 87, pag 198})$$

Por lo tanto:

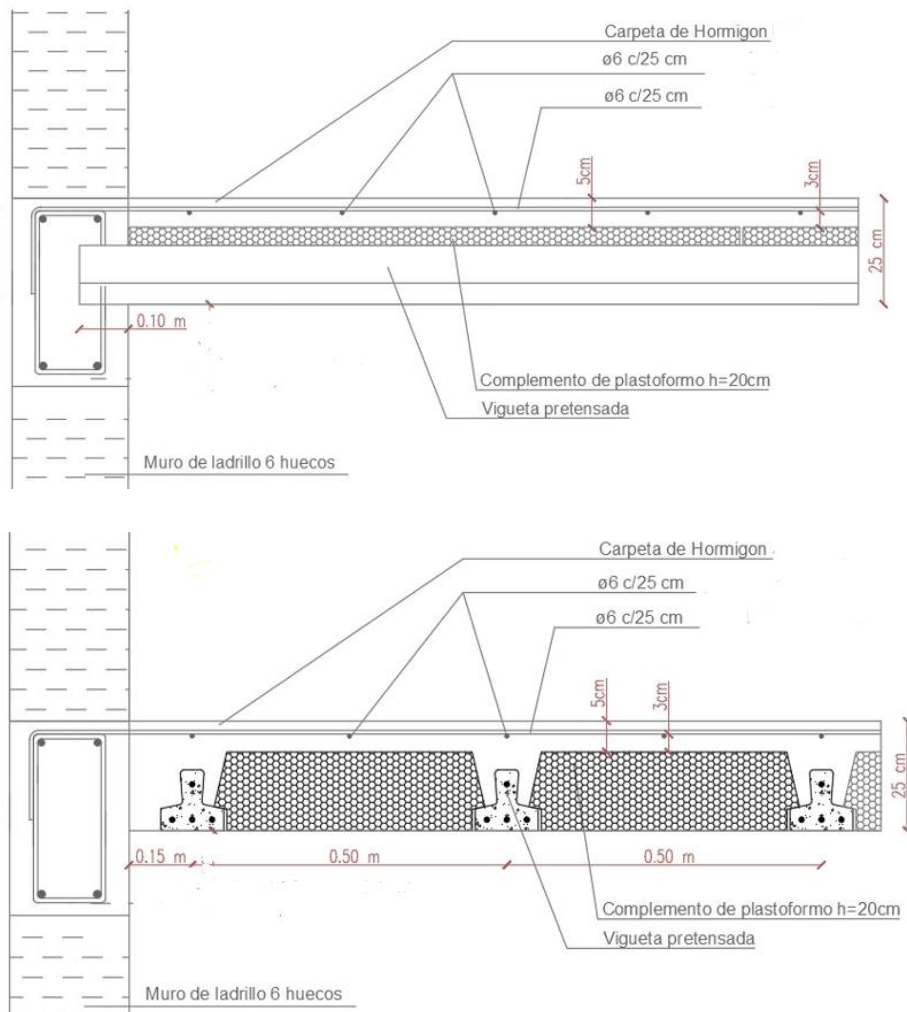
$$\frac{5.4\text{m}}{24} = 0.225 \text{ m}$$

Constructivamente **H = 0.25 m = 25 cm.**

Entonces se asumirá una altura de complemento de:

$$h_1 = 20 \text{ cm.}$$

Figura 3.25. Detallamiento de armado de losa aligerada.



Fuente: Elaboración propia.

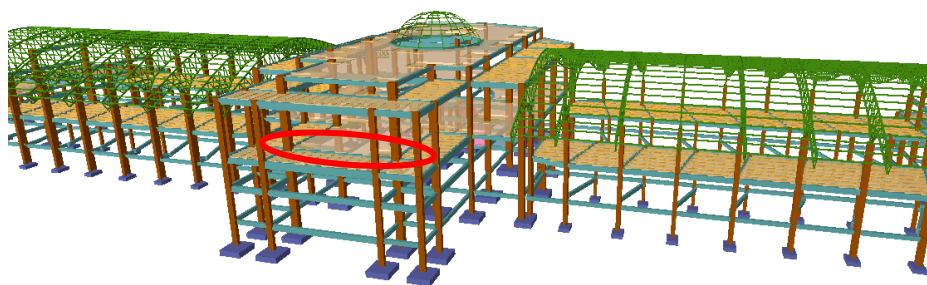
3.6.4. Diseño de la Viga

A continuación, se realiza la verificación de la viga más solicitada (Sección Crítica). Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos de la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño).

3.6.4.1. Verificación de estados límites últimos

Para realizar el cálculo de la armadura en las vigas, se escoge la viga con mayores tensiones, comprendida en el pórtico 2 y entre las columnas 86 y 87, la viga tiene una sección de 20 x 50 cm. Y se ubica en el nivel +4.55 m (planta alta).

Figura 3.26. Viga a ser diseñada.



Fuente: Cypecad 2018.

3.6.4.1.1. Verificación de la armadura longitudinal negativa para la viga entre C-86 y C-87 (Lado izquierdo apoyado en la columna C-86)

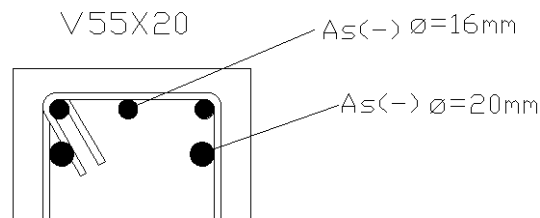
Datos:

Momento Máximo negativo Mayorado	$M_d = 170.16 \text{ KN} \times \text{m}$
Canto de la Viga	$h = 550 \text{ mm}$
Base de la Viga	$b_w = 200 \text{ mm}$
Recubrimiento superior e inferior de la armadura	$r = 25 \text{ mm}$
Resistencia del Hormigón	$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$
Resistencia del Acero	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$

Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = 14 \text{ Mpa}$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 434.783 \text{ Mpa}$
Cuantía mínima	$w_{min} = 0.0028$
Coeficiente de minoración para el hormigón	$\gamma_c = 1.5$
Coeficiente de minoración para el acero	$\gamma_s = 1.15$
Coeficiente de mayoración de cargas	$\gamma_f = 1.6$

Canto Útil de la Sección:

Centro de gravedad de las barras



$$\frac{2 \times 3.142 \text{ cm}^2 \times 3.8 \text{ cm}}{3 \times 2.011 \text{ cm}^2 + 2 \times 3.142 \text{ cm}^2} = 1.94 \text{ cm} = 19.4 \text{ mm}$$

$$d = 550 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 16 \text{ mm} / 2 - 19.4 \text{ mm} = 489.6 \text{ mm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

Remplazando valores en ecuación (16):

$$\mu_d = 0.253$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 500 \text{ Mpa}$

Como:

$$\mu_d < \mu_{lim} \text{ no se necesita armadura a compresión}$$

$$0.253 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”

Con: $\mu_d = 0.253$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.312$

Determinación de la armadura A_s , reemplazando valores en ecuación (10):

$$A_s = 983.7 \text{ mm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima: A_{smin}

El código CBH-87 recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

$$\omega_{min} = 0.0028 \quad (\text{CBH 87, pág. 67})$$

Reemplazando valores en ecuación (12):

$$A_{smin} = 274.176 \text{ mm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 983.7 \text{ mm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará los siguientes diámetros: $\Phi = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi16} = 2.011 \text{ cm}^2$, y $\Phi = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi20} = 3.142 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = 3\Phi16 + 2\Phi20 (\text{en } 2^{\text{da}} \text{ capa})$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{sreal} = 1231.7 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: $3\Phi16 \text{ mm} + 2\Phi20 \text{ mm}$ (en 2^{da} capa)

3.6.4.1.2. Verificación de la armadura longitudinal negativa para la viga entre C-86 y C-87 (Lado derecho apoyado en la columna C-87)

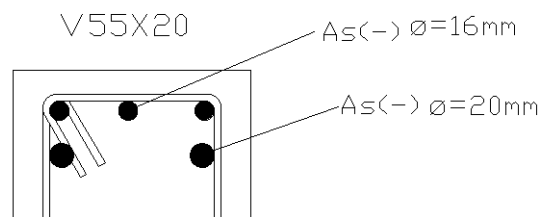
Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 182.86 \text{ KN x m}$

Canto de la Viga $h = 550 \text{ mm}$

Base de la Viga $b_w = 20 \text{ cm}$

Canto Útil de la Sección:



$$\frac{2 \times 3.142 \text{ cm}^2 \times 3.8 \text{ cm}}{3 \times 2.011 \text{ cm}^2 + 2 \times 3.142 \text{ cm}^2} = 1.94 \text{ cm} = 19.4 \text{ mm}$$

$$d = 550 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 16 \text{ mm} / 2 - 19.4 \text{ mm} = 489.6 \text{ mm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

Remplazando valores en ecuación (16):

$$\mu_d = 0.27$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

Como:

$$\mu_d < \mu_{lim} \text{ no se necesita armadura a compresión}$$

$$0.27 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0.27$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.34$

Determinación de la armadura A_s , reemplazando valores en ecuación (10):

$$A_s = 1072.27 \text{ mm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: $A_{s\min}$

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

$$\omega_{\min} = 0.0028 \quad (\text{CBH 87, pág. 67})$$

Reemplazando valores en ecuación (12):

$$A_{s\min} = 274.76 \text{ mm}^2$$

Como: $A_s > A_{s\min}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 1072.27 \text{ mm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará los siguientes diámetros: $\Phi = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi16} = 2.011 \text{ cm}^2$, y $\Phi = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi20} = 3.142 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = 3\Phi16 + 2\Phi20 (\text{en } 2^{\text{da}} \text{ capa})$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s\text{real}} = 1231.7 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: $3\Phi16 \text{ mm} + 2\Phi20 \text{ mm}$ (en 2^{da} capa)

3.6.4.1.3. Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga entre C-86 y C-87

Datos:

Momento Máximo positivo Mayorado	$M_d = 116.00 \text{ KN} \times \text{m}$
Canto de la Viga	$h = 550 \text{ mm}$
Base de la Viga	$b_w = 200 \text{ mm}$
Canto Útil de la Sección	$d = 550\text{mm} - 25\text{mm} - 8 \text{ mm} - 16\text{mm}/2 = 509 \text{ mm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

Remplazando valores en ecuación (16):

$$\mu_d = 0.16$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.16 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0.16$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.1795$

Determinación de la armadura A_s , remplazando valores en ecuación (10):

$$A_s = 588.4 \text{ mm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

$$\omega_{min} = 0.0028 \quad (\text{CBH 87, pág. 67})$$

Remplazando valores en ecuación (12):

$$A_{smin} = 285.04 \text{ mm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 588.4 \text{ mm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \Phi 16} = 2.011 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 3\Phi 16\text{mm}$$

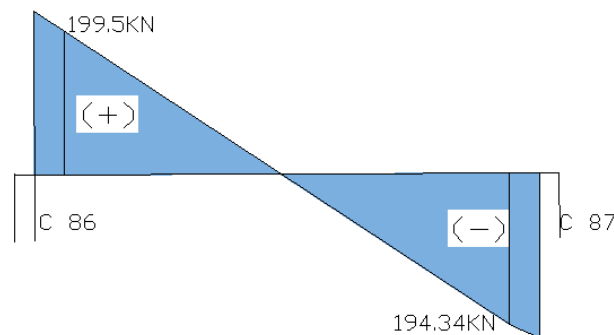
Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 603.3 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: 3 $\Phi 16\text{mm}$

3.6.4.1.4. Verificación de la armadura transversal

Figura 3.27. Diagrama de cortantes en la viga



Fuente: Elaboración propia

Sección apoyada sobre la C-86 lado derecho de la viga

El cortante de diseño es $V_d = 199.5 \text{ KN}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

$$V_d = 199.5 \text{ KN}$$

La determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

Remplazando valores en ecuación (20):

$$f_{vd} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0.592 \text{ N/mm}^2$$

Entonces, la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

Remplazando valores en ecuación (19):

$$V_{cu} = 60265.6 \text{ N}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu}$$

$$199500 \text{ N} < 60265.6 \text{ N}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

Remplazando valores en ecuación (25):

$$V_{ou} = 411264 \text{ N} \quad (\text{CBH 87, pág. 70})$$

El cortante que debe resistir el acero:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 139234.4 \text{ N}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow$ cumple!!!

$f_{yd} \leq 420 \text{ N/mm}^2$ Resistencia límite del acero ante esfuerzos de corte.

Armadura transversal, remplazando valores en ecuación (57):

$$A_s = 723.7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st1} = 361.2 \text{ mm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 8 \text{ mm}$ Área de la barra 8 mm $A = 0.503 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^\circ \text{barras} = \frac{361.2 \text{ mm}^2}{50.3 \text{ mm}^2} = 7.18 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1000\text{mm}}{7.18} = 139 \text{ mm}$$

Se utilizará estribos: Φ 8mm c/12.5 cm

Sección apoyada sobre la C-87 lado derecho de la viga

El cortante de diseño es $V_d = 194.34 \text{ KN}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo debido a que a partir a esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

$$V_d = 194.34 \text{ KN}$$

Determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

Remplazando valores en ecuación (20):

$$f_{vd} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0.592 \text{ N/mm}^2$$

Entonces la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

Remplazando valores en ecuación (19):

$$V_{cu} = 60265.6 \text{ N}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu}$$

$$194340 \text{ N} < 60265.6 \text{ N}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

Remplazando valores en ecuación (25):

$$V_{ou} = 427560 \text{ N} \quad (\text{CBH 87, pág. 70})$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 134074.4 \text{ N}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow$ cumple!!!

$f_{yd} \leq 420 \text{ N/mm}^2$ Resistencia límite del acero ante esfuerzos de corte

Armadura transversal, remplazando valores en ecuación (57):

$$A_s = 696.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (\text{CBH 87, pág 71})$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st1} = 348.4 \text{ mm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 8 \text{ mm}$ Área de la barra 8 mm $A = 0.503 \text{ cm}^2$

Número de barras:

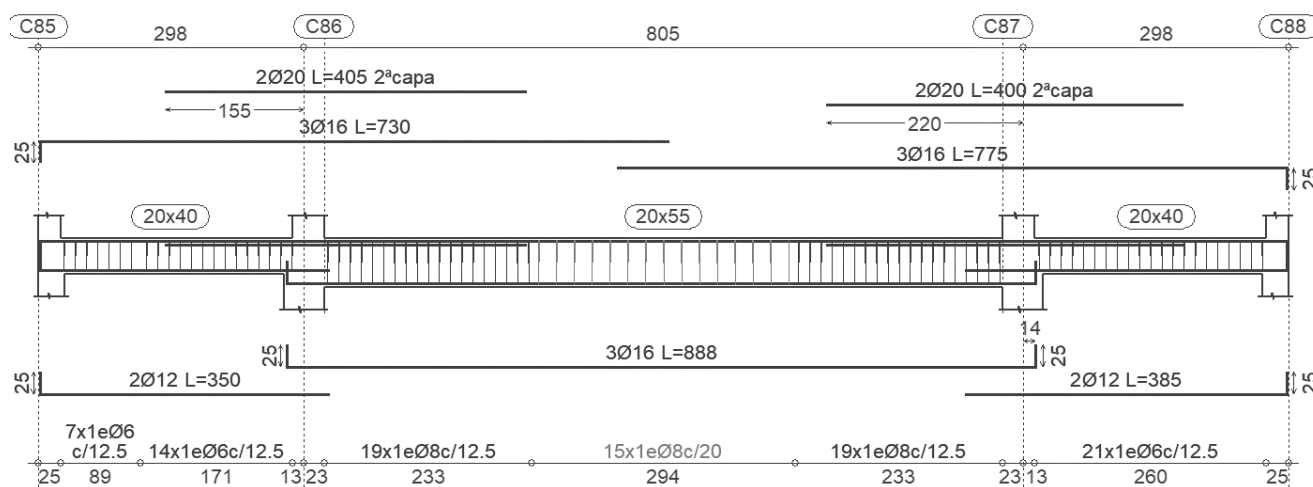
$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{348.4 \text{ mm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 6.93 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1000 \text{ mm}}{6.93} = 144 \text{ mm}$$

Se utilizará estribos: $\Phi 8 \text{ mm c}/12.5 \text{ cm}$

Figura 3.28. Armado de la Viga



Fuente: CYPECAD 2018

Verificación de la flecha máxima

Según el programa, se tiene una flecha máxima de:

$$f_{max} = 9.1 \text{ mm}$$

Pero según recomendación de la norma CBH-87 en el punto 9.9.10.4.3, la flecha máxima no debe de exceder el valor de la siguiente expresión:

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \quad (\text{CBH 87, pág. 196}) \quad (68)$$

$$f_{adm} = \frac{7480 \text{ mm}}{500} = 14.96 \text{ mm}$$

Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible; por lo tanto, está correcto.

