

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES.

1.1. Introducción.

1.1.1. Nombre del proyecto.

Diseño estructural “EDIFICIO MULTIFUNCIONAL PARA LA FEDERACIÓN DE CAMPESINOS (CIUDAD BERMEJO)”

1.1.2. Clasificación sectorial.

Sector: Socio - Cultural

Tipo de Proyecto: Centro de multifuncional.

1.1.3. Fase a la que postula.

Pre-Inversion

1.1.4. Entidad promotora y ejecutora.

Sub gobernación “Bermejo” Gobierno Autónomo Departamental de Tarija.

1.2. Localización del proyecto

La ubicación del Edificio Multifuncional para la Federación de Campesinos se encuentra en la ciudad de Bermejo, segunda sección de la provincia Arce del departamento de Tarija, entre las calles Bolivar y Potosi, sobre la Avenida Rene Barrientos Ortuño.

1.3. El problema

1.3.1. Antecedentes.

El crecimiento poblacional de la Ciudad fronteriza de Bermejo y la falta de empleo en los sectores productivos han dado lugar a que gran parte de la población se refugie en el comercio informal.

Esta actividad económica se caracteriza por el alto porcentaje de participantes de la población de Bermejo, ya que entre ellos se tienen comerciantes permanentes y eventuales, que conforman una parte importante de la estructura económica del lugar.

1.3.2. Planteamiento

Las principales actividades comerciales que se desempeñan en la localidad de Bermejo se caracterizan por el intenso comercio desmedido con la hermana República de Argentina. Dado al crecimiento de comerciantes y a la falta de lugares comerciales, se ven obligados a usar espacios urbanos destinados a otras actividades.

Las principales causas del problema son:

- Crecimiento del sector gremial.
- Asentamientos callejeros en concentraciones cada vez más reducidas, sin adecuado desenvolvimiento comercial.
- Ocupación de áreas urbanas, sin servicios básicos para la población beneficiaria.
- Insuficiente infraestructura para un adecuado desarrollo gremial campesino.

De mantenerse la situación actual se incrementará la incomodidad de la población como así la queja de la población por falta de un centro de comercio que rinda con las demandas de la población; por lo que hace necesario plantear soluciones.

A continuación, presentamos dos alternativas de solución:

- Ampliación del mercado campesino de Bermejo.
- Construcción del proyecto “Edificio Multifuncional Para La Federación De Campesinos”.

Estas soluciones fueron planteadas conforme a las posibilidades económicas y sociales de la sub gobernación de la ciudad de bermejo.

1.3.3. Formulación

Las demás posibles alternativas de solución se descartan. De manera que la alternativa escogida es el “Diseño Estructural Edificio Multifuncional para la Federación de Campesinos (Ciudad Bermejo)”

1.3.4. Sistematización

La elección para el diseño estructural de la nueva edificación contempla: una estructura aporticada de hormigón armado definida con sus zapatas, columnas y vigas. Una cercha metálica para la cubierta y viguetas pretensadas para la losa alivianada.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Realizar el “Diseño Estructural Edificio Multifuncional Para La Federación De Campesinos (Ciudad Bermejo)”, utilizando la norma boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y la AISI-LRFD para el diseño de la estructura metálica.

1.4.2. Objetivos específicos

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Establecer las normativas de construcción con las que se realizara el diseño estructural.
- Realizar el estudio de suelos y la determinación de las propiedades físico-mecánicas del suelo de fundación.
- Diseñar los elementos de fundación.
- Diseñar la estructura de sustentación.
- Diseñar las losas de entre piso.
- Diseñar los elementos de sustentación de las cubiertas

- Estimar el costo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.
- Establecer los métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precios unitario y presupuesto de la estructura del proyecto.

1.5. Justificación

Las razones por las cuales se elabora la propuesta de proyecto de grado son las siguientes:

1.5.1. Técnica.

Aplicar la metodología y procedimientos propuestos en la bibliografía sobre el diseño de: cimentaciones, columnas, vigas, losas, verificando que estos elementos cumplan con la resistencia necesaria para contrarrestar a la carga que se tendrá en la estructura.

1.5.2. Académica.

Utilizar y profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante en el análisis, planteamiento y diseño de estructuras de fundación, columnas, vigas, losas de entresijos y elementos de cubiertas.

1.5.3. Metodológica.

Aplicar los programas computarizados (CYPECAD v2017.m) para el análisis de la de la cubierta y para diseñar los elementos estructurales de nuestro edificio aportado.

1.5.4. Social – Institucional.

Contribuir en la solución del problema fundamental de la falta de una infraestructura adecuada para la comercialización de productos de la canasta familiar, con el diseño estructural y un presupuesto referencial del proyecto, el mismo que permitirá buscar financiamiento para su posterior construcción y con este mejorar las condiciones de comercialización de toda la producción procedente del área rural de la Segunda Sección

de la Provincia Arce y dotar de un espacio destinado al descanso temporal de los campesinos.

1.6. Alcance del proyecto.

El proyecto contempla el diseño estructural de la “Edificio Multifuncional para la Federación de Campesinos” realizando a su tiempo el análisis de suelos para determinar la capacidad portante del terreno de fundación, elaborar el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos estructurales como ser: Fundaciones, columnas, vigas, escaleras de H°A°, losa de entrepiso y también el diseño de la cubierta metálica mediante lo estipulado por la normativa.

En consecuencia, se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado conteniendo: toda la memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y cronograma de ejecución física del proyecto.

1.7. Restricciones del Proyecto

El proyecto queda limitado en realizar el cálculo estructural, aclarando que no se realizará el cálculo de ninguna instalación.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general del proyecto “Diseño Estructural del Edificio Multifuncional para la Federación de Campesinos”, se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y superestructura de sustentación y realizar los diseños correspondientes.

2.1. Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio. Se realizó el levantamiento con equipo Estación total el cual se contabilizo 1045.2 m² de área.

2.2. Estudio de suelos

El dato fundamental para calcular un sistema de fundación es la tensión admisible del terreno (kg/cm²) y la determinación de la profundidad de cimentación.

Resumiendo, los pasos de un estudio convencional:

1. 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 y el peso de la misma.
2. Toma de muestras ‘in situ’ de cada pozo realizado.
3. Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
4. Análisis de los resultados según los ensayos realizados ‘in situ’ y de laboratorio.
5. Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas.

2.2.1. Ensayo de Penetración Normal (SPT).

En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

Los penetrómetros utilizados para el estudio del suelo de fundación se hincan o se hacen penetrar a presión en el suelo, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente utilizada in situ es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincada del vástago, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (75cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el vástago 1 pie (30cm.).

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

2.2.2. Presión admisible.

Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa las siguientes relaciones:

Tabla 1: Relación de resistencia para arcillas.

N°	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple
		kg/cm ²
2	Muy blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 – 0,50
3 - 8	Media	0,50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Fuente: BRAJA M. DAS, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. (4ª Ed.)

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

Tabla 2: Relación de resistencia para arenas.

N°	Compacidad de la Arena
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Fuente: BRAJA M. DAS, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. (4ª Ed.)

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza el Tabla 2, según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

2.3. Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue elaborado y proporcionado por el cuerpo técnico de la Subgobernación de Bermejo y todo el detalle del Edificio Multifuncional Para La

Federación De Campesinos se puede apreciar ampliamente en los planos de arquitectura. El edificio consta de los siguientes ambientes:

Planta baja: Tiendas, abarrotes, comideras, cafetería, quioscos, sanitarios y depósito.

Primer piso: Recepción, dormitorios, cocina y comedor.