Comprobación manual de la flecha en la viga

Recubrimiento mecánico:

$$r_m = r + \phi t + \frac{\phi l}{2} \quad (69)$$

$$r_m = 25\text{mm} + 8 + \frac{16\text{mm}}{2} = 41 \text{ mm}$$

Datos Geométricos la viga:

Base de la viga = 200 mm

Canto de la viga = 550 mm

Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$

Límite elástico característico del acero: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

3.6.4.1.5. Deflexión máxima según norma:

En la norma CBH-87 en su página 196 dice:

En caso de vigas o forjados que hayan de soportar muros o tabiques; si los muros o tabiques han sido constituidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es de $L/500$.

El valor máximo admisible de la flecha vertical de forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de $L/300$.

Para la determinación de esta flecha, se considerará solamente la flecha instantánea producida por la actuación simultánea de la carga permanente y la sobrecarga de uso ambas con sus valores característicos.

3.6.4.1.6. Cálculo de flechas.

Centro de gravedad de la sección sin fisurar:

$$y_{cg} = \frac{h}{2} = 275\text{mm}$$

Momento de inercia sin fisurar:

$$I_g = \frac{200 \times 550^3}{12} = 3,050,208,333\text{mm}^4$$

$$I_g = 3,050,208,333\text{mm}^4$$

Momento flector máximo con cargas en servicio:

$$M_a = 83300 \text{ N} \times \text{m}$$

Momento de fisuración del hormigón, ecuación (60):

$$M_{cr} = 82292 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$M_{cr} = 8229.2 \text{ N} \times \text{m}$$

$$M_{cr} < M \text{ la sección está fisurada}$$

Relación modular, ecuación (61):

$$n = \frac{210,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{33,300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

$$n = 6.31$$

Profundidad del eje neutro de la sección fisurada homogeneizada:

$$A_s = 3\varnothing 16 \text{ mm} + 1\varnothing 12 \text{ mm} = 7.164 \text{ cm}^2 = 716.4 \text{ mm}^2 \quad \text{área de acero longitudinal en la viga}$$

Remplazando valores en ecuación (62):

$$\frac{200}{2}(x)^2 + 6.31 \times 716.4 \times x - 6.31 \times 716.4 \times 509 = 0$$

$$x_1 = 130.76\text{mm}$$

$$x_2 = -175.96\text{mm}$$

Momento de inercia de la sección fisurada homogeneizada:

$$Z = d - x/2$$

$$Z = 509 - 130.76/2 = 443.62\text{mm}$$

Remplazando valores en ecuación (63):

$$I_{cr} = 607629265 \text{ mm}^4$$

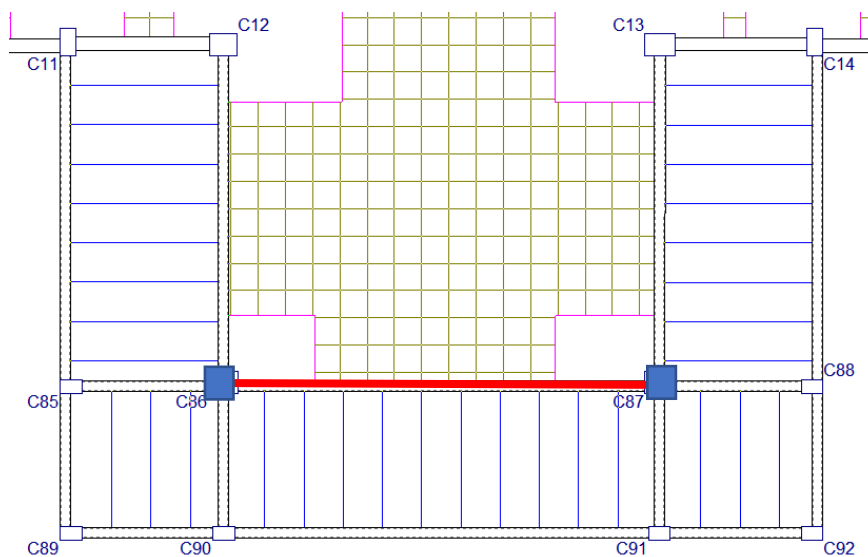
Momento de inercia efectivo, ecuación (64):

$$I_e = 609984241 \text{ mm}^4$$

Deflexión de la viga:

Como la viga tiene continuidad en uno de sus extremos, se la considera como elemento empotrado-empotrado.

Figura 3.29. Continuidad de la viga.



Fuente: CYPECAD 2018

Determinación de carga distribuida absorbido por la viga:

Remplazando valores en ecuación (67):

$$q_y = 11.48 \frac{N}{mm}$$

Remplazando valores en ecuación (65):

$$\delta = 5.56 \text{ mm}$$

Flecha admisible:

Como se trata de una losa de cubierta, tendrá muros sobre ella, por lo tanto, la flecha admisible es:

Remplazando valores en ecuación (68):

$$\Delta_{adm} = \frac{7840mm}{500} = 15.68 \text{ mm}$$

Deflexión máxima real de la viga: 5.56 mm

$$\delta = 5.56 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 15.68 \text{ mm}$$

Comentarios de los resultados

La verificación del diseño de la viga en estados límites últimos refleja una gran similitud en cuanto al cálculo realizado y la armadura que el programa CYPECAD proporciona, tanto en las armaduras longitudinales positivos y negativos, y armadura transversal a corte.

Tabla 3.7. Resultados del Armado de la Viga

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (mm ² /m)	Φ Adoptado	As (mm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	630.7	3 Φ 16mm + 1 Φ 10mm	681.8	3 Φ 16mm + 1 Φ 10mm	8.1
Negativa (lado izquierdo)	938.7	3 Φ 16mm + 2 Φ 20mm (2da capa)	1023	3 Φ 16mm + 2 Φ 20mm (2da capa)	8.9
Negativa (lado derecho)	1078.3	3 Φ 16mm + 2 Φ 20mm (2da capa)	1047	3 Φ 16mm + 2 Φ 20mm (2da capa)	2.3
Transversal izquierdo	723.7	Φ 8mm c/12.5cm	773	Φ 8mm c/12.5cm	6.4
Transversal derecho	696.8	Φ 8mm c/12.5cm	773	Φ 8mm c/12.5cm	10.9

Fuente: Elaboración propia

3.6.5. Diseño de la Columna.

A continuación, se realiza la verificación de una de las columnas más solicitadas. Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones. La columna C-12, presenta los siguientes datos:

Datos C-12:

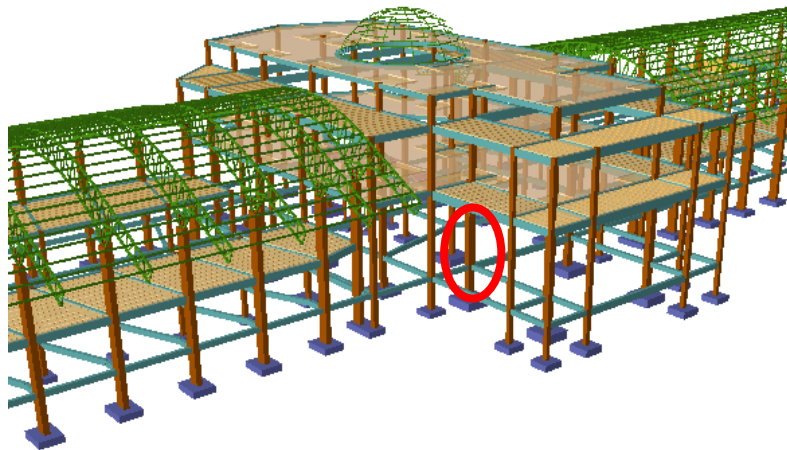
Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
Recubrimiento	$r = 25 \text{ mm}$
Dimensiones	$b = 450 \text{ mm}; h = 350 \text{ mm}$
Longitud	$L = 4400 \text{ mm}$
Axil de cálculo	$N_d = 990.8 \text{ kN}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 111400 \text{ kN}\times\text{mm}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 105000 \text{ kN}\times\text{mm}$

Resistencias Minoradas de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21\text{Mpa}}{1.5} = 14\text{Mpa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500\text{Mpa}}{1.15} = 434.783\text{Mpa}$$

Figura 3.30. Vista de la columna a ser diseñada.

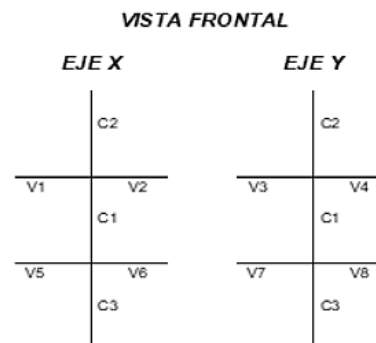


Fuente: CYPECAD 2018

3.6.5.1. Coeficiente de pandeo, longitud de pandeo y esbeltez: (CBH 87,pág 84)

$$\psi_A = \frac{\sum(EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum(EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum(EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum(EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$



Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna en estudio:

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
Columna 1 (C1)	440	45	35	160781.25	265781.25
Columna 2 (C2)	395	35	25	45572.92	89322.92
Columna 3 (C3)	200	45	35	160781.25	265781.25
Viga 1 (V1)	252	20	40	106666.67	-
Viga 2 (V2)	773	20	50	208333.33	-
Viga 3 (V3)	592	20	45	151875.00	-
Viga 4 (V4)	-	-	-	-	-
Viga 5 (V5)	245	20	30	45000.00	-
Viga 6 (V6)	765	20	40	106666.67	-
Viga 7 (V7)	584	20	30	45000.00	-
Viga 8 (V8)	-	-	-	-	-

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV2}}{L_{V2}}} \quad (70)$$

$$\psi_{AX} = 1.2$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}}} \quad (71)$$

$$\psi_{AY} = 1.87$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}}} \quad (72)$$

$$\psi_{BX} = 5.98$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{xV8}}{L_{xV8}}} \quad (73)$$

$$\psi_{BY} = 15.18$$

Traslacionalidad o Intraslacionalidad de la estructura

Según el libro Proyecto y Cálculo de Estructuras Tomo II de J. Calavera en su capítulo 45.2.1. indica que en el caso de una estructura de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta, no supere $\frac{1}{750}$ de la altura total, se considera un pórtico intraslacional. Entonces:

Desplazamiento máximo en “y” de la columna de la última planta = 2.9 mm

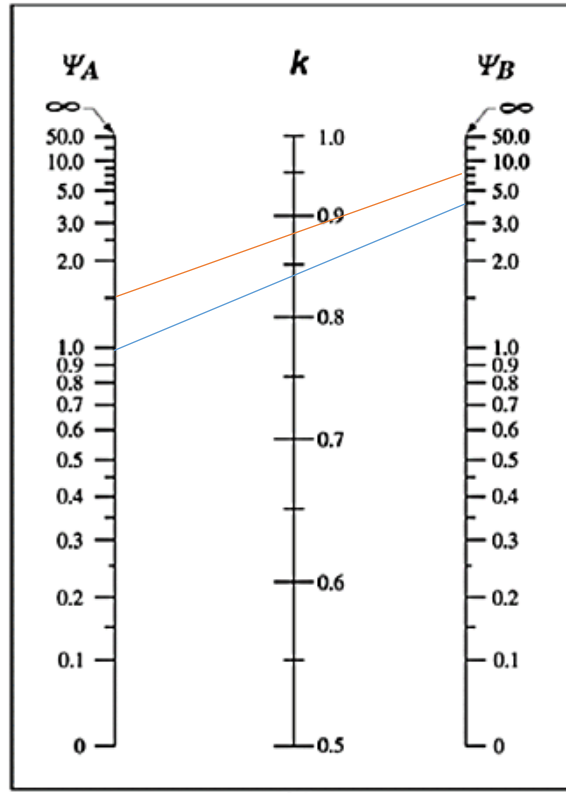
Altura Total = 9.5 m. = 9500 mm.

$$\frac{1}{750} \times 9500 \text{ mm} > 2.9 \text{ mm}$$

$$12.7 \text{ mm} > 2.9 \text{ mm}$$

Se considera pórtico **Intraslacional**

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, correspondiente a estructuras intraslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α .



$$\alpha_x = 0.85$$

$$\alpha_y = 0.9$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_{ox} = \alpha_x \times L \quad (74)$$

$$l_{ox} = 3740 \text{ mm}$$

$$l_{oy} = \alpha_y \times L \quad (75)$$

$$l_{oy} = 3960 \text{ mm}$$

Valores límites de la esbeltez: (CBH 87,pag.82)

$\lambda < 35$ pieza considerada corta

$35 \leq \lambda \leq 100$ puede calcularse excentricidad adicional

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} \quad (76)$$

$$\lambda_x = \frac{396cm}{\sqrt{\frac{265781cm^4}{1575cm^2}}} = 30.45$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y} \quad (77)$$

$$\lambda_y = \frac{374cm}{\sqrt{\frac{160781cm^4}{1575cm^2}}} = 37.02$$

Como la esbeltez se encuentra entre el intervalo $\lambda > 35$, es una columna larga; por lo tanto, hay pandeo en el sentido Y.