Segundo piso: Oficinas, sala de espera Auditorio y depósito.

2.4. Diseño Estructural.

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y la Aplicación del método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), estructura aporticada y estructura metálica, respectivamente.

2.5. Estructura de sustentación de cubierta.

Para el diseño de cubiertas se debe tomar en cuenta primeramente el material a emplear y sobre todo el tipo de cercha. El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

2.5.1. Análisis de carga.

Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

Según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos tipos: Acciones estáticas, que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos; y Acciones dinámicas, que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

A continuación, se presentan los tipos de cargas que se tomaran en cuenta para el diseño:

Cargas muertas:

Carga de la cubierta

Peso propio

Cargas vivas:

Sobrecarga de uso

Carga de viento

Carga de granizo

Cargas Permanentes:

Cargas constituidas por el peso propio de la estructura, peso debido a todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, pisos, mampostería y otros elementos de presencia permanente que soporta el elemento. Constituye parte de la carga muerta.

La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

Hipótesis de carga para la cubierta:

Son las combinaciones de las acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los Estados Límite.

A estas hipótesis de cargas se las afecta por factores de carga, los mismos que tienen como propósito incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

Se recomienda las siguientes combinaciones de carga para la estructura metálica:

a) $U = 1.4D$

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

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

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

$$e) \quad U = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$$

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

Dónde:

U representa la carga última; D las cargas muertas; L las cargas vivas; Lr las cargas vivas en techos; S las cargas de nieve; R las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W las cargas de viento y E las cargas sísmicas.

2.5.2. Diseño de estructura metálica.

El diseño de los elementos de la cercha estará fundamentado con el Manual de la AISC.

2.5.2.1. Diseño de elementos sometidos a tracción.

El diseño de elementos sometidos a tracción implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas. Si el elemento tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área perdida debajo de las perforaciones.

“El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área pérdida debajo de los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo, si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce”

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r el radio de giro mínimo de área de sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo, esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostramiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300.

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Estas son las relaciones que se usan para el diseño de elementos sometidos a flexión:

$$f_{t1} = \frac{N_d}{A_B} \leq \phi_1 F_u$$

$$f_{t2} = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

Siendo:

f_{t1} y f_{t2} = esfuerzos de la pieza

N_d = La carga mayorada que actúa sobre la pieza

F_y = Límite elásticos del acero

Fr = Límite de ruptura del acero

AB = Área bruta de la pieza

Acrit= área crítica de la pieza

K= La esbeltez de la pieza

l= la longitud de la pieza

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

2.5.2.2.Diseño de elementos sometidos a compresión

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con

$f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad, este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda conceptuarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida.

La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable

Diseño de miembros Requisitos de la AISC debe satisfacer para cada elemento la siguiente expresión

$$\eta_c = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

Pc: Resistencia de diseño a compresión proporcionada por el perfil de diseño

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq f_a = f_{crit} * \phi$$

$$\therefore \phi = 0.85$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

Dónde:

fa= Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza.

Nd= Suma de las cargas mayoradas por su respectivo coeficiente de seguridad.

A= Área total de la pieza.

Fa= Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado

Fccrit= Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbole de Oile, sin coeficiente de seguridad.

Ø= Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

K= Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en los extremos de la pieza.

L= Longitud de la pieza.

Fy= Tensión de límite elástico del acero que estamos trabajando.

E= Módulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c=1,5$, las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para $\lambda_c \leq 1,5$, Columnas inelásticas

$$f_{crit} = 0.658^{\lambda^2} * f_y$$

Para $\lambda_c > 1,5$, Columnas elásticas

$$f_{crit} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * f_y$$

Se recomienda la relación de esbeltez máxima Kl/r de 200 para miembros en compresión, aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas.

2.5.2.3. Diseño de los elementos sometidos a Flexo – Tracción

Los elementos sometidos a Flexo – Tracción son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de tracción y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a, principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la tracción se presenta acompañada por flexión.

2.6. Estructura Aporticada.

En esta parte se mencionará las combinaciones de carga adecuadas al tipo de estructura planteada, los coeficientes presentes en el diseño y algunos elementos estructurales como ser: losas, vigas, columnas, escaleras, viga centradora, zapatas y su respectivo dimensionamiento, tomando en cuenta las condiciones necesarias para obtener una estructura segura y económica, considerando las ventajas arquitectónicas y funcionales.

La estructura aporticada de hormigón armado se diseñará con el software Cypecad v2017 y se analizará en base al código boliviano del hormigón **CBH-87**.

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

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia del acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

2.6.2. Estados límites últimos – coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que indica la norma boliviana de hormigón armado, son los que se **indican en los siguientes cuadros:**

Tabla 3: Coeficientes de Minoración.

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.6.3. Estados límites últimos – coeficientes de ponderación

Tabla 4: Coeficientes de Mayoración

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1
		Intenso	+0.20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.6.4. Combinaciones de carga para la estructura de H°A°

Hipótesis De Carga Más Desfavorable

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

Para cada estado límite de que se trate, se consideraran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso resulte más desfavorable, excepción de la hipótesis III, que solo se utilizaran en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{Hipótesis I:} \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$$

$$\text{Hipótesis II:} \quad 0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$$

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Donde:

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: $W_{eq} = 0.25 \cdot W$.

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

$\gamma_{fg} = \gamma_f = 1,60$ el efecto de las cargas variables es desfavorable.

2.6.5. 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. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

2.6.5.1. Proceso de cálculo a flexión simple

1. Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_f de acuerdo con la Norma Boliviana CBH 87.

$$M_d = M_{max} \cdot \gamma_f$$

2. Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

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

Dónde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

3. Se adoptará el valor de $\mu_{lim} = 0.319$ recomendado por Pedro Jiménez Montoya.

Si $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ No necesita armadura a compresión

Si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ Necesita armadura a compresión

2.6.5.2. Cálculo de las armaduras a tracción y compresión

1. Proceso de cálculo de la armadura a tracción: Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

a) Con el valor del momento reducido, se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

b) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

w = Cuantía mecánica de la armadura (de tabla 2.4)

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

c) Calcular la armadura mínima y el valor de w_{min} se obtiene de la Tabla 2.2.

$$A_{s_{min}} = w_{min} \cdot b_w \cdot h$$

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

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

2. Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura a compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \zeta} ; \quad w_{s1} = w_{min} + w_{s2}$$

Dónde:

w_{lim} = Valor recomendado por Jiménez Montoya 0,319

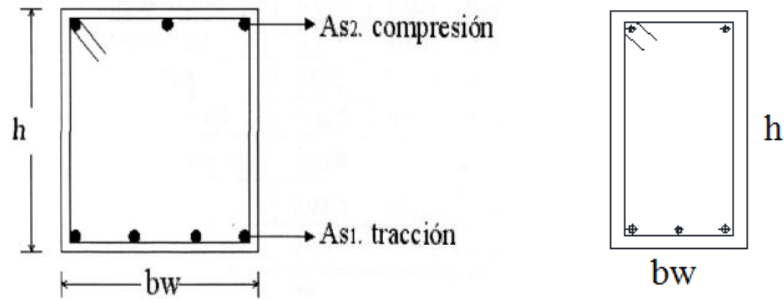
w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

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

ζ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

Figura 1: Secciones transversales de viga de hormigón armado



Fuente: Pag. Internet, Manual de Diseño de Vigas “CivilGeeks”

b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad ; \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

AS1 = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

AS2 = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

c) Calcular la armadura mínima, y el valor de w_{min} se obtiene de la Tabla 2.4.