3.6.5.2. Cálculo de las excentricidades

Excentricidad de primer orden (CBH 87, pág 85)

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} \quad (78)$$

$$e_{ox} = 112.4 \text{ mm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad (79)$$

$$e_{oy} = 106.0 \text{ mm}$$

Excentricidad Accidental (CBH 87, pág 85)

$$e_o \geq e_a = \frac{h \text{ ó } b}{20} \geq 20mm. \quad (80)$$

$$e_{ax} = \frac{h}{20} \quad (81)$$

$$e_{ax} = \frac{450mm}{20} = 22.5mm$$

$$e_a = 22.5mm.$$

$$e_{ay} = \frac{h}{20} \quad (82)$$

$$e_{ax} = \frac{350\text{mm}}{20} = 17.5\text{mm}$$

$$\mathbf{e_a = 20mm.}$$

Excentricidad ficticia (CBH 87, pág 88)

$$e_{fic\ y} = \left[0.85 + \frac{f_{yd}}{1,200} \right] \times \left[\frac{by + 20 \times e_{oy}}{by + 10 \times e_{oy}} \right] \times \frac{loy^2 \times 10^{-4}}{by} \quad (83)$$

$$e_{fic\ y} = 9.52\text{mm}$$

Excentricidad total (CBH 87, pág 88)

$$e_{(xy)m\acute{a}x} = e_o + e_{fic} + e_a \quad (84)$$

$$e_{fx} = 112.4 + 0 + 22.5 = 134.9\text{mm} \quad ; \quad e_{fy} = 106 + 9.52 + 20 = 135.5\text{mm}$$

3.6.5.3. Cálculo de la armadura

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} \times A_c \quad (85)$$

$$U_c = f_{cd} \times b \times h \quad (86)$$

$$\mathbf{U_c = 2205000\ N}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad (87)$$

$$v = 0.45$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot h} \quad (88)$$

$$\mu_x = 0.173$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot b} \quad (89)$$

$$\mu_y = 0.135$$

Con estos valores se ingresa al ábaco en roseta para flexión esviada de secciones rectangulares en el sector correspondiente al valor de ν de que se trate; con los valores μ_1 y μ_2 , se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_x > \mu_y$ se entra en el ábaco con $\mu_1 = 0.173$ y $\mu_2 = 0.135$ resultando las siguientes cuantías mecánicas:

$$\nu = 0.45 \quad \omega = 0.43$$

3.6.5.3.1. Armadura longitudinal.

La armadura longitudinal necesaria será, remplazando datos en la ecuación (10):

$$A_s = 2257.5 \text{ mm}^2$$

Se calcula la armadura mínima con la cuantía mínima que se obtiene de la Norma CBH-87 (Tabla 8.1.7.3)

$$w_{min} = 0.0050 \quad \text{cuantía geométrica mínima para columnas}$$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot h \quad (90)$$

$$A_{smin} = 787.5 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 16 mm (esquinas) + 8 Φ 16 (lateral)

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 2413.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Elección} = 4 \Phi 16\text{mm} + 8 \Phi 16\text{mm}$$

$$\text{CYPECAD} = 4 \Phi 16\text{mm} + 8 \Phi 16\text{mm}$$

3.6.5.3.2. Armadura transversal (estribos)

La separación que tendrá la armadura transversal será: (CBH 87, pág. 64)

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 35 \text{ mm} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 20$ cm

El diámetro del estribo será: (CBH 87, pág. 65)

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 16 = 4 \text{ mm} \\ \rightarrow \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Se utilizará: Φ 6mm c/20 cm

Comentarios y evaluaciones de los resultados:

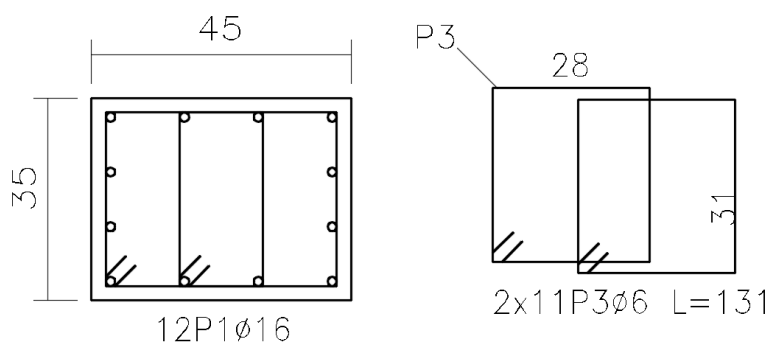
Para la verificación de la columna, los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD. De acuerdo a los resultados, se nota que el armado que realiza el software y el que se adopta de forma manual son iguales, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.8. Resultados de la columna C-12

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (mm ² /m)	Φ Adoptado	As (mm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal	2257.5	12 Φ 16mm	2413.2	12 Φ 16mm	6.4
Transversal	283	Φ 6mm c/20 cm	283	Φ 6mm c/20cm	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.41. Armado de la Columna C-12

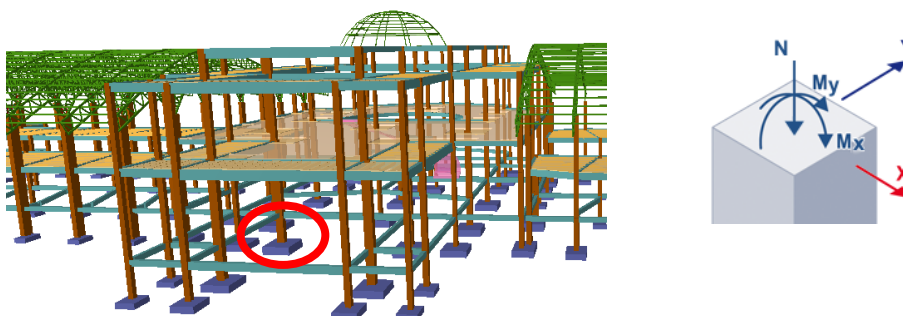


Fuente: CYPECAD 2018

3.6.6. Zapata Aislada.

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C12, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación. Los datos de esfuerzos se obtuvieron del programa CYPECAD.

Figura 3.32. Representación gráfica de la zapata aislada C12



Fuente: CYPECAD 2018

Datos:

$N_d = 1259.6 \text{ kN}$ Carga Axial

$M_{dx} = 10.2 \text{ KN x m}$ Momento en dirección X

$M_{dy} = 9.3 \text{ KN x m}$ Momento en dirección Y

$Q_x = 10420 \text{ N}$ cortante en dirección X

$Q_y = 13000 \text{ N}$ cortante en dirección Y

$f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$ Resistencia característica del H°

$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ Resistencia característica del acero

$a_o = 450 \text{ mm}$ Dimensión de la base de la columna en X

$b_o = 350 \text{ mm}$ Dimensión de la base de la columna en Y

$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ Peso específico del H° A°

$r = 50 \text{ mm}$ Recubrimiento inferior de armadura

$\mu_{lim} = 0.319$ Momento reducido mínimo para acero AH 500Mpa

$w_{s \min} = 0.0015$ Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500 Mpa

$$\sigma_{adm} = 0.294 \text{ N/mm}^2 \text{ (3 kg/cm}^2\text{) Capacidad portante del suelo de fundación}$$

Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ N/mm}^2$$

3.6.6.1. Cálculo del área necesaria:

$$\sigma = \frac{N + PP}{A} \leq \sigma_{adm} \quad (91)$$

despejando A:

$$A = \frac{N + PP}{\sigma_{adm}} \quad (92)$$

$$A = \frac{1.05 \times \frac{1259600 \text{ N}}{1.6}}{0.294 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 2811607.1 \text{ mm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{4498571.4 \text{ mm}^2} \text{ entonces } a = b = 1677 \text{ mm} = 1.68 \text{ m}$$

Se debe alterar "a" y "b" hasta encontrar la alternativa más conveniente, siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = 1700 \text{ mm} \quad b = 1700 \text{ mm}$$

Resistencia a cortante del hormigón, remplazando en ecuación (20):

$$f_{vd} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0.58 \text{ N/mm}^2$$

Adoptando $h = 500 \text{ mm}$

Con un recubrimiento de 50 mm el canto útil de la zapata será:

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \quad (93)$$

$$d = 442 \text{ mm}$$

Zapata flexible ($v > 2h$, en una o ambas direcciones)

Zapata rígida ($v < 2h$, en ambas direcciones)

$$\text{Vuelo } v = 680 \text{ mm y } 2h = 1000 \text{ mm}$$

Por tanto, se la clasifica como zapata rígida.

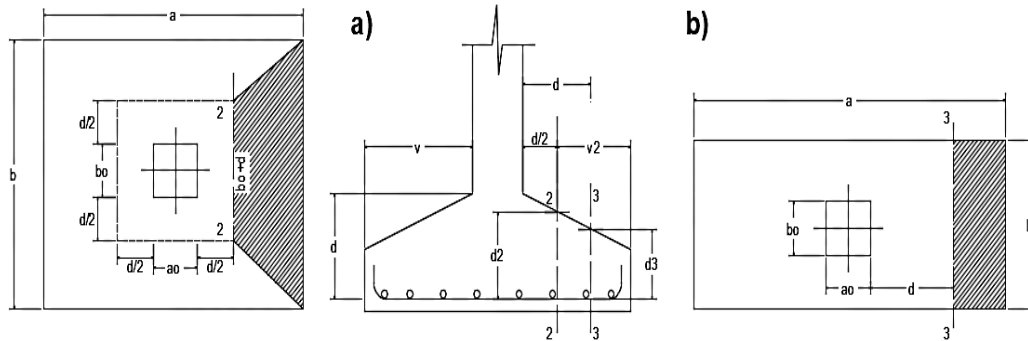
3.6.6.2. Comprobación a Esfuerzo Cortante (CBH 87, pág. 169)

$$\frac{\gamma_f \times N}{a \times b} \times \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \times f_{vd} \quad (95)$$

$$101.55 \text{ N/mm} \leq 256.36 \text{ N/mm}$$

3.6.6.3. Comprobación por Punzonamiento en la sección Ac (CBH 87, pág. 174)

Figura 3.33. Área de corte por punzonamiento y corte por flexión.



Fuente: Hormigón armado, Jiménez Montoya, 15º edición.

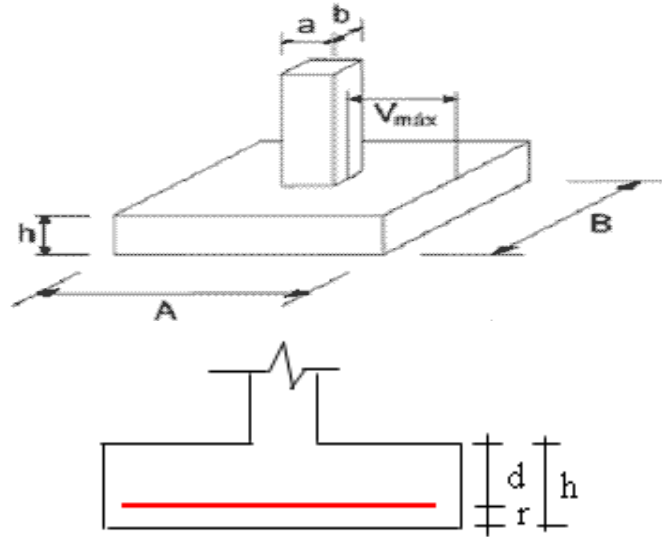
$$A_c = 2 \times (a_o + d + b_o + d) \times d_2 \quad (96)$$

$$A_c = 1478400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\gamma_f \times N}{a \times b} \times [a \times b - (a_o + d) \times (b_o + d)] \leq A_c \times 2 \times f_{vd} \quad (97)$$

$$953155.5 \text{ N} \leq 1714944 \text{ N}$$

Figura 3.34. Representación de los términos usados en el cálculo.

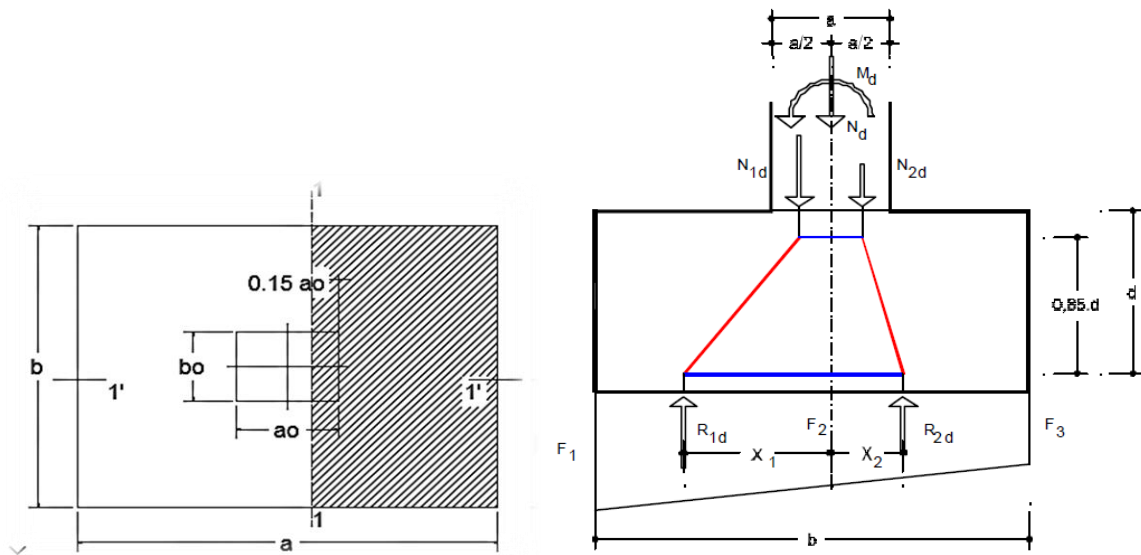


Fuente: Hormigón armado, Jiménez Montoya, 15º edición.

3.6.6.4. Determinación de la armadura (CBH 87, pág. 162)

Momentos en las secciones 1-1 y 1' y 1'

Figura 3.35. Sección de análisis para flexión en la zapata.



Fuente: Hormigón armado, Jiménez Montoya, 15º edición.

Cálculo del tirante Td:

$$X1 = \frac{\frac{Nd}{2} + \frac{4Md}{2}}{\frac{Nd}{2} + \frac{3Nd}{2 \times b}} \times \frac{b}{4} \quad (98)$$

$$X1 = 435\text{mm}$$

$$R1d = \frac{Nd}{2} + \frac{3Md}{2 \times b} \quad (99)$$

$$R1d = 638800\text{N}$$

$$T_d = \frac{R1d}{0.85d} \times (X1 - 0.25a) \quad (100)$$

$$T_d = 590851.7 \text{ N}$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad (101)$$

$$A_s = 1358.9 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \omega_{\min} = 0.0015$$

Remplazando en ecuación (12):

$$A_{s\min} = 0.0015 \times 1700\text{mm} \times 442\text{mm} = 1127 \text{ mm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 1358.9 \text{ mm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\emptyset = 16\text{mm}$; $A_{\emptyset} = 201.1 \text{ mm}^2$

$$\text{N}^\circ \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 6.76 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

Determinación de distancia entre ejes de barras:

$$s = \frac{b - 2 \times \text{rec}}{\text{N}^\circ \text{B} - 1} \quad (102)$$

$$s = \frac{1700\text{mm} - 2 \times 50\text{mm}}{7 - 1}$$

$$s = 266.7\text{mm}$$

Se utilizará 7Ø16mm c/26.7cm

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = \text{Vol} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \quad (103)$$

$$P_p = 1.445 \text{ m}^3 \times 25\text{KN/m}^3 = 36.125\text{KN}$$

3.6.6.5. Verificación al deslizamiento (CBH-87, 9.8.1)

Para suelos no cohesivos.

$\varphi_d = 2\varphi/3$ Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno

$\varphi = 32^{\circ}$ Ángulo de rozamiento interno

$Q_x = 10420\text{N}$ Esfuerzo cortante

$Q_y = 13000\text{N}$ Esfuerzo cortante

$$\gamma = \frac{(N + P_p) \tan \varphi_d}{Q_x} > 1,5 \quad (104)$$

$$48.56 > 1,5$$

$$\gamma = \frac{(N + P_p) \tan \varphi_d}{Q_y} > 1,5 \quad (105)$$

$$38.92 > 1,5$$

3.6.6.6. Verificación al vuelco (CBH-87, 9.8.1)

$$\gamma_{vx} = \frac{(N + PP) \cdot \frac{a}{2}}{M_x + Q_y \cdot h} \geq 1,5 \quad (106)$$

$$54.4 \geq 1.5$$

$$\gamma_{vy} = \frac{(N + PP) \cdot \frac{b}{2}}{M_y + Q_x \cdot h} \geq 1,5 \quad (107)$$

$$63.5 \geq 1.5$$

Comentarios y conclusiones de los resultados

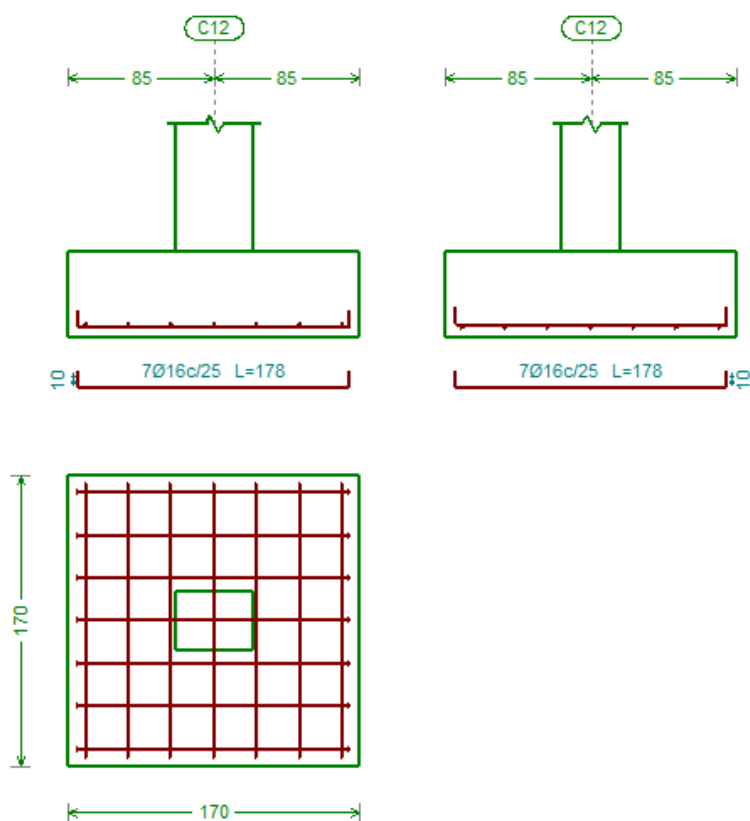
Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son bastante cercanos a los del programa CYPECAD, donde se adoptó barras de diámetro 16mm. A continuación, se presentan los resultados.

Tabla 3.9. Resultados de la zapata C-12

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (mm ²)	Φ Adoptado	As (mm ²)	Φ Adoptado	
Longitudinal	1358.9	7Φ 16mm c/25cm	1407.7	7Φ 16mm c/25cm	3.5
Transversal	1358.9	7Φ 16mm c/25cm	1407.7	7Φ 16mm c/25cm	3.5

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.36. Gráfica de los resultados obtenidos para la zapata aislada



Fuente: CYPECAD 2018.

3.7. Estrategia para la ejecución de la Obra

Los ítems a desarrollarse para la realización del proyecto son los siguientes:

3.7.1. Especificaciones Técnicas

En las especificaciones técnicas se define cómo ejecutar 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 9**).

Para cada uno de los ítems se desarrolla los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo
- Procedimiento para la ejecución
- Medición
- Forma de pago

3.7.2. Cálculos Métricos

En los cálculos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad en que se efectuará el cálculo, las dimensiones de la pieza, como: largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto (Véase **Anexo 10**).

3.7.3. Análisis de Precios Unitarios

Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el **Anexo 11**.

Las incidencias consideradas en los precios unitarios son:

- Cargas sociales 70.50%
- Impuestos I.V.A. 14.94%
- Herramientas menores 5%
- Gastos generales 10%
- Utilidad 10%
- Impuestos I.T. 3.09

3.7.4. Presupuesto general de la obra

Se obtuvo en función a los cálculos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Por lo que, el presupuesto de la obra es de 3,669,170.33Bs que corresponde a solo los ítems dispuestos (Véase **Anexo 12**).

3.7.5. Cronograma de Ejecución

El plan y cronograma de obras propuesto se lo efectuó utilizando el método de barras Gantt con la ayuda del programa: “Microsoft Project 2010”, donde se determinó una duración de 439 días hábiles, que corresponde a 518 días calendario necesarios para la conclusión de los ítems considerados en este proyecto, para más detalle (Véase **Anexo 13**).

CAPÍTULO IV

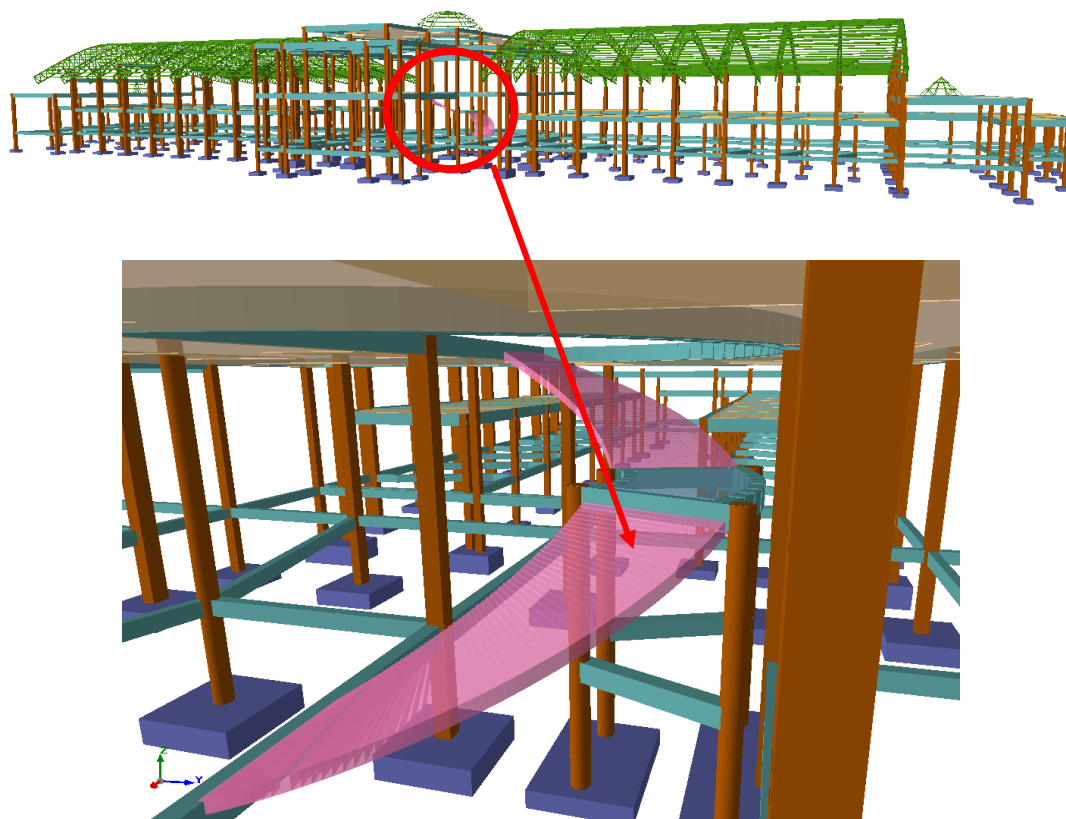
4. APOORTE ACADÉMICO

4.1. Diseño estructural de la escalera helicoidal del proyecto, y cálculo de esfuerzos internos mediante la Aplicación de Método Fuchssteiner – Darmstadt.

El aporte académico a lograr abarcará, el análisis y obtención de esfuerzos internos de la escalera helicoidal del proyecto, mediante el método de Fuchssteiner – Darmstadt, para su posterior comparación de resultados con el programa SAP 2000, para así poder validar el posterior diseño de armaduras que se realizará siguiendo los lineamientos de la norma CBH-87.

En la siguiente figura se puede apreciar la ubicación de la escalera helicoidal, esta se conforma por dos tramos curvos unidos mediante un descanso.

Figura 4.1. Escalera helicoidal del proyecto.



Fuente: CYPECAD 2018

4.1.1 Marco teórico

4.1.1.1. Escaleras helicoidales

Al considerar el cálculo, se complica de tal modo, que preferimos considerar la escalera helicoidal como formada por un elemento lineal (su eje helicoidal), en cuya línea imaginamos condensada la sección transversal con todas sus características geométricas y mecánicas.

El fundamentó del cálculo que vamos a desarrollar se basa en las hipótesis sentadas en el Betonkalender, consistente en la resolución del sistema hiperestático que plantean las ecuaciones de equilibrio de barras. Sobre la exactitud del sistema y valoración de los errores introducidos hay que considerar los siguientes puntos:

1.- En el cálculo de barras admitimos que las tensiones adoptan una cierta distribución lineal en la sección trasversal de la pieza. Para materiales que se comporten de acuerdo con la Ley de Hooke, esta hipótesis es realmente cierta, siempre que la sección transversal sea pequeña en comparación con la longitud de la pieza y con el radio de curvatura del eje de la barra. Si nosotros aceptamos las mismas hipótesis para el cálculo de escaleras helicoidales, el error cometido no es mayor que el producido al calcular vigas de gran canto, piezas curvas, o placas, cuyas soluciones son, normalmente, aceptadas por todos en edificación, en virtud de los coeficientes de seguridad habitualmente

empleados.

2.- El mismo razonamiento es válido para despreciar las deformaciones producidas por las tensiones normales y tangenciales, teniendo en cuenta, sin embargo, las deformaciones de torsión.

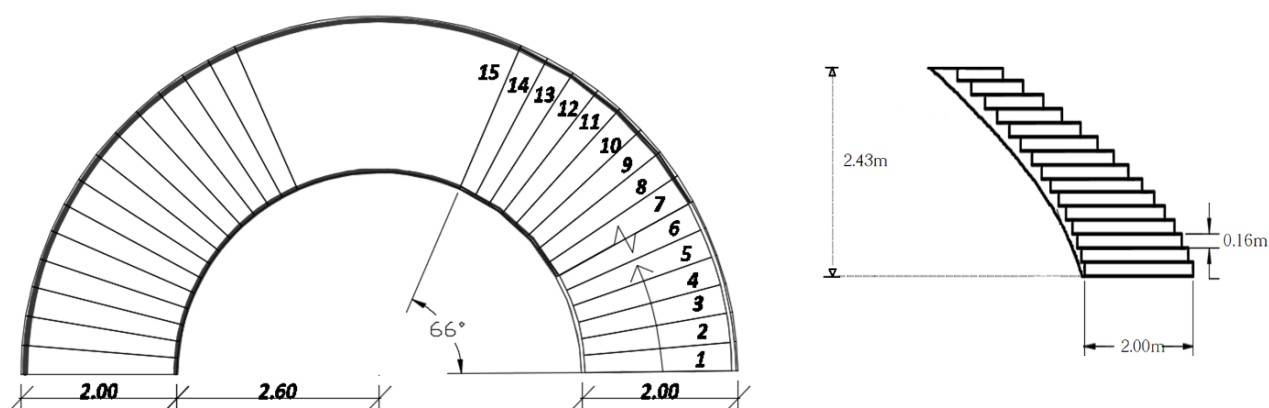
3.- Siendo frecuente hormigonar, simultáneamente, sobre la placa helicoidal los peldaños de la misma, el fuerte cambio de momento de inercia de las sucesivas secciones transversales, no es tenido en, cuenta en el cálculo, aceptando la sección mínima como sección uniforme de la pieza, en beneficio de la simplificación del sistema. Por lo tanto, consideramos, cualquiera que sea el caso, la placa helicoidal sin peldaños y como si estuviese constituida por un cuerpo isótropo de sección uniforme, sin consideraciones previas sobre la situación de las armaduras. El no considerar la anisotropía de la placa, nos lleva, evidentemente, a un resultado distinto del riguroso, pero el error producido es bastante incierto.

4.2. Diseño manual de la escalera helicoidal

4.2.1. Determinación de la geometría

Se desea calcular la escalera helicoidal y sometida a una carga uniforme, para la terminal de buses que tiene la siguiente configuración.

Figura 4.2. Dimensiones de la escalera helicoidal (Vista en planta y vista frontal).



Fuente: Elaboración propia.

$$\theta = 66^\circ$$

Desarrollo de la escalera.

$$\theta_o = \pm 33^\circ = 0.576 \text{ rad}$$

$\frac{1}{2}$ del desarrollo de la escalera

$$H_P = 2.43 \text{ m}$$

Altura de entre piso.

$$b = 2 \text{ m}$$

Ancho de la escalera

Diseño geométrico.

Adoptando un valor de contrahuella de:

$$C = 16.2 \text{ cm}$$

Cálculo de N° de peldaños.

$$N^\circ = \frac{H_P}{C} \quad (108)$$

$$N^\circ = 15$$

Usar N° de peldaños = 15

Cálculo de la huella.

Comprobaciones de seguridad:

Debe cumplir $H_{r_1+0.50} \geq 0.28 \text{ cm}$ y $H_{r_2} \leq 0.44 \text{ cm}$

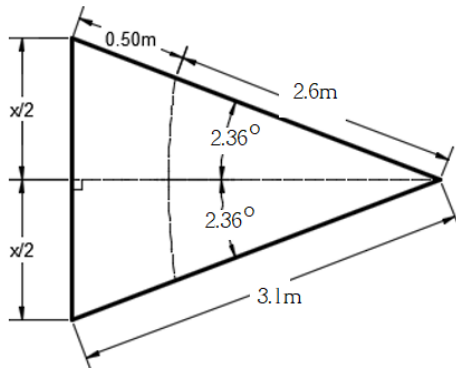
$$\text{sen } 2.36^\circ = \frac{x/2}{3.1} = \frac{x}{6.2}$$

$$x = \sin 2.36^\circ \times 6.2 \text{ m}$$

$$x = 0.26 \text{ m}$$

$$0.26 \text{ m} \geq 0.28 \text{ m} \quad \text{no cumple...!}$$

$$0.38 \text{ m} \leq 0.44 \text{ m} \quad \text{cumple...!}$$



Fórmula del paso medio (Ley de Blondel)

$$2C + H = 64 \text{ cm} \quad (109)$$

$$H = 31.6 \text{ cm}$$

Fórmula de la comodidad

$$H - C = 12 \text{ cm} \quad (110)$$

$$H = 28.2 \text{ cm}$$

Fórmula de la seguridad

$$C + H = 46 \text{ cm} \quad (111)$$

$$H = 29.8 \text{ cm}$$

Diámetro de la escalera.

Asumiendo:

Radio interno $r_1 = 2.6\text{m}$ $D_1 = 5.32\text{m}$

Radio medio $r = 3.6\text{m}$ $D = 7.32\text{m}$

Radio externo $r_2 = 4.6\text{m}$ $D_2 = 9.32\text{m}$

Cálculo de la pendiente o ángulo vertical.

$$\frac{66^\circ}{360^\circ} = \frac{\text{Rad}}{2\pi} \quad (\text{conversión a radianes})$$
$$\tan_{\alpha} = \frac{H_p - 1H}{r * \times \theta} \quad (112)$$
$$\tan_{\alpha} = \frac{2.43\text{m} - 0.162\text{m}}{3.6\text{m} \times \frac{66^\circ \times 2\pi}{360^\circ}}$$
$$\alpha = 28.67^\circ$$

Espesor de losa.