$$A_{s_{min}} = w_{min} \cdot b_w \cdot h$$

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Tabla 5: Cuantías geométricas mínimas (‰)

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Boliviana “CBH 87” (PÁG. 67)

Tabla 6: Recubrimientos Mínimos (mm)

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	Losas o laminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	Severas			H 12,5 H 15 H 17,5 H 20	H 40 H 45 H 50 H 55
15	25	35	± 10	- 5	+ 5	- 5

Fuente: Norma Boliviana “CBH 87” (PÁG. 236)

Tabla 7: Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	ω	$\frac{\omega}{f_{yd}} \cdot 10^3$	
0.0891	0.03	0.0310		DOMINIO 2
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.1590	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		DOMINIO 3
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133		DOMINIO 4
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994	
0.6305	0.32	0.4338	0.1007	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114	
0.6618	0.33	0.4554	0.1212	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343	
0.6952	0.34	0.4783	0.1484	
0.7310	0.35	0.5030	0.1860	
0.7697	0.36	0.5296	0.2408	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2568	
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854	
0.8119	0.37		0.3280	
0.8597	0.38		0.4931	
0.9152	0.39		0.9251	
0.9848	0.40		5.9911	

Fuente: Jiménez Montoya, A. García Meseguer, F. Morán Cabré
 “Hormigón Armado” (TOMO I, 13ª EDICIÓN, PÁG. 280)

2.6.5.3.Cálculo del esfuerzo cortante y armadura transversal

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas. En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

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

$$V_d > V_{cu}$$

$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

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

$$A_{st.min} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

2.6.6. Columnas de hormigón armado

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y rectangular, las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

La armadura es constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los

estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

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

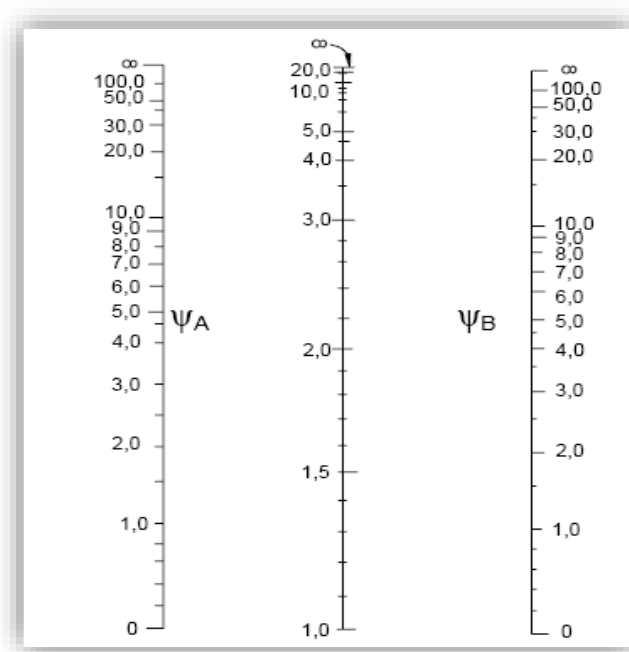
Longitud de pandeo $l_o = k \cdot l$ (Se obtiene entrando con Ψ)

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{de.todos.los.pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{de.todos.las.vigas}}$$

$$\Psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{de.todos.los.pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{de.todos.las.vigas}}$$

Para obtener el valor de k recurrimos a la Figura 2 que se muestra a continuación:

Figura 2: Pórticos Traslacionales



Fuente: Norma boliviana “CBH 87” (pág. 84)

2.6.6.1.Método aproximado de calculo

Este método es aplicable piezas de sección constante cuya esbeltez mecánica no sea superior a 100 ($\lambda < 100$). La sección deberá dimensionarse para una excentricidad igual a:

$$e_{total} = e_e + e_a \leq e_2$$

$$e_a = (1 + 0.12 \cdot \beta) \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{l_o^2}{50 \cdot i_c}$$

Con los siguientes significados:

e_e = Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$$e_e = 0.6 \cdot e_2 + 0.4 \cdot e_1 \quad \text{para soportes intraslacionales.}$$

$$e_0 = e_2 \quad \text{para soportes traslacionales.}$$

e_0 = Excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden:

e_2 = Excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomado con signos positivos

e_1 = Excentricidad de cálculo mínimo de primera orden, tomada con el signo que le corresponde.

Normalmente e_2 y e_1 son las excentricidades en los extremos. No se tomarán menores que la excentricidad accidental mínima.

l = Longitud de pandeo del soporte.

i = Radio de giro de la sección bruta del hormigón en la sección considerada.

$$\varepsilon_y = \frac{f_{cd}}{E_y} = \text{deformación del acero para su resistencia de cálculo } f_c.$$

ε = parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia

$\varepsilon = 0.003$ cuando el axil cuasi permanente no supera el 70 por 100 del axil total.

$\varepsilon = 0.004$ cuando el axil cuasi permanente es mayor del 70 por 100 del axil total.

β = Factor de armado.

$\beta = 1.0$ para armaduras en las caras frontales (máxima eficacia frente al pandeo)

$\beta = 3.0$ para armaduras en las caras laterales (mínima eficacia frente al pandeo)

$\beta = 1.5$ para armaduras en las cuatro caras (caso intermedio)

h = Canto total medido paralelamente al plano de pandeo.

En el caso de sección rectangular el radio de giro $i_c = h/3,464$ y la expresión anterior se reduce a la siguiente:

$$e_a = (1 + 0.12 \cdot \beta) \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{l_o^2}{14.343 \cdot h}$$

2.6.6.2. Proceso de cálculo

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

1.- La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Dónde:

l_0 = longitud de pandeo

k = coeficiente de pandeo para la pieza en la dirección en que estamos haciendo el cálculo.

A = Área transversal de la columna

I = Inercia de la sección en la dirección en que estamos analizando.

2.- 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 la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \quad ; \quad e \geq 2 \text{ cm}$$

3.- Resistencia del hormigón

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción; así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

$$f_{cd} = 0.9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

4.- Cálculo de las armaduras

Armadura longitudinal para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial. En caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:

$$\gamma_m \cdot N_d = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + A_s \cdot f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b+6}{b} \geq 1.15$$

Despejando A_s de la ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_m \cdot N_d - 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

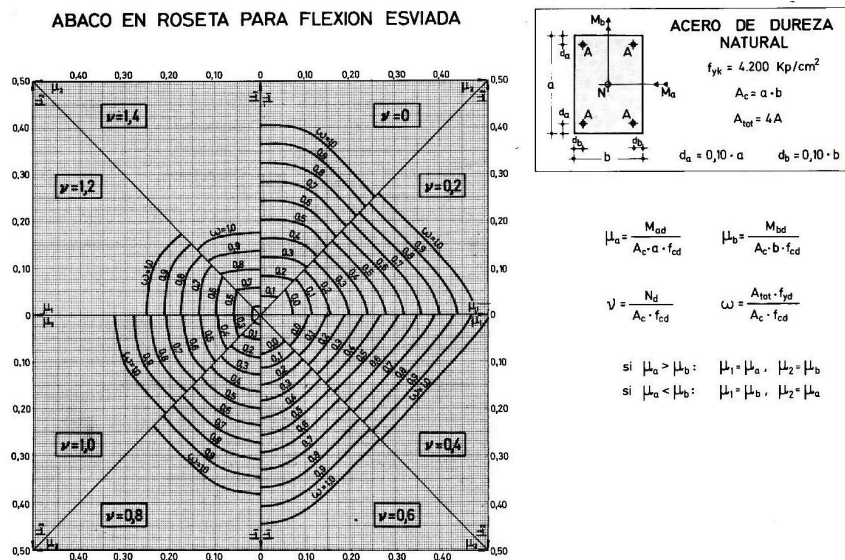
$$A_s = 0.005 \cdot A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0.08 \cdot A_c$$

Se calcula la armadura longitudinal con la ayuda del ábaco que se muestra en la Figura 3.

Figura 3: Abaco para Flexión Esviada



Fuente: JIMÉNEZ MONTOYA, “Hormigón armado” (13ª Edición, pág. 446)

2.6.7. Fundaciones

En las cimentaciones los apoyos son rígidos (o con empotramiento total, que no existe en ningún caso) o móviles (que se da en los apoyos de puentes, aunque siempre existe un coeficiente de roce inicial con un valor que puede ser más o menos apreciable). Para este proyecto se idealizará la cimentación como apoyos fijos.

Todo esto se hace a los efectos de hacer los cálculos de una manera más sencilla, más simplificada. Los resultados que se obtienen de estas simplificaciones o "idealizaciones" están muy cerca de la realidad, con las debidas limitaciones.

La cimentación se la realizarán con zapatas aisladas, zapatas de medianería o zapatas medianeras con viga centradora de hormigón armado, posterior a los datos obtenidos de la cimentación se realizará el cálculo de las dimensiones y armadura que las zapatas llegue a requerir para poder soportar todos los esfuerzos a las que sean sometidas.

Las zapatas son cimentaciones que se disponen para zonas aisladas de la estructura, constituyen el tipo más frecuentemente utilizado y se emplean cuando el terreno tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas que le transmite la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales significativos entre las distintas partes de ésta, existen distintos tipos de zapatas: zapatas aisladas, zapatas esquineras, zapatas Medianeras

También existen otros tipos de elementos de fundación conocidos: losas de fundación, cimentaciones profundas por pilotes, vigas centradoras

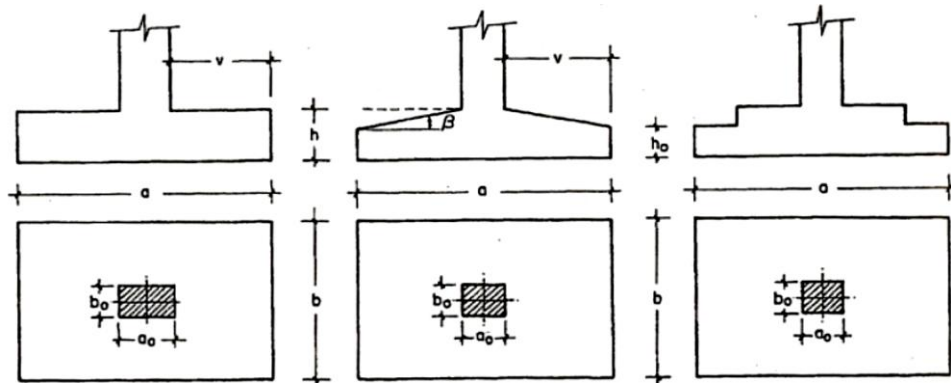
Las zapatas tienden a ser más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de cimentación son reducidos en comparación con otros tipos de fundaciones, como ser las losas de fundación o cimentaciones profundas, motivo por el cual utilizaremos estas fundaciones en el proyecto.

2.6.7.1. Zapata aislada de hormigón armado

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 4: Formas típicas de zapatas aisladas.



Fuente: J. CALAVERA, Cálculo de Estructuras de Cimentación, (4ª Ed.).

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:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

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 valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} \\ d_2 &= \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 &= \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

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, $0.15 * a_0$ y $0.15 * b_0$, respectivamente (Ilustración 21).

El momento de cálculo en la sección 1-1 (Ilustración a) en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_{cd} = b * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2 * \left[\frac{1}{2} * \sigma_{1d} + \frac{1}{3} * (\sigma_{max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

Las tensiones $\sigma_{max,d}$ y σ_{1d} se obtienen a partir de los esfuerzos mayorados del pilar, sin tener en consideración el peso propio de la zapata, usando el método tradicional elástico.

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

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

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:

$$\mu = \frac{M_{cd}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

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

Para calcular la armadura longitudinal ambas caras:

Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados.

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

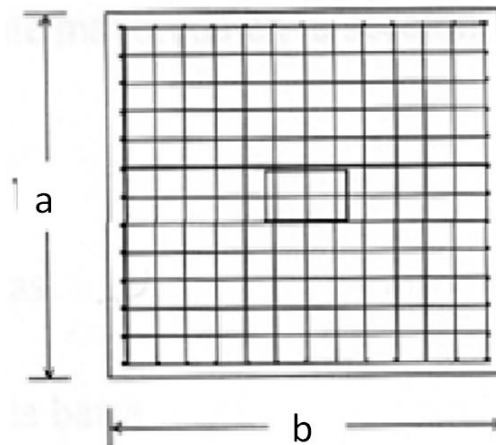
Dónde:

A_s = Área de la armadura

A_{s1} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (5 cm)

Figura 5: Armadura de la zapata centrada



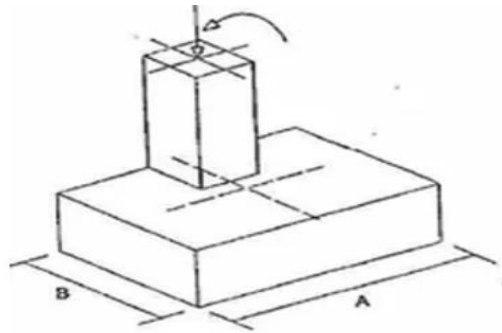
Fuente: Manual de Diseño de Zapatas “CivilGeeks”

Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm y de separación mínima de 10cm.

2.6.7.2. Zapata medianera con viga centradora de $H^\circ A^\circ$.

La carga excéntrica puede serlo por dos motivos, porque exista además del axil un momento que descentra la carga o porque la propia carga este físicamente desplazada del centro de gravedad geométrico de la zapata. Esto último ocurre en zapatas excéntricas, siendo en la practica el caso más frecuente el de las zapatas de medianería. En este caso, al no ser uniforme la distribución de presiones, la zapata tiende a girar produciendo acciones horizontales sobre la estructura y sobre el terreno.

Figura 6: Zapata de Medianería



Fuente: Manual de Diseño de Zapatas “CivilGeeks”

Entre las distintas soluciones que existen para resolver el problema de las zapatas de medianería, se estudian a continuación las dos más recomendables: la de la viga centradora, que se utiliza cuando las cargas son importantes, y la el tirante embebido en el forjado, para cargas de poca importancia.

Método de cálculo

Si se une la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato interior mediante una viga de gran rigidez, puede conseguirse una distribución uniforme para las presiones del terreno.