Se asumirá un espesor de la escalera.

$$t = 0.15\text{m}$$

4.2.2. Cargas que actúan en la escalera helicoidal

Materiales.

$$\gamma_{\text{HoA}^\circ} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{yeso}} = 1200 \text{ kg/m}^3 \quad e = 1.5\text{cm}$$

$$\gamma_{\text{carp. niv.}} = 2000 \text{ kg/m}^3 \quad e = 2\text{cm}$$

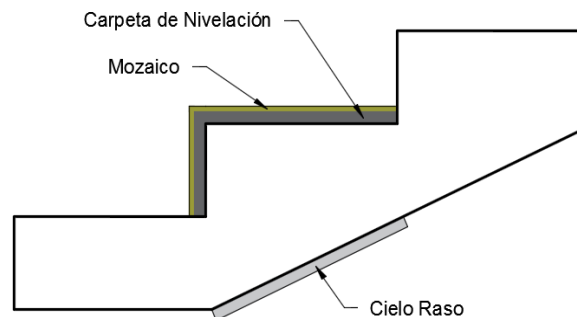
$$\gamma_{\text{ceramico}} = 2000 \text{ kg/m}^3 \quad e = 1\text{cm}$$

Carga muerta W_D .

Peso propio:

$$\alpha = 28,67^\circ$$

$$t = 0,15 \text{ m}$$

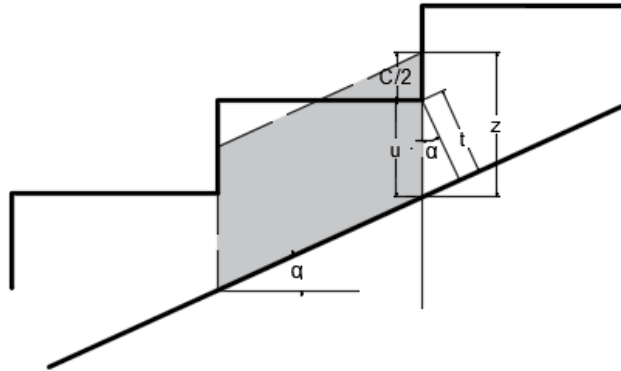


$$u = \frac{t}{\cos \alpha} = 0.171m$$

$$z = \frac{c}{2} + u \quad (113)$$

$$z = (0.081 + 0.171)$$

$$z = 0.252m$$



$$P_{\text{propio}} = 2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.252m \times 2m = 1260 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{ceramico}} = 2000 \frac{kg}{m^3} \times 2m \times 0.01m = 40 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{carp. de niv.}} = 2000 \frac{kg}{m^3} \times 2m \times 0.02m = 80 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{yeso.}} = 1200 \frac{kg}{m^3} \times 0.015m \times 2m = 36 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso total} = D = 1416 \text{ kg/m}$$

Carga viva W_L .

Se adoptará una sobrecarga de uso para escaleras en Edificios Públicos.

$$SU = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$SU = 400 \text{ kg/m}^2 \times 2m$$

$$L = SU = 800 \text{ kg/m}$$

Combinación de cargas W_u .

$$WU = 1.6D + 1.6L \quad (114)$$

$$Wu = 3545.6 \text{ kg/m}$$

4.2.3. Determinación de fuerzas internas en la escalera helicoidal aplicación de Método Fuchssteiner – Darmstadt. Datos.

“La metodología para la deducción de las fórmulas empleadas en el método de fuchssteiner-Darmstadt se encuentra en el **Anexo 5** de este documento”

Datos:

$\varnothing = 66^\circ$	Angulo de abertura de la escalera
$\varnothing_o = \pm 33^\circ = 0.576 \text{ rad}$	Angulo de abertura de la escalera/2
$H_P = 2.43 \text{ m}$	Altura que salva la escalera
$r_1 = 2.6 \text{ m}$	radio interno
$b = 2 \text{ m}$	Ancho de la escalera
$r = 3.66 \text{ m}$	radio medio de la escalera
$C = 0.162 \text{ m}$	Contrapaso
$r_2 = 4.6 \text{ m}$	Radio externo de la escalera
$t = h = 0.15 \text{ m}$	Espesor de la losa de la escalera
$n^\circ = 15$	Peldaños
$\alpha = 28.67^\circ$	Angulo de inclinación

Carga última.

Ya anteriormente calculado:

$$W_u = 3545.6 \text{ kg/m}$$

Cálculo de las simplificaciones.

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} \quad (115)$$

$$I_x = 0.0005625 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12} \quad (116)$$

$$I_y = 0.1 \text{ m}^4$$

Hallando a y c.

$$a = \frac{I_x}{I_y} \quad (117)$$

$$a = 0.005625$$

$$c = \left(1 - \frac{1}{2} \cos^2 \alpha\right) (1 - a) \quad (118)$$

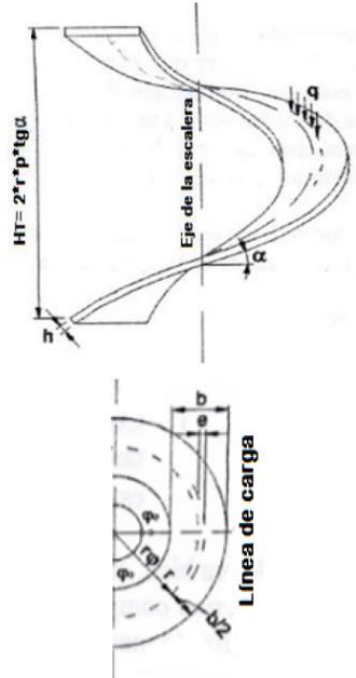
$$c = 0.612$$

Cálculo de la excentricidad y la relación e/r.

$$e = \frac{b^2}{12 \times r} \quad (119)$$

$$e = 0.091m$$

$$\frac{e}{r} = 0.0249$$



Cálculo de deformaciones (δ_{55} , δ_{56} , δ_{66})

$$\delta_{55} = \tan^2 \alpha \left(\frac{1}{3} (2 - c) \phi_0^3 - \frac{1}{2} (c x \phi_0^2 \sin 2\phi_0) - \frac{1}{4} (2 - 3c - 2a) (\sin 2\phi_0 - 2\phi_0 \cos 2\phi_0) \right) + \frac{1}{4} (2c - 1 + 3a) (2\phi_0 - \sin 2\phi_0) \quad (119)$$

$$\delta_{55} = 0.0079$$

$$\delta_{56} = -\frac{1}{4} \tan \alpha (2 x (1 - c - a) (2\phi_0 - \sin 2\phi_0) + c (\sin 2\phi_0 - 2\phi_0 \cos 2\phi_0)) \quad (120)$$

$$\delta_{56} = -0.062$$

$$\delta_{66} = (2 - c) \phi_0 + \frac{1}{2} x c x \sin 2\phi_0 \quad (121)$$

$$\delta_{66} = 1.077$$

Cálculo de deformaciones (δ_{05}, δ_{06})

$$\delta_{01} = 0, \delta_{02} = 0, \delta_{03} = 0, \delta_{04} = 0$$

$$\delta_{05} = 2qr^2 \tan \alpha \left(4 - 3c - a + \frac{e}{r} \right) (\sin \phi_0 - \phi_0 \cos \phi_0) - (1 - c)(\phi_0^2 \sin \phi_0) \quad (122)$$

$$\delta_{05} = 3238.5$$

$$\delta_{06} = 2qr^2 \left((1 - c)(\phi_0 \cos \phi_0) - \left(2 - c + \frac{e}{r} \right) (\sin \phi_0) \right) \quad (123)$$

$$\delta_{06} = -53539.4$$

Cálculo de las incógnitas hiperestáticas (x_5, x_6)

$$x_5 = \frac{-\delta_{66} x \delta_{05} + \delta_{56} x \delta_{06}}{\delta_{55} x \delta_{66} - \delta_{56}^2} \quad (124)$$

$$x_5 = -35569$$

$$x_6 = \frac{-\delta_{55} x \delta_{06} + \delta_{56} x \delta_{05}}{\delta_{55} x \delta_{66} - \delta_{56}^2} \quad (125)$$

$$x_6 = 47569.74$$

Cálculo de la función ($f_{(\phi)}$)

$$f_{(\phi)} = -q \times r \times (r + e) \quad (126)$$

$$f_{(\phi)} = -47132.84 \text{ kg/m}$$

Determinación de fuerzas y momentos en función de ϕ .

$$N = r \times q \times \phi \times \sin \alpha - \frac{x_5}{r} \times \cos \alpha \times \sin \phi \quad (127)$$

$$Q_x = r \times q \times \phi \times \cos \alpha + \frac{x_5}{r} \times \sin \alpha \times \sin \phi \quad (128)$$

$$Q_y = \frac{x_5}{r} \times \cos \phi \quad (129)$$

$$M_t = \cos \alpha (r^2 \times q \times \varphi - x_6 \sin \varphi) - x_5 \times \sin \alpha (\varphi \times \cos \varphi - \sin \varphi) \quad (130)$$

$$M_x = f(\varnothing) - x_5 \times \tan \alpha \times \varphi \times \sin \varphi + x_6 \times \cos \varphi \quad (131)$$

$$M_y = -\sin \alpha (r^2 \times q \times \varphi - x_5 \times \tan \alpha \times \varphi \times \cos \varphi - x_6 \times \sin \varphi) + x_5 \times \cos \alpha \times \sin \varphi \quad (132)$$

Determinación de los esfuerzos internos para diferentes ángulos.

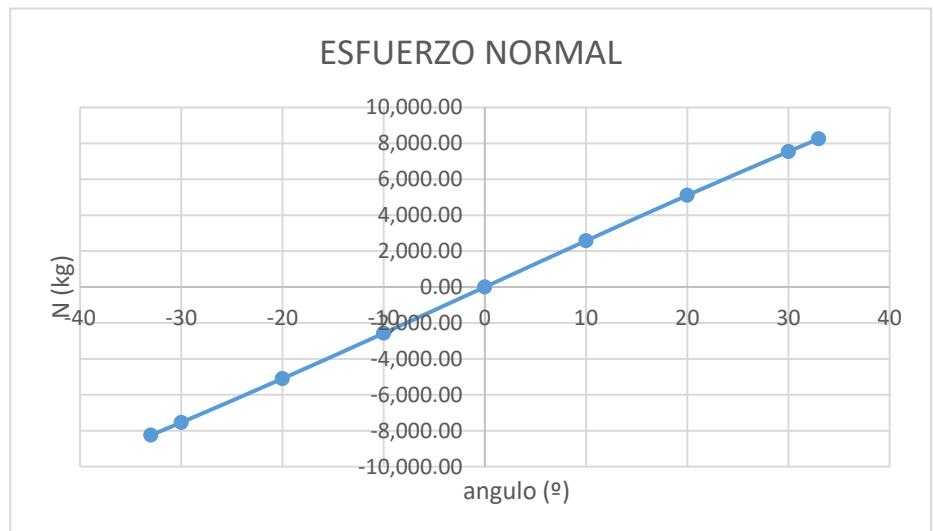
Tabla 4.1 Resumen de esfuerzos, cálculo manual

$\varphi (^{\circ})$	$\varphi (\text{rad})$	N	Qx	Qy	Mt	Mx	My
-33	-0,576	-8.248,49	-3.868,60	-8.286,30	562,01	-1.136,47	21.771,92
-30	-0,524	-7.540,87	-3.493,81	-8.556,57	553,08	-844,43	19.967,18
-20	-0,349	-5.102,55	-2.288,03	-9.284,42	440,71	-109,91	13.624,24
-10	-0,175	-2.574,15	-1.131,51	-9.730,17	241,11	303,67	6.907,72
0	0,000	0,00	0,00	-9.880,28	0,00	436,90	0,00
10	0,175	2.574,15	1.131,51	-9.730,17	-241,11	303,67	-6.907,72
20	0,349	5.102,55	2.288,03	-9.284,42	-440,71	-109,91	-13.624,24
30	0,524	7.540,87	3.493,81	-8.556,57	-553,08	-844,43	-19.967,18
33	0,576	8.248,49	3.868,60	-8.286,30	-562,01	-1.136,47	-21.771,92

Fuente: Elaboración propia.

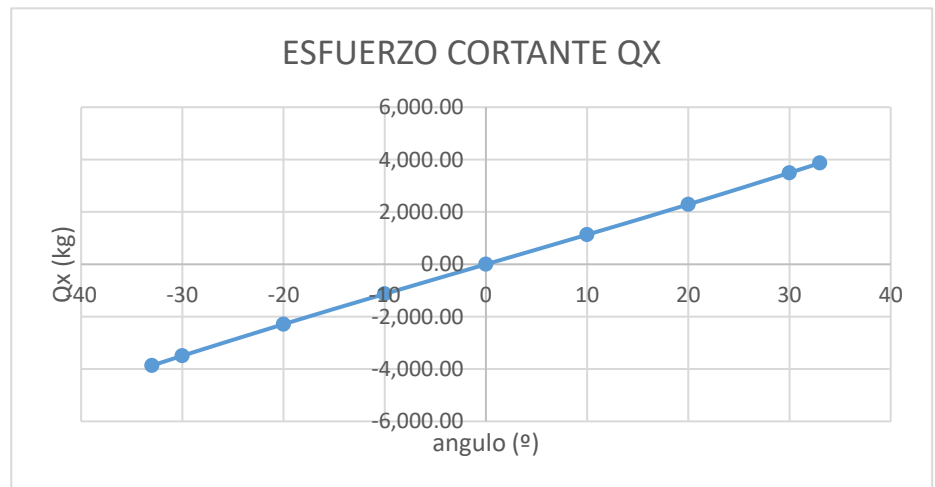
Grafica de esfuerzos y momentos Esfuerzo Normal.

$\varphi (^{\circ})$	N (Kg)
-33	-8.248,49
-30	-7.540,87
-20	-5.102,55
-10	-2.574,15
0	0,00
10	2.574,15
20	5.102,55
30	7.540,87
33	8.248,49



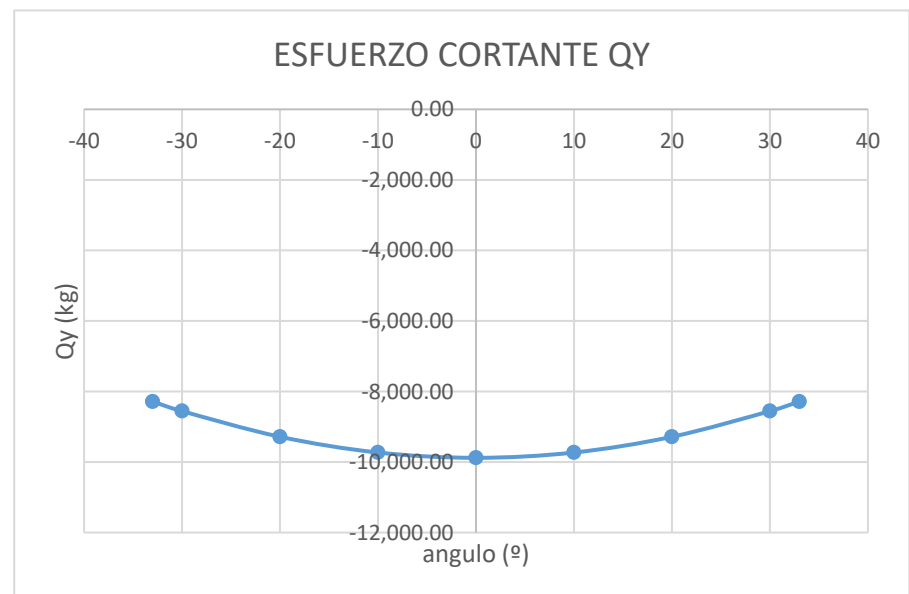
Esfuerzo Cortante.