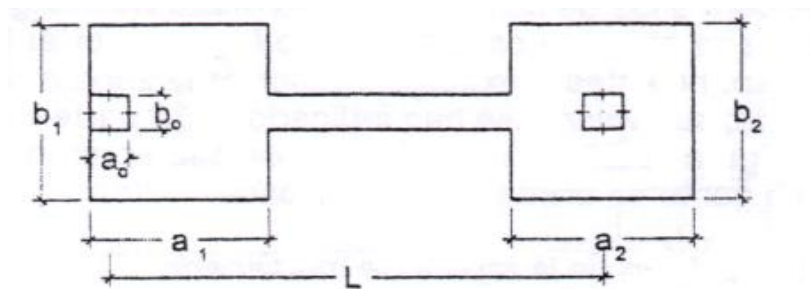
Como la rigidez de esta cimentación es muy grande respecto a las correspondientes a los soportes, sus esfuerzos pueden calcularse suponiendo que está apoyada en los mismos. Si N_1 y N_2 son las cargas de servicio transmitidas por los soportes, y P_1 y P_2

los pesos propios de la cimentación, las resultantes de las reacciones del terreno R'_1 y R'_2 , se determinan mediante las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos:

$$R'_1 = N_1 \cdot \frac{L}{L-e} + P_1 \quad R'_2 = N_2 + P_2 - N_1 \cdot \frac{e}{L-e}$$

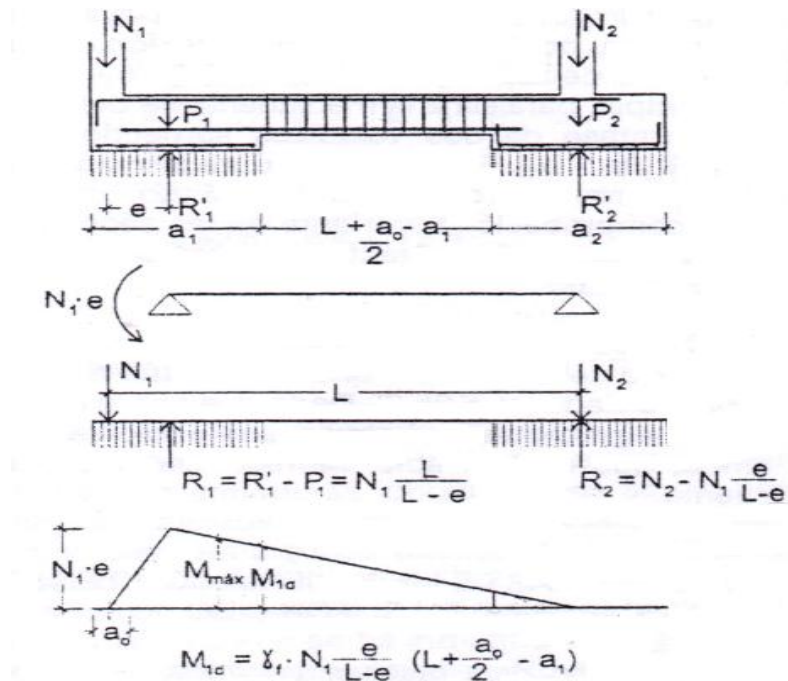
Para que el problema tenga solución, es necesario que $R'_2 > 0$, pues en caso contrario la viga centradora podría levantar al soporte interior.

Figura 7: Zapata de Medianería con Viga Centradora



Fuente: Hormigón Armado “Jiménez Montoya”

Figura 8: Zapata de Medianería con Viga Centradora



Fuente: Hormigón Armado “Jiménez Montoya”

Dimensionamiento:

Para el canto de las zapatas y las dimensiones de la viga centradora deben tomarse valores elevados con objeto de dar rigidez al conjunto. Las dimensiones en planta de las zapatas se determinan, en función de la presión admisible para el terreno, mediante las ecuaciones:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{R'_1}{a_1 \cdot b_1} \quad \sigma_{adm} \geq \frac{R'_2}{a_2 \cdot b_2}$$

Cálculo de Viga Centradora:

Como ya ha sido indicado, puede admitirse que la viga centradora está apoyada en los soportes y que sobre ella actúan dos cargas uniformes de longitudes a_1 y a_2 , cuyas resultantes son, respectivamente (las reacciones en el apoyo son N_{1d} y N_{2d}):

$$R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{L}{L-e} \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{L-e}$$

En el caso más frecuente de que el canto de la viga no supera a los de las zapatas, el armado de la viga centradora se efectúa con el momento M_{1d} y el cortante V_{1d} correspondientes al extremo interior de la zapata de la medianería: sus valores se han indicado en la parte inferior de la figura 2.10. La zona de estribos debe prolongarse medio canto en el interior de la zapata.

$$M_{1d} = -\gamma_f \cdot \frac{N_1}{2} \cdot \left[a_1 \cdot \left(2 - \frac{L}{L-e} \right) - a_0 \right]$$

$$V_{1d} = \gamma_f \cdot N_1 \cdot \left(\frac{L}{L-e} - 1 \right)$$

Cálculo de la Zapata Medianera:

Puede admitirse que la zapata está apoyada en la viga centradora, por lo que el cálculo a flexión se hace como en el caso de zapatas continuas. La armadura principal, paralela a la medianería se determina como si se tratase de dos voladizos sometidos a la carga

de tensión calculada σ_{adm} . Sobre la armadura principal se dispondrá una armadura de reparto.

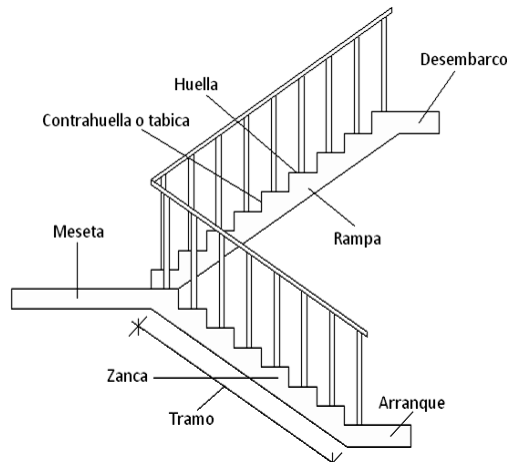
2.7. Estructuras complementarias

2.7.1. Escaleras de hormigón armado

Las escaleras son elementos importantes en una edificación, las mismas que necesitan ser analizadas con detenimiento, no solamente como una estructura aislada en sí, sino como parte de un todo.

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

Figura 9: Representación de las partes de una escalera



Fuente: Elaboración Propia.

2.7.1.1. Proceso de cálculo

Dimensionamiento Mediante Juan Ortega García “Concreto Armado II – ACI”
Capítulo III

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{diseño} = \alpha \cdot M_{max} \quad ; \quad \alpha = 0.8 - 1.0$$

Cálculo del espesor de la losa de la escalera con las siguientes ecuaciones:

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_0 = \frac{t}{\cos \theta}$$

$$h_m = h_0 + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Dónde:

t = Espesor de la losa de la escalera

L_n = Longitud horizontal de la escalera

h = Proyección vertical de *t*

h_m = Altura media

Cálculo de la carga última:

$$q_u = pp + Acab + sc$$

Dónde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

PP = Peso propio

Acab = Acabados

SC = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión.

Cálculo del canto útil:

$$d = t - \left(r + \frac{\theta}{2} \right)$$

Dónde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

ϕ = Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

A_s = Área de armadura positiva

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a los 28 días

f_{yd} = Limite de fluencia del acero

Disposición de la armadura:

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \theta^2}{4}$$

$$S = \frac{b - 2 \cdot r - \theta}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

Dónde:

S = Espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

Refuerzo transversal:

$$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot t$$

$$S = \frac{A_{\theta}}{A_{st}}$$

Dónde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_{ϕ} = Área de la barra de hierro

2.8. Losa alivianada con viguetas de hormigón pretensado.

Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

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

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

La losa de compresión es el concreto colado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Al realizarse el colado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

La resistencia mínima del concreto colado en obra será de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, fabricado con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4”), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

Acero de refuerzo en losa de compresión: 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.

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

$$A_{min} \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

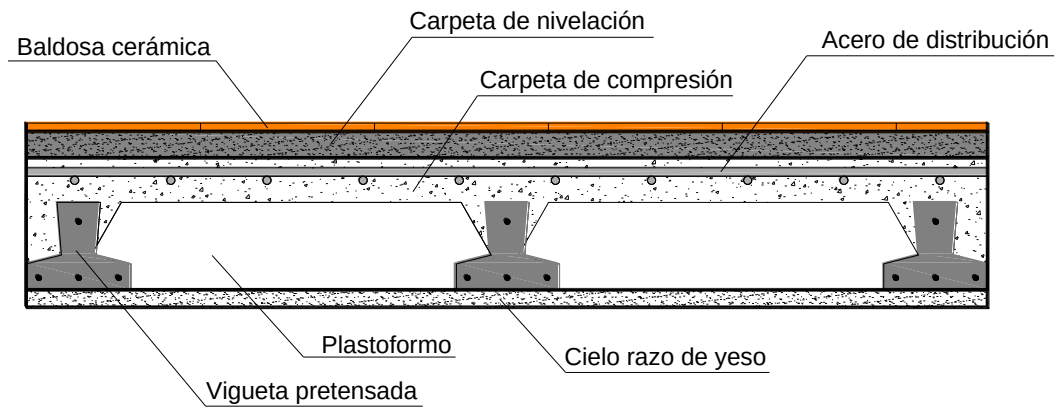
Dónde:

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

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

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

Figura 10: Representación de las partes de una Losa Alivianada



Fuente: Elaboración Propia.

Proceso de cálculo para la obtención del Momento Flector Máximo

1. Determinación de luz de cálculo.

En este caso buscamos la losa que presentara la longitud de luz máxima en la estructura, esta longitud máxima se buscara mediante los planos estructurales, que es ahí donde se encuentran acotados los datos necesarios para el diseño del proyecto, así mismo una vez obtenido la luz máxima a esta sumamos la longitud de apoyo que tendrá la vigueta

en cada extremo, esta longitud a considerar es de 5 cm, en total considerando 10 cm para ambos extremos de la vigueta pretensada.

2. Análisis de cargas sobre la Losa.

Para el análisis en este caso procedemos a realizar el análisis respectivo donde consideramos todas las cargas presentes sobre la losa, la carga de uso, cargas permanentes, carga de muros. También **debemos sumar la sobrecarga**, que significa todo el peso que se suma según el destino de uso, el cual podría ser dormitorio, oficina, archivo, gimnasio, etc.

Cada una de ellas presenta un peso diferente, los valores están reglamentados en las normas de construcciones, en Bolivia trabajamos con el CBH 87, o manuales que estén referenciados en la norma y a este tema. Este nos da una tabla de valores mínimos de las sobrecargas, nosotros podemos aumentarlas si queremos, pero no disminuirlas.

Más aún, es conveniente tomarlas tal cual sin modificación alguna.

Finalmente calculamos el peso propio de la losa, compuesta por las viguetas, ladrillos y capa de compresión en kg/m², pero como las formas de las secciones de cada una de ellas no son figuras regulares, esto complica el cálculo si lo quisiéramos hacer del mismo modo que para la carga adicional, entonces el fabricante de las viguetas deja, en cada comercio de venta o corralón, los folletos que contienen las tablas necesarias para los pesos, resistencias e instrucciones constructivas. Son gratuitas, solo hay que pedir las, y sirven para las viguetas de esa marca. Cada marca de viguetas tiene su propio manual.

3. Proceso de cálculo.

Para la obtención del momento flector máximo se necesita el resultado total de todas las cargas actuantes presentes sobre la losa, cuales se obtienen anteriormente.

Para una losa simplemente apoyada tenemos el momento flector máximo que se presenta en el centro del tramo con el siguiente valor:

$$M_{f.adm} = q \cdot \frac{L^2}{8}$$

Este valor debe ser menor o igual al Momento Admisible que nos da el fabricante, y lo obtenemos de Tabla **(Momentos flectores admisibles)** que igualmente no facilitan los fabricantes.

Ingresando con las dimensiones de la losa adoptada comparamos y vemos que el M_f es menor que M_{adm} , lo que significa que estamos en buenas condiciones.

2.9. Estrategia para la ejecución del proyecto

Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto. A manera de referencia se presentan las siguientes:

- Reconocimiento de cada una de las actividades del proyecto mediante las especificaciones técnicas.
- Determinar los precios unitarios para la elaboración del proyecto.
- Determinar el presupuesto general del proyecto.
- Planeamiento y cronograma respectivo para la ejecución del proyecto.

2.10. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos en el contrato que son muy importantes para definir la calidad de los acabados y de los materiales en la ejecución de una obra.

En general se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

2.11. Análisis de precios unitarios

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: Materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en

cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10 % y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

2.12. Cálculos métricos

Los cálculos métricos se calculan mediante el uso de fórmulas matemáticas más o menos complejas para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración anticipada de ésta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitoria del proyecto.

2.13. Presupuesto general

El presupuesto general de la obra se lo determina de acuerdo a los análisis de precios unitarios para cada cálculo métrico referido en la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente.

Se debe tener cuidado porque un mal cálculo del presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

2.14. Planeamiento y cronograma

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

CAPITULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Generalidades

Una vez obtenido los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona de proyecto, se procedió al respectivo cálculo estructural de la infraestructura.

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la Subgobernación de la Ciudad de Bermejo, en el cual el terreno cuenta con una superficie útil de 1.045,2 m² que es en su mayoría topográficamente plano con desniveles que no son de mucha de consideración, siendo el máximo desnivel de 30 cm. En visitas al lugar se pudo observar que el terreno prácticamente es plano y por lo tanto el plano topográfico otorgado es de fuente confiable.

3.3. Análisis del estudio de suelos

Los ensayos de suelos realizados fueron los siguientes: Granulometría, Límites de Atterberg y el ensayo de carga directa S.P.T.

Es importante señalar que se realizaron la perforación de dos pozos y los resultados se presentan a continuación:

Tabla 8: Capacidad portante del terreno

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	No DE GOLPES	$\sigma_{adm}(\text{kg/cm}^2)$
Pozo N° 1	2	22	1,50
Pozo N° 2	2	23	1,50

Fuente: Estudio de Suelos del Proyecto (Anexo A-1)

En general se sugiere usar el menor valor de tensión admisible para el diseño. Los resultados obtenidos de la capacidad portante del terreno se muestran en la Tabla 3.1.

Para el diseño de la cimentación se utilizarán los resultados más desfavorables:

- Altura de cimentación = 2,00 m
- Capacidad portante del suelo $\sigma_{adm} = 1,50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

La clasificación del suelo se la realizo por la clasificación AASHTO, clasificando al suelo en estudio para ambos pozos como A-4, tratándose de un suelo compuesto esencialmente de limo consolidado, con moderada o poca cantidad de material grueso y arcilla grasa coloidal que se muestra en la tabla 9.

Tabla 9: Características de los sondeos SPT y tipos de suelos

Sondeo S.P.T	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Pozo 01	2,00	11,75	Suelos compuestos esencialmente de limo consolidado, con moderada o poca cantidad de material grueso y solo pequeña cantidad de arcilla grasa coloidal A-4(8)
Pozo 02	2,00	11,74	Suelos compuestos esencialmente de limo consolidado, con moderada o poca cantidad de material grueso y solo pequeña cantidad de arcilla grasa coloidal A-4(8)

Fuente: Estudio de Suelos del Proyecto (Anexo A-1)

Los ensayos realizados, tablas y sus correspondientes resultados se encuentran en la sección de Anexos A-1.