ϕ (°)	Qx (Kg)
-33	-3.868,60
-30	-3.493,81
-20	-2.288,03
-10	-1.131,51
0	0,00
10	1.131,51
20	2.288,03
30	3.493,81
33	3.868,60



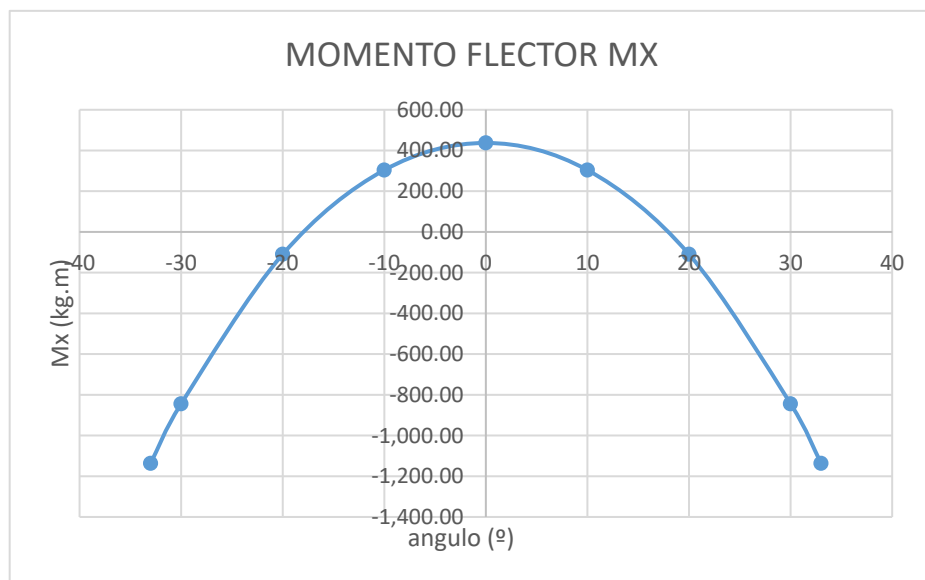
Esfuerzo Cortante.

ϕ (°)	Qy (Kg)
-33	-8.286,30
-30	-8.556,57
-20	-9.284,42
-10	-9.730,17
0	-9.880,28
10	-9.730,17
20	-9.284,42
30	-8.556,57
33	-8.286,30



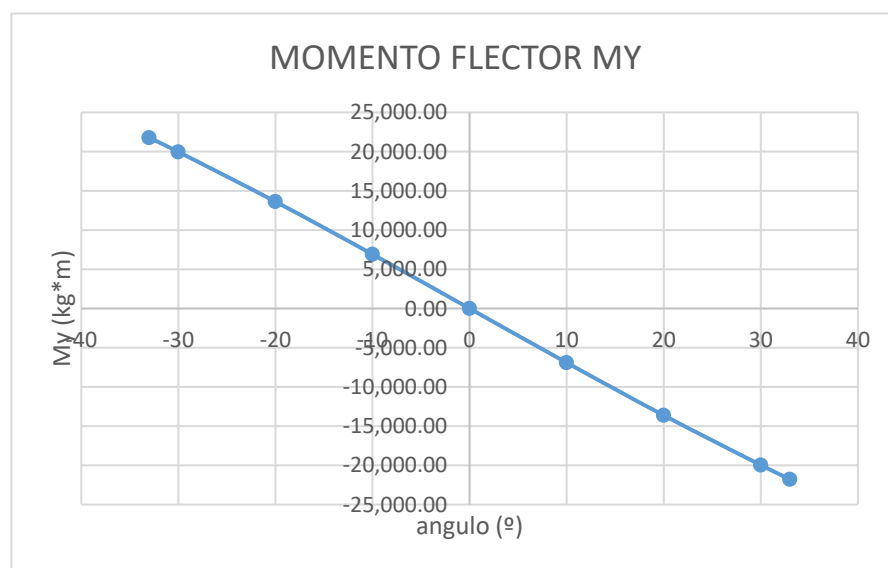
Momento Flector.

ϕ (°)	M_x (Kg*m)
-33	-1.136,47
-30	-844,43
-20	-109,91
-10	303,67
0	436,90
10	303,67
20	-109,91
30	-844,43
33	-1.136,47



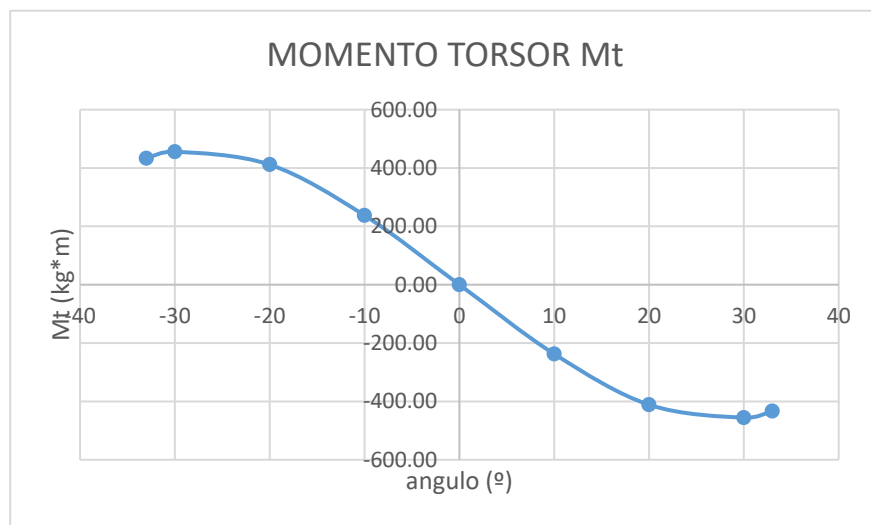
Momento Flector.

ϕ (°)	M_y (Kg*m)
-33	21.771,92
-30	19.967,18
-20	13.624,24
-10	6.907,72
0	0,00
10	-6.907,72
20	-13.624,24
30	-19.967,18
33	-21.771,92



Momento Torsor.

$\varphi (^{\circ})$	Mt (Kg*m)
-33	433,13
-30	455,69
-20	411,41
-10	237,42
0	0,00
10	-237,42
20	-411,41
30	-455,69
33	-433,13



4.3. Análisis de la escalera helicoidal con SAP 2000

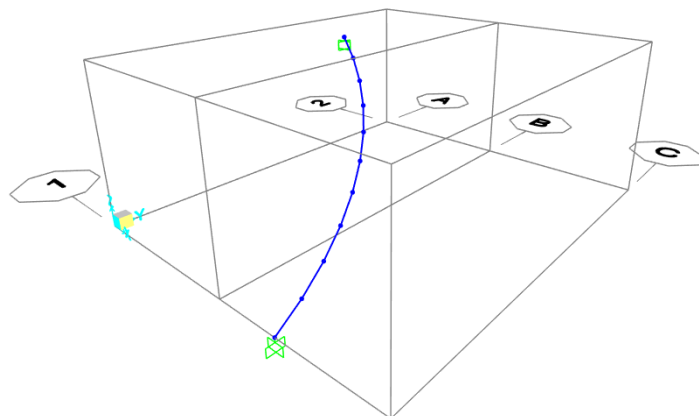
Para este análisis utilizaremos la carga distribuida sobre las escaleras, esta tendrá el siguiente valor.

$$W_u = 3545.6 \text{ kg/m}$$

Modelado en SAP 2000

Para este modelado usaremos elementos lineales, que para este paquete son los elementos Frames.

Figura 4.3. Modelado de la escalera helicoidal en SAP2000.

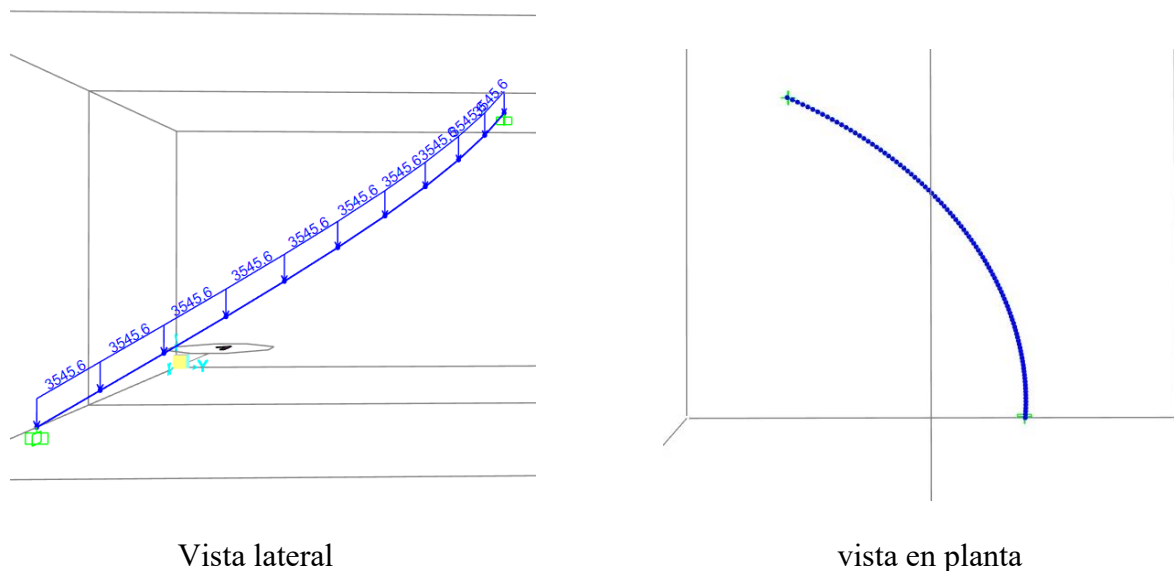


Fuente: SAP 2000

Distribución de la carga.

Esta carga distribuida por metro lineal, que actuará en todo el trayecto del tramo de la escalera. A continuación, podemos observar la figura para ilustrarnos.

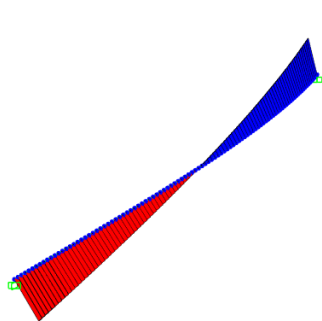
Figura 4.4. Cargado de la escalera en SAP2000.



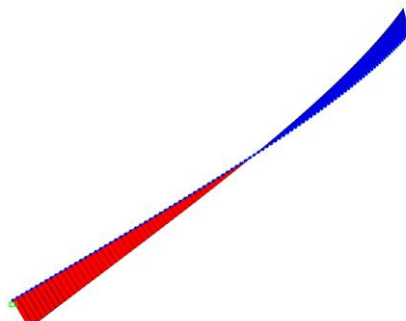
Fuente: SAP 2000

Resultados

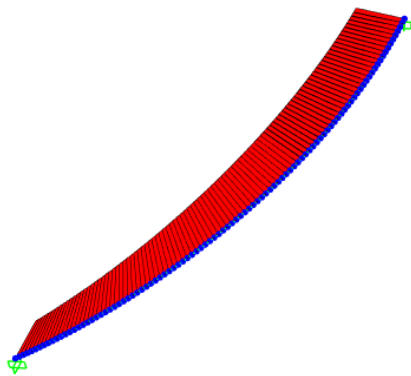
Luego de hacer correr el modelado podemos analizar el comportamiento de la estructura, obtenemos esfuerzo axial, cortantes, momentos flectores y momento torsor, luego comparamos resultados con el método usado anteriormente el Método Fuchssteiner.



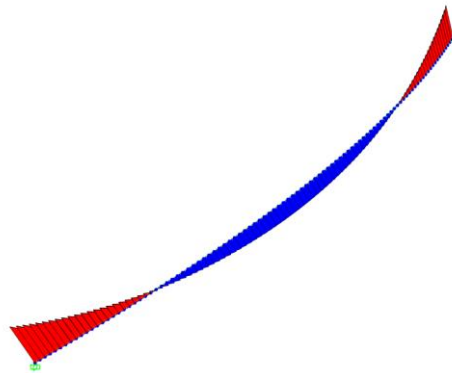
Esfuerzo N



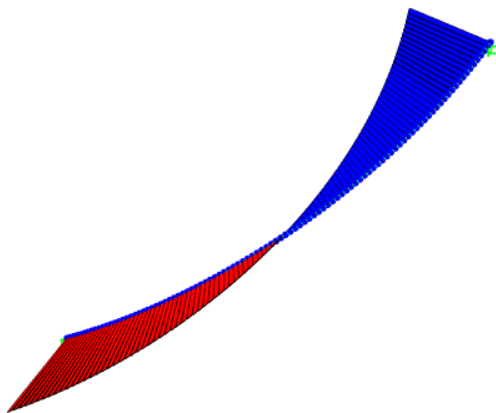
Esfuerzo Qx



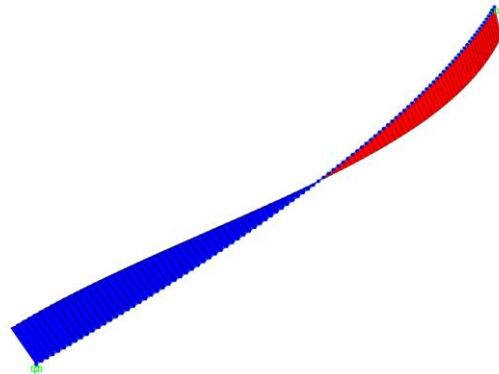
Esfuerzo Q_y



Esfuerzo M_x



Esfuerzo M_y



Esfuerzo M_t

Tabla 4.2. Comparación de resultados manuales y con SAP2000.

	FUCHSSTEINER					
Ø	N (kg)	Qx (kg)	Qy (kg)	Mx (kg*m)	My (kg*m)	Mt (kg*m)
-33	-8.248,49	-3.868,60	-8.286,30	-1.136,47	21.771,92	562,01
0	0	0	-9.880,28	436,90	0	0
33	8.248,49	3.868,60	-8.286,30	-1.136,47	-21.771,92	-562,01

	SAP 2000					
Ø	N (kg)	Qx (kg)	Qy (kg)	Mx (kg*m)	My (kg*m)	Mt (kg*m)
-33	-8444,61	-4638,73	-8407,03	-1304,6	21961,43	626,60
0	0	0	-9662,43	535,69	0	0
33	8444,61	4638,73	-8407,03	-1304,6	-21961,43	-626,60

	COMPARACIÓN DE RESULTADOS					
Ø	N	Qx	Qy	Mx	My	Mt
-33	2,3%	16,6%	1,4%	12,9%	0,9%	10,3%
0	0	0	2,2%	18,4%	0	0
33	2,3%	16,6%	1,4%	12,9%	0,9%	10,3%

De la anterior tabla de comparación de resultados de fuerzas internas de la escalera helicoidal del proyecto por medio de las ecuaciones del método de Fuchssteiner-darmstadt, y con los obtenidos del programa computacional SAP2000, se aprecian variaciones mínimas, por lo cual se acepta este método y se procede al diseño de las armaduras de la escalera helicoidal con los valores obtenidos con el método manual.

4.4. Diseño estructural de la escalera helicoidal de hormigón armado.

Datos:

$f'_c = 21 \text{ MPa}$	Resistencia del hormigón a compresión
$f_y = 500 \text{ MPa}$	Límite de fluencia del acero
$b = 2 \text{ m}$	Ancho de la escalera
$t = 0.15 \text{ m}$	Espesor de la losa de la escalera
$r = 2.0 \text{ cm}$	Recubrimiento

Esfuerzos con los que se hará el diseño estructural.