3.4. Análisis del diseño arquitectónico

Al igual que lo mencionado en el Capítulo II (Marco Teórico), el diseño arquitectónico fue proporcionado por la Subgobernación de la Ciudad de Bermejo y consta de los siguientes ambientes:

Planta baja: Tiendas, abarrotes, comederas, cafetería, quioscos, sanitarios y depósito

Primer piso: Recepción, dormitorios, cocina y comedor.

Segundo piso: Oficinas, sala de espera Auditorio y depósito

Los planos y referencias se disponen en la Sección de Anexos A-10, Planos Arquitectónicos.

Verificando las dimensiones de la estructura se observa que la edificación tiene 45,25 metros de largo por 20,35 metros de ancho por lo que de acuerdo a Norma Boliviana CBH-87 se requiere una junta de dilatación cuanto la edificación es mayor a 30-40 metros por lo que a continuación se realiza el calculo de la junta de dilatación termina: Usamos la formula:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

α =coeficiente de dilatación del hormigón: $10^{-5} / ^\circ\text{C}$

$L=45,25 \text{ m}= 45250 \text{ mm}$

ΔT = variación típica anual ciudad de Tarija $20-25^\circ\text{C}$

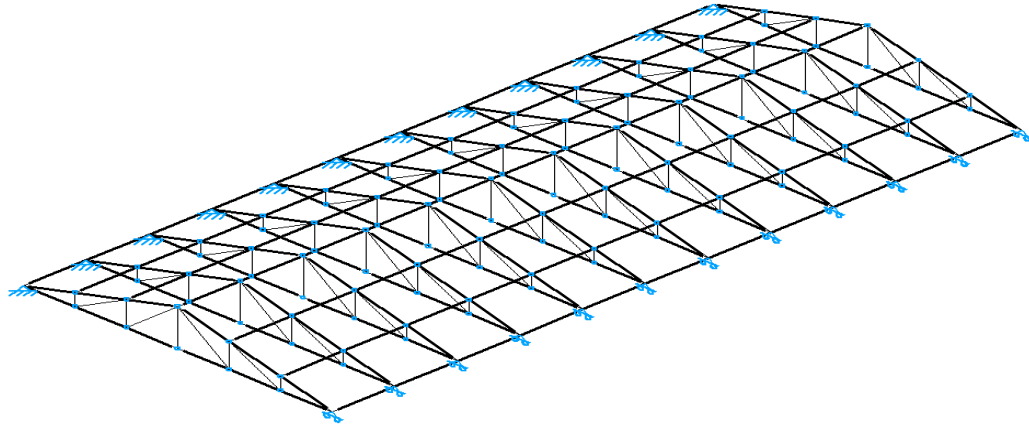
$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot 45250 \cdot 25 = 11,3 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se asumen una junta de dilatación de 11 mm para la estructura de hormigón.

3.5. Estructura de sustentación de cubierta

3.5.1. Descripción de la estructura de sustentación de cubierta

Figura 11: Vista de la cubierta 3D.



Fuente: Programa CYPECAD 3D

El diseño y modelado de la estructura se realizó con todos los aspectos constructivos necesarios para un buen diseño, garantizando seguridad y estabilidad de la estructura considerando las cargas actuantes, los espaciamientos entre cerchas y el mismo dimensionado de cada elemento que constituye dicha cercha. A continuación, se detalla algunos aspectos importantes en el diseño.

- Separación máxima entre Cerchas de 1,83 m.
- Separación máxima entre Correas de 1,58 m.
- Cobertura de calamina trapezoidal.
- Sección de diseño Tubo Rectangular y Cuadrado.
- Correas perfil costanero C.
- Cercha tipo Pratt

El detalle de las Hipótesis de carga utilizadas, cargas actuantes, dimensiones y verificación manual se muestran a continuación:

Propiedades del acero

Propiedades del Acero para Cubierta Metálica:

- Acero Conformado ASTM A-36

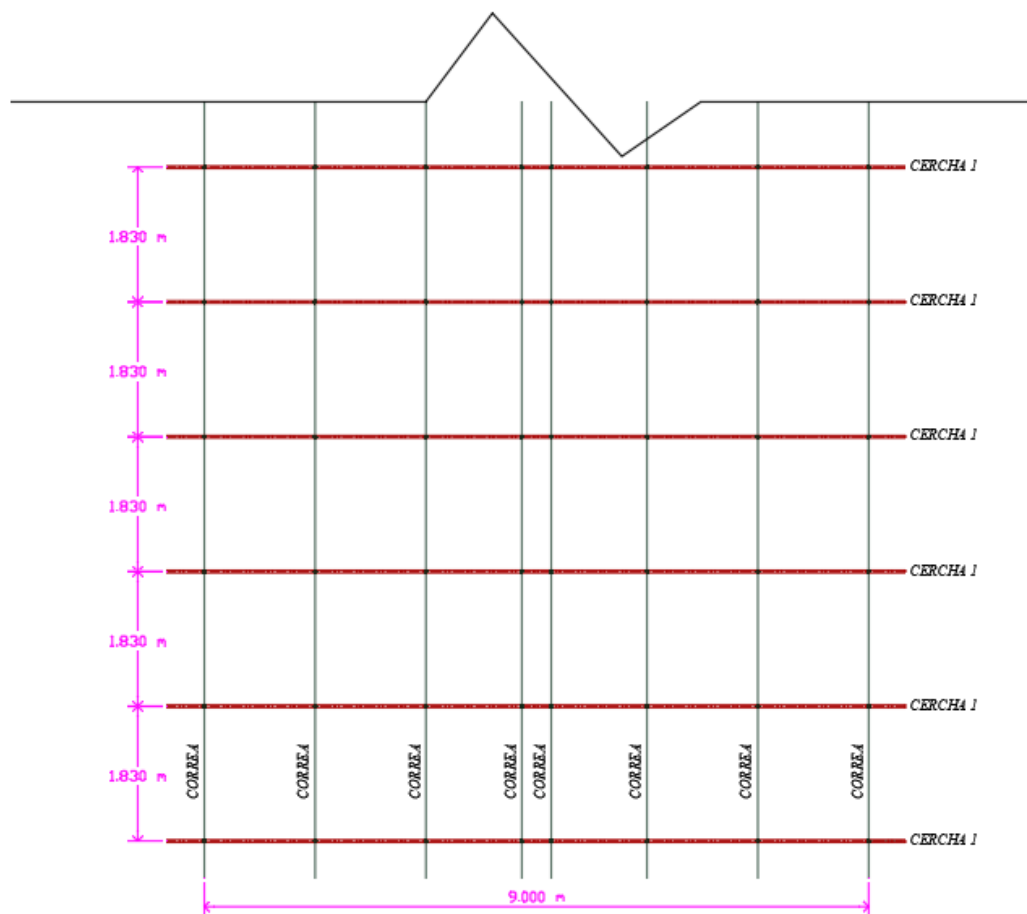
- $F_y = 2.530,00 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Fluencia
- $F_y = 4.080,00 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Rotura
- $E = 2.039.000,00 \text{ kg/cm}^2$ Modulo de Elasticidad

Especificaciones de la calamina galvanizada.

- Longitud total = 4,50 m.
- Ancho = 0,90 m.
- Peso = 3,65 kg/m².