$\phi(^{\circ})$	$Q_x \text{ (kg)}$	$Q_y \text{ (kg)}$	$M_x \text{ (kg*m)}$	$M_y \text{ (kg*m)}$	$M_t \text{ (kg*m)}$
-33	-3868.60	-8286.30	-1136.47	21771.92	562.01
0	0	-9880.28	436.90	0	0
33	3868.60	-8286.30	-1136.47	-21771.92	-562.01

4.4.1. Diseño a flexión.

- Para $M_u = \pm 21771.92 \text{ kg x m}$

Para $M_u = \pm 217719200 \text{ N x mm}$

- a) Cálculo del peralte efectivo.

$$d = h - r - \phi - \phi/2 - 21.5 \text{ cm} \quad (133)$$

$$d = 200 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - 1.2 \text{ cm}/2 - 21.5 \text{ cm}$$

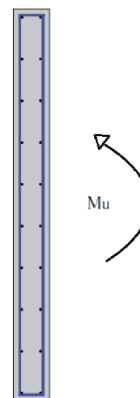
$$d = 175 \text{ cm} = 1750 \text{ mm}$$

- b) Cálculo de momento reducido de cálculo, remplazando valores en ecuación (7):

$$\mu_d = 0.034$$

- c) Cálculo de la cuantía mecánica del acero.

$$\text{Si } f_{yk} = 5000 [500 \text{ MPa}] \Rightarrow \mu_{lim} = 0.319$$



$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}}$$

$$0.034 < 0.319 \quad \text{no necesita armadura de compresión!}$$

Se determina la cuantía mecánica w_s , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

$$\text{Si } \mu_d = 0.034 \rightarrow w_s = 0.035$$

d) Cálculo de la armadura necesaria, remplazando valores en ecuación (10):

$$A_s = 295.83 \text{ mm}^2$$

e) Cálculo de la armadura mínima, remplazando valores en ecuación (12):

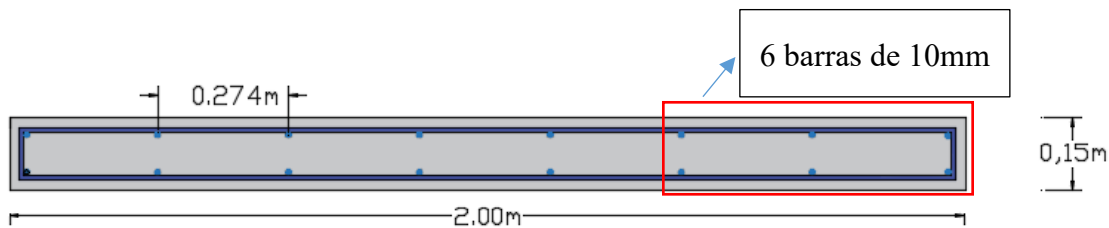
$$w_{s_{\min}} = 0.0015, \text{ de acuerdo al tipo de acero "AH-500" (Losas).}$$

$$A_{s \text{ min}} = 393.75 \text{ mm}^2$$

f) Cálculo del número de barras.

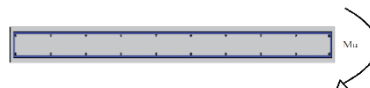
$$n^\circ = \frac{393.75}{78.5} = 5.01 \approx 6$$

Usando barras de: $\varnothing = 10\text{mm}$; $A_u = 78.5\text{mm}^2$



• **Para $M_u = -1136.47 \text{ kg x m}$**

Para $M_u = -11364700 \text{ N x mm}$



a) Cálculo del peralte efectivo.

$$d = h - r - \varnothing/2 \quad (189)$$

$$d = 15\text{cm} - 2\text{cm} - 1\text{cm} - 1.2\text{cm}/2$$

$$d = 11.4 \text{ cm} = 114 \text{ mm}$$

b) Cálculo de momento reducido de cálculo, remplazando valores en ecuación (7):

$$\mu_d = 0.0312$$

c) Cálculo de la cuantía mecánica del acero.

$$\text{Si } \Rightarrow f_{yk} = 5000 \text{ [500 MPa]} \Rightarrow \mu_{lim} = 0.319$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}}$$

$$0.0312 < 0.319$$

Como $\mu_d < \mu_{d \text{ lim}}$ no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica w_s , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

$$\text{Si } \mu_d = 0.0312 \rightarrow w_s = 0.0322$$

d) Cálculo de la armadura necesaria, remplazando valores en ecuación (10):

$$A_s = 236.4 \text{ mm}^2$$

e) Cálculo de la armadura mínima, remplazando valores en ecuación (12):

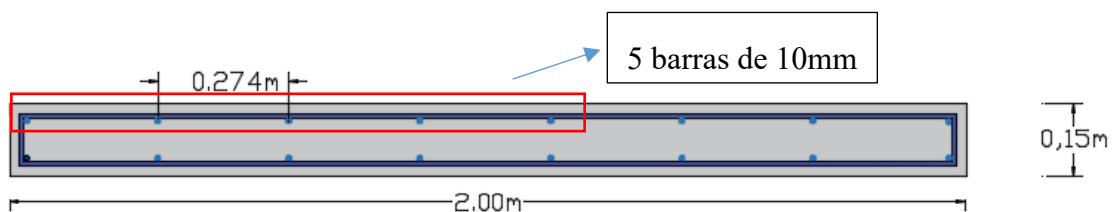
$$w_{s_{min}} = 0.0015, \text{ de acuerdo al tipo de acero "AH-500" (Losas).}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \times 2000\text{mm} \times 114\text{mm} = 342 \text{ mm}^2$$

f) Cálculo del número de barras.

Usando barras de: $\emptyset = 10\text{mm}$; $A_u = 78.5\text{mm}^2$

$$n^{\circ} = \frac{342}{78.5} = 4.36 \approx 5$$



- Para $M_u = 436.90 \text{ kg x m}$

Para $M_u = 4369000 \text{ N x mm}$

- a) Cálculo del peralte efectivo, reemplazando valores en ecuación (188).

$$d = 15\text{cm} - 2\text{cm} - 1\text{cm} - 1.2\text{cm}/2$$

$$d = 11.4\text{ cm} = 114\text{ mm}$$



- b) Cálculo de momento reducido de cálculo, reemplazando valores en ecuación (7).

$$\mu_d = 0.012$$

- c) Cálculo de la cuantía mecánica del acero.

$$\text{Si } \Rightarrow f_{yk} = 5000 [500\text{ MPa}] \Rightarrow \mu_{lim} = 0.319$$

$$\mu_d < \mu_{d\text{ lim}}$$

$$0.012 < 0.319$$

Como $\mu_d < \mu_{d\text{ lim}}$ no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica w_s , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

$$\text{Si } \mu_d = 0.012 \rightarrow w_s = 0.0121$$

- d) Cálculo de la armadura necesaria, reemplazando valores en ecuación (10):

$$A_s = 88.83\text{ mm}^2$$

- e) Cálculo de la armadura mínima, reemplazando valores en ecuación (12):

$w_{s_{min}} = 0.0015$, de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

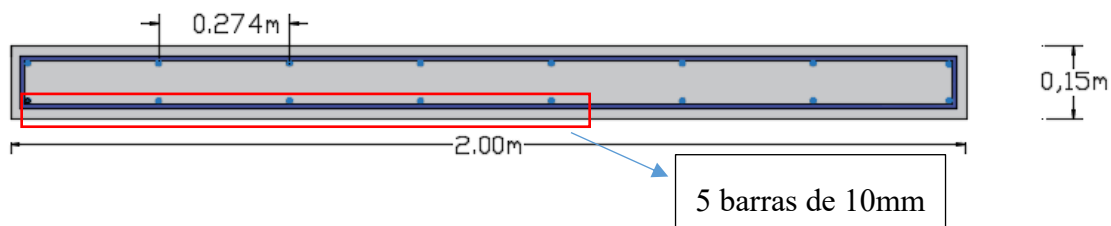
$$A_{s\text{ min}} = 342\text{ mm}^2$$

- f) Cálculo del número de barras.

Usando barras de:

$$\varnothing = 10\text{mm} ; A_u = 78.5\text{mm}^2$$

$$n^o = \frac{342}{78.5} = 4.36 \approx 5$$



- g) Separación entre ejes de barras

$$s = \frac{2000\text{mm} - 2 * 20\text{mm} - 2 * 10\text{mm} - 2 * 5\text{mm}}{7} = 276\text{mm}$$

4.4.2. Diseño a Corte.

El cortante mayorado (cortante de cálculo) es:

$$V_d = 8286.30\text{Kg}$$

$$V_d = 82863\text{N}$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante, remplazando valores en ecuación (20):

$$f_{vd} = 5.91\text{kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0.591\text{N/mm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante, remplazando valores en ecuación (19):

$$V_{cu} = 175527\text{N}$$

Como $V_d \leq V_{cu}$, la escalera no *necesita armadura* de corte.

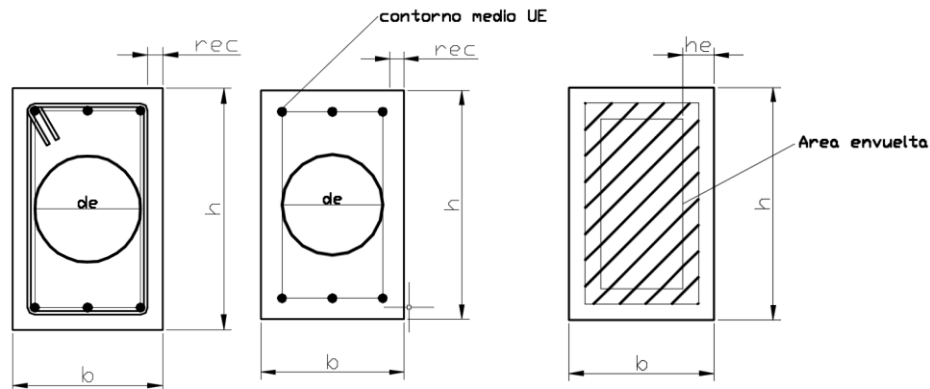
4.4.3. Diseño a Torsión.

$$\text{Para } T_u = \pm 562.01\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$T_u = \pm 5620100\text{N}\cdot\text{mm}$$

Según el punto 8.2.6. de la norma CBH nos dice que el espesor eficaz se lo determina con la siguiente relación, donde “de” es el diámetro efectivo del mayor círculo que se puede inscribir en el contorno UE constituido por líneas paralelas al perímetro exterior a la sección, cuyos vértices son los centros de las armaduras longitudinales y define la línea media de las paredes.

Figura 4.5. Espesor eficaz en vigas de hormigón armado.



Fuente: Elaboración propia.

$$he = \frac{de}{6} \quad (134)$$

$$de = bw - 2r - 2ds - db \quad (135)$$

$$\text{reemplazando (135) en (134)} \quad he = \frac{bw - 2r - 2ds - db}{6} \quad (136)$$

Como ya se tiene definido el estribo y la armadura longitudinal, entonces:

$ds=10\text{mm}$ (diámetro de la armadura por temperatura)

$db=10\text{mm}$ (diámetro de la barra longitudinal)

$$he = \frac{150\text{mm} - 2 \times 20\text{mm} - 2 \times 10\text{mm} - 10\text{mm}}{6}$$

$$he = 13.3\text{mm}$$

- Determinación del torsor que pueden resistir las bielas de compresión:

La condición de agotamiento, por compresión, del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, viene dada por:

$$Td \leq Tu1 \quad (137)$$

$$Tu1 = 0.36 \times fcd \times Ae \times he \quad (138)$$

Donde:

$$Ae = (bw - he) \times (h - he) \quad (139)$$

$$A_e = 271581.9 \text{ mm}^2$$

Remplazando valores en ecuación (138):

$$T_{u1} = 18204677.9 \text{ N} \times \text{mm}$$

Verificando con ecuación (137):

$$5620100 \text{ N} \times \text{mm} \leq 18204677.9 \text{ N} \times \text{mm}$$

El torsor de diseño no provoca rotura a compresión en las bielas.

- Determinación del torsor resistido por las armaduras longitudinales:

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2 \times A_e}{U_e} \times f_{td} \times A_{s1} \quad (140)$$

$$U_e = 2 \times (b_w - h_e) + 2 \times (h - h_e) \quad (141)$$

Donde:

U_e :	Contorno medio
$T_d = 5620100 \text{ N} \times \text{mm}$	Torsión de diseño
$A_e = 271581.9 \text{ mm}^2$	Área efectiva
$f_{td} = 420 \text{ N/mm}^2$	límite de resistencia del acero a cortante.
A_{s1}	Área de las 16 barras de 10mm

Remplazando valores en ecuación (141):

$$U_e = 2(2000 - 13.3) + 2(150 - 13.3) = 4246.8 \text{ mm}$$

Remplazando valores en ecuación (140):

$$T_{u3} = 67503791.05 \text{ N} \times \text{mm}$$

$$5620100 \text{ N} \times \text{mm} \leq 67503791.05 \text{ N} \times \text{mm}$$

Se puede apreciar que las barras longitudinales resisten esfuerzos debido a la torsión.

4.4.4. Armadura mínima por temperatura

a) Cálculo de la armadura mínima, Remplazando valores en ecuación (12):

$$w_{s_{min}} = 0.0015, \text{ de acuerdo al tipo de acero "AH-500" (Losas).}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0015 \times 1000\text{mm} \times (150-20-5) \text{ mm} = 187.5 \text{ mm}^2$$

b) Cálculo del número de barras.

Usando barras de: $\emptyset = 10 \text{ mm}$; $A_u = 78.5\text{mm}^2$

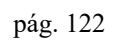
$$n^{\circ} = \frac{187.5}{78.5} = 2.39$$

c) Separación entre ejes de barras por metro de ancho

$$s = \frac{1000\text{mm}}{2.39} = 418.4\text{mm}$$

La separación de las barras por temperatura, será de 300mm, ya que es la máxima separación permitida para elementos de hormigón armado.

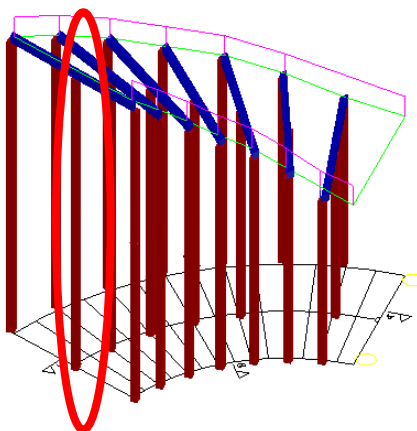
Fuente: Cypecad 2018.



4.5. Armadura temporal (encofrado)

4.5.1. Verificación de resistencia de los puntales para la escalera

El puntal más crítico es el de la longitud más larga y que se ubica en el centro del tramo.



Datos:

$L = 4,41\text{m}$	Longitud del puntal
$b=h=4''$	Dimensiones de la sección del puntal
$A_{ap} = 0,54\text{m}^2$	Área de aporte
$P_p = 560\text{ kg/m}^2$	Peso propio
$C_v = 400\text{ kg/m}^2$	Carga viva
$C_m = 100$	Carga muerta (acabados)
$K=1$	Coef. de pandeo (doblemente articulado)
Tipo C	Tipo de madera
$C_k=18,42$	Esbeltez límite para madera tipo C
$E=55.000\text{kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad para madera tipo C

Cálculo de la esbeltez en ambas direcciones:

Como λ esta entre los valores de C_k y 50, se comporta como columna larga.

Determinación de la carga admisible:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2} \quad (142)$$

$$N_{adm} = 930,42\text{kg}$$

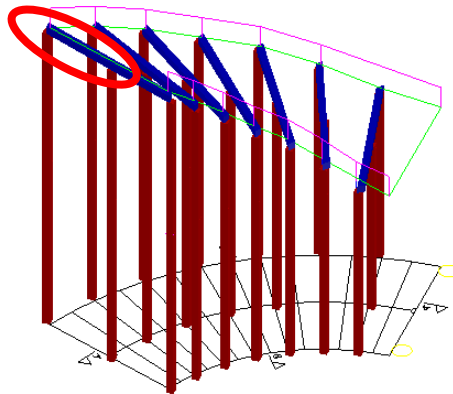
Determinación del esfuerzo de diseño:

$$N_u = (P_p + C_v + C_m) * A_{ap} \quad (143)$$

$$N_u = 572,4\text{kg}$$

4.5.2. Verificación de la resistencia de los largueros para la escalera

El larguero más crítico es el de la longitud más larga entre apoyos de puntales, en nuestro caso todas las luces son las mismas.



Datos:

$L=1\text{m}$	Longitud del larguero
$b=h=4''$	Dimensiones de la sección del larguero
$A_{ap}= 61\text{cm}$	Ancho de aporte
$P_p= 560 \text{ kg/m}^2$	Peso propio
$C_v= 400 \text{ kg/m}^2$	Carga viva
$C_m= 100 \text{ kg/m}^2$	Carga muerta (acabados)
Tipo C	Tipo de madera
$f_m= 100\text{kg/ cm}^2$	Esfuerzo admisible a flexión
$E=55.000\text{kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad para madera tipo C

Cálculo del máximo momento flector, viga continua de dos tramos:

$$q = (P_p + C_v + C_m) * A_{ap} \quad (144)$$

$$q = 646,60 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{q * L^2}{8} \quad (145)$$

$$M_u = 80,825 \text{ kg} * \text{m}$$

Determinación la inercia mínima para limitar la deflexión:

$$I_{min} = \frac{5 * 250 * (1,8 * (P_p + C_m) + C_v) * L^3 * A_{ap}}{384 * E} \quad (146)$$

$$I_{min} = 573,32 \text{ cm}^4$$

Determinación del módulo de sección mínimo para resistencia a flexión:

$$Z_{min} = \frac{M_u}{f_m} \quad (147)$$

$$Z_{min} = 80,825 \text{ cm}^3$$

Propiedades de la sección 4"X4":

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad (148)$$

$$I = 833,33 \text{ cm}^4$$

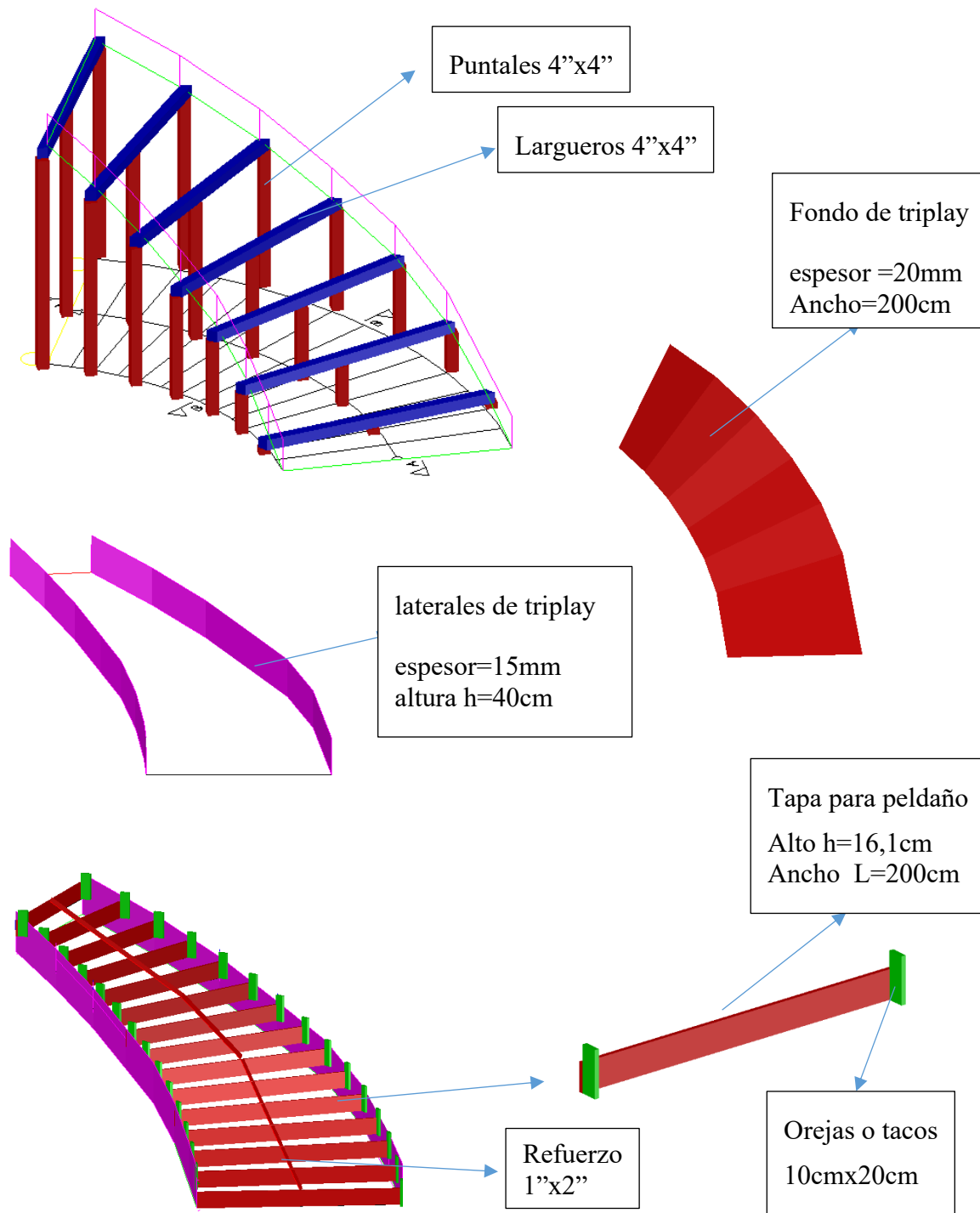
$$Z = \frac{I}{c} \quad (149)$$

$$Z = 138,88 \text{ cm}^3$$

Para la escalera helicoidal se empleará encofrado de madera como se detallará a continuación.

Figura 4.7. Detalle de encofrado para la escalera helicoidal

Tramo inferior



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.3. Encofrado de tramo inferior

Descripción	sección	Longitud (m)	Longitud (Pie)	Sup. (m2)	cantidad	Sec x long x cant. /12= (Pies²)
puntales	4"X4"	0,030	0,098	-	3	0,392
puntales	4"X4"	0,361	1,184	-	3	4,736
puntales	4"X4"	0,669	2,195	-	3	8,780
puntales	4"X4"	0,991	3,251	-	3	13,004
puntales	4"X4"	1,315	4,314	-	3	17,256
puntales	4"X4"	1,633	5,358	-	3	21,432
puntales	4"X4"	1,981	6,499	-	3	25,996
largueros	4"X4"	2,133	6,932	-	7	64,699
refuerzo	1"X2"	4,695	15,403	-	1	2,567
Tapa de peld.	-	-	-	0,322	15	51,990
orejas	-	-	-	0,020	30	6,458
Lateral der.	-	-	-	2,400	1	25,833
Lateral izq.	-	-	-	1,359	1	14,628
fondo	-	-	-	10,200	1	109,792

Fuente: Elaboración propia.

Tramo superior

Para este tramo: los fondos, laterales, tapa de peldaños, orejas y refuerzo, son de las mismas dimensiones que del tramo inferior, reflejándose los mismos valores en el metrado de encofrados.

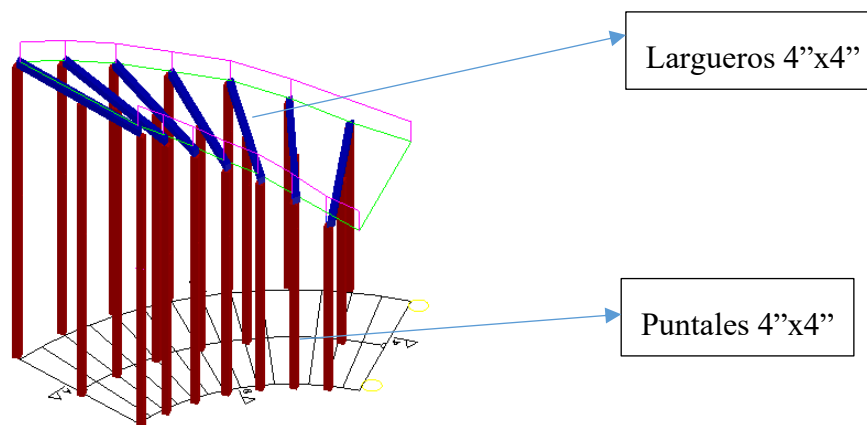


Tabla 4.4. Encofrado de tramo superior

Descripción	sección	Long (m)	Long (Pie)	Sup. (m2)	Nº	Sec x long x cant. /12= (Pies²)
puntales	4”X4”	2,46	8,071	-	3	32,283
puntales	4”X4”	2,791	9,157	-	3	36,627
puntales	4”X4”	3,099	10,167	-	3	40,669
puntales	4”X4”	3,421	11,224	-	3	44,895
puntales	4”X4”	3,745	12,287	-	3	49,147
puntales	4”X4”	4,063	13,330	-	3	53,320
puntales	4”X4”	4,411	14,472	-	3	57,887
largueros	4”X4”	2,133	6,932	-	7	64,699
refuerzo	1”X2”	4,695	15,403	-	1	2,567
Tapa de	-	-	-	0,322	15	51,990
Orejas	-	-	-	0,020	30	6,458
Lateral izq.	-	-	-	2,400	1	25,833
Lateral izq.	-	-	-	1,359	1	14,628
fondo	-	-	-	10,200	1	109,792

Fuente: Elaboración propia.

Cómputo total de encofrado por m³ de escalera

Del **anexo 10**, de cálculos métricos del proyecto se obtiene los siguientes volúmenes de hormigón:

Tramo inferior de escalera = Tramo superior de escalera = 2,08m³

Total metrado de hormigón = 4,16 m³

Tabla 4.5. Resumen de encofrado de la escalera

	tramo inf. (pie²)	Tramo sup. (pie²)
Suma parcial =	367,563	590,795
Total (pie²) =	958,358	

La madera de encofrado tendrá por lo general 4 usos, además se debe considerar un desperdicio en cortes del 10%.

$$\text{Cantidad de madera} = \frac{\text{pies}^2 \text{ de madera} + 10\%}{\text{m}^3 \text{ de escalera} * 4\text{usos}} \quad (150)$$

$$\text{Cantidad de madera} = \frac{958,358\text{pie}^2 * 1.1}{4,16 \text{ m}^3 * 4} = 63,35 \frac{\text{pie}^2}{\text{m}^3}$$

CONCLUSIONES

Se Realizó el “Diseño estructural de la terminal de buses de San Lorenzo” del departamento de Tarija, mediante la normativa vigente CBH-87, cabe mencionar que al realizar el presente proyecto se comprendió lo complejo que puede llegar a ser la toma de decisiones, ya que el resultado final debe basarse en lo económico y la eficiencia; para lo cual se debe analizar y optimizar la estructura de la mejor forma posible dentro del campo de la ingeniería.

- En el estudio de suelos, se ejecutaron tres pozos de exploración, realizándose en cada uno de ellos tres ensayos a distintas profundidades, del análisis de los resultados se determinó que el terreno es apto, condición que permitió definir el uso de zapatas aisladas de canto constante como sistema de fundación adecuado para la estructura proyectada.
- El uso de software especializado (CYPECAD y CYPE 3D), junto con cálculos manuales, permitió validar la resistencia y estabilidad de todos los elementos estructurales, asegurando un diseño eficiente y técnicamente confiable que cumple con la normativa CBH-87 y AISI-2007.
- La cubierta parabólica metálica se diseñó con perfiles conformados en frío bajo especificación AISI-2007 y método LRFD, resultando en una estructura liviana, resistente y económica, capaz de cubrir grandes luces sin apoyos intermedios. Esta solución permitió optimizar los espacios interiores de la terminal, aportando confort a los usuarios y eficiencia en la construcción.
- La cúpula metálica, además de cumplir con su función estructural, se consolidó como un elemento de identidad arquitectónica para la obra. Su geometría contribuye a la iluminación natural, a la ventilación y a la estabilidad frente a cargas de viento, convirtiéndose en un símbolo de modernidad para el municipio de San Lorenzo.
- Se realizó la obtención de fuerzas internas de la escalera helicoidal del proyecto por medio de las ecuaciones del método de Fuchssteiner-Darmstadt, y se los comparó con los obtenidos del programa computacional SAP2000, de la comparación de resultados se obtuvieron variaciones mínimas, por lo cual se concluye que este método es confiable para al diseño de las armaduras de las escaleras helicoidales.

- El presupuesto estimado de la parte estructural del proyecto es de 3,669,309.40Bs, este costo no considera obra fina (revoques, pisos, etc.) ni instalaciones (agua, electricidad, sanitario, pluvial, gas). Este cálculo constituye una referencia clave para la toma de decisiones financieras y la gestión de recursos en etapas posteriores.
- La ejecución física de la parte estructural del proyecto llevará un tiempo estimado de 439 días hábiles.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que antes de realizar la construcción de la nueva Terminal de San Lorenzo se realicen más pozos para validar el estudio de suelos, ya que, por el factor económico, se realizó el ensayo de suelos en 3 pozos, con el fin de obtener una caracterización más completa del terreno y reducir la incertidumbre en el diseño de las fundaciones.
- Se sugiere implementar un programa de monitoreo post-construcción que permita identificar posibles asentamientos diferenciales en las fundaciones, especialmente en zonas donde las cargas transmitidas por la cubierta parabólica y la cúpula sean más significativas
- Integrar estudios de nivel freático y drenaje en la etapa de diseño, con el fin de evitar problemas asociados a humedad excesiva, erosión o socavaciones que puedan afectar la estabilidad de las zapatas aisladas.
- Para el armado de la cubierta metálica, se recomienda contar con personal técnico especializado, asegurando que la ejecución cumpla estrictamente con las especificaciones de diseño. Asimismo, la soldadura debe realizarse siguiendo los procedimientos establecidos en las normas y especificaciones técnicas, a fin de garantizar la resistencia y durabilidad de las uniones.
- El uso de las losas reticulares resulta recomendable en forjados de grandes luces, especialmente en aquellas superiores a 7 m, ya que representan un ahorro significativo en comparación con una losa maciza. Sin embargo, para luces menores a 5 m su aplicación no económicamente conveniente, siendo más adecuada en esos casos la utilización de losas alivianadas de viguetas pretensadas.

- Aplicar sistemas de protección superficial (galvanizado en caliente o pinturas epóxicas especializadas), considerando las condiciones ambientales de Tarija. Asimismo, programar repintados periódicos que aseguren la resistencia frente a la humedad y a agentes corrosivos que afecten a los elementos de las cubiertas metálicas, en caso de que el proyecto se llegue a ejecutar.
- Control de cargas y deformaciones: realizar mediciones periódicas de la cubierta parabólica y de la cúpula, especialmente en juntas críticas, para verificar que no se presenten asentamientos diferenciales o deformaciones excesivas debido a cargas de viento, acumulación de agua pluvial, en caso de que se ejecute la construcción de la nueva terminal de buses de San Lorenzo.