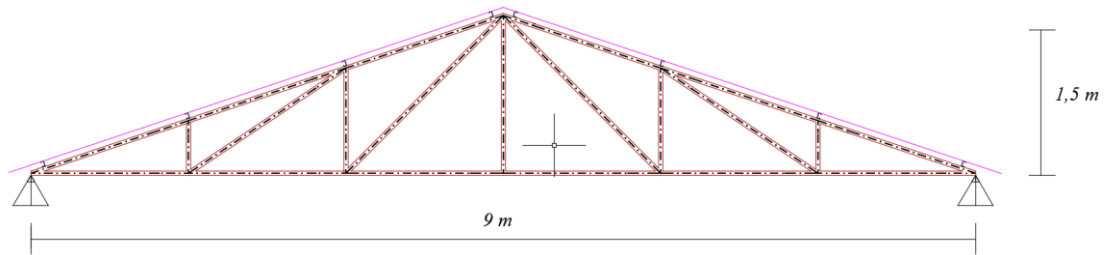
Esquema geométrico de la cubierta metálica. –

Figura 12: Separación de correas en planta de la cercha.



Fuente: Elaboración propia

Figura 13: Vista transversal de la cercha.



Fuente: Elaboración propia

Especificaciones de la cercha. -

- Pendiente $P= 30\%$
- Ángulo de inclinación $\alpha= 18^\circ$
- Separación de las cerchas $S= 1,83 \text{ m}$
- Área de cubierta $A_c=180,87 \text{ m}^2$

3.5.2. Análisis de cargas para la cubierta

Cargas permanentes

Peso de Cubierta (calamina N°28) = 3,65 kg/m²

Peso del cielo falso = 20,00 kg/m²

Carga muerta (D) = 23,65 kg/m²

Carga viva

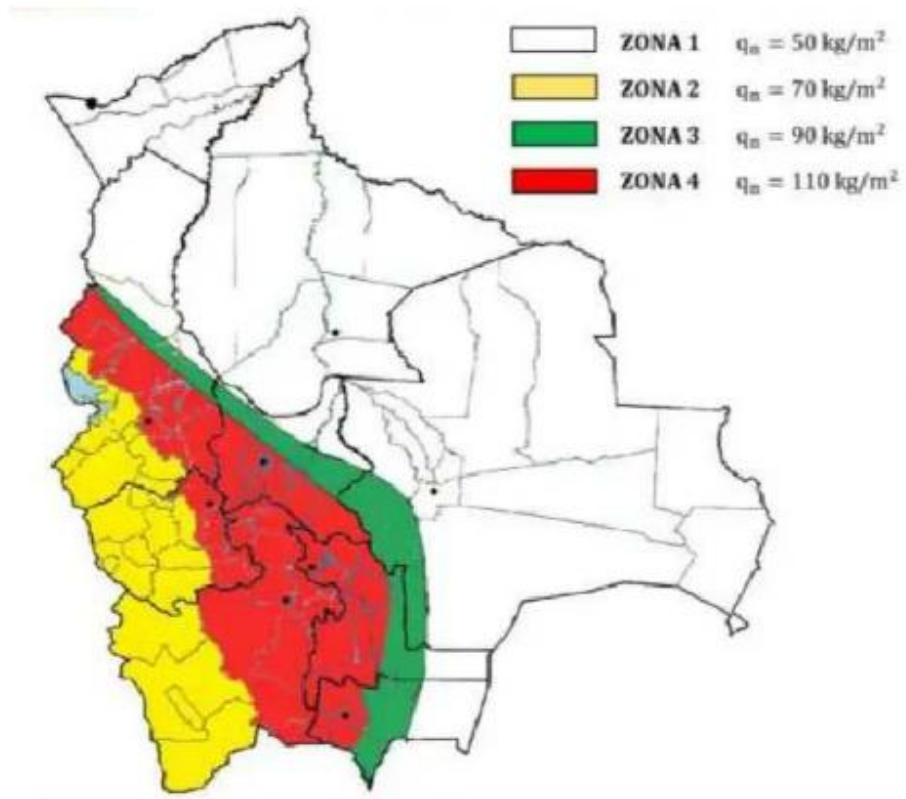
Se analiza esta carga actuante en la cubierta como la carga aplicada en el proceso de montaje de la estructura, así como en el periodo de mantenimiento una vez puesto en uso.

Carga viva LR = 50,00 kg/m²

Carga de granizo.

Para asumir la carga de granizo se utiliza la norma boliviana de acción de granizo en edificaciones en el artículo 5 en donde se asumen cargas debido a la zona en donde se realizará la edificación, siendo nuestro caso en la ciudad de Bermejo se asume una zona 3 con una carga de $q_n=90 \text{ kg/m}^2$

Figura 14: Artículo 5 – Zonificación carga de granizo base para el territorio nacional



Fuente: Norma boliviana de acción de granizo en edificaciones

Se considera que para la cubierta con una pendiente entre 15° a 60° lo adecuado es considerar al granizo como una carga actuante de acuerdo a la siguiente ecuación para el factor de corrección de granizo:

$$C_s \begin{cases} 1; 0 \leq \alpha \leq 15 \\ \frac{60 - \alpha}{45}; 15 \leq \alpha \leq 60 \\ 0; \alpha \geq 60 \end{cases}$$

Ángulo de inclinación $\alpha = 18^\circ$

$$\text{Factor de corrección de ángulo } C_s = \frac{60 - 18}{45} = 0,93$$

Por tanto, la ecuación de carga de granizo se calcula mediante la siguiente formula:

$$q_s = C_s \cdot q_n$$

q_s : Carga de Granizo afectada por pendiente de cubierta

Cs: Factor de Corrección de Angulo (0,93)

q_n : Carga granizo (90 kg/m²)

$$q_s = 0,93 * 90 = 83,70 \text{ kg/m}^2$$

$$q_s = 83,70 \text{ kg/m}^2$$

Carga de viento.

Para estimar las cargas debido al viento se considera el mismo actuando en barlovento y sotavento considerando los siguientes datos:

- Ubicación: Ciudad de Bermejo
- Topografía: Homogénea
- Angulo de inclinación de la cubierta: 18°
- Exposición y clasificación del edificio según la tabla N°1 (Anexo 4)
- Velocidad básica del viento. La velocidad básica del viento en base a los datos que brinda el SENAMHI tabla N°2 (Anexo 4).

Carga dinámica del viento:

Para estimar las cargas debido al viento se considera el mismo actuando a la izquierda y a la derecha, es decir en (Barlovento y Sotavento), considerando la inclinación de 18°, la carga de viento se calculó adoptando una velocidad de 15,42 m/s que es la que nos proporcionó el Senamhi.

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

$$V = 15,42 \text{ m/s}$$

$$W = \frac{15,42^2}{16} = 14.86 \text{ kg/m}^2$$

Sobre carga de viento a Barlovento $P = C_1 * W$

$C_1 = -0,04$ Tabla N°1 Coeficientes Eólicos (Anexo A-4)

$$P = -0,59 \text{ kg/m}^2$$

Sobre carga de viento a Sotavento $P = C_2 * W$

$C_2 = -0.4$ Tabla N°1 Coeficientes Eólicos (Anexo A-4)

$P = -5.94 \text{ kg/m}^2$

Debido a que la carga de viento genera una acción negativa (succión), no se tomara en cuenta para el diseño debido a que el caso más desfavorable será cuando no haya presencia de viento.

Cargas totales para la cubierta:

- **Cargas Muertas (D)**

Carga Muerta (D) = 23,65 kg/m²

- **Cargas Vivas (CV)**

Carga de Granizo (S) = 83,70 kg/m²

Sobrecarga de Uso (L) = 50,00kg/m²

Combinaciones de carga:

El análisis de combinaciones de carga se desarrolló según el manual del comité American Iron and Steel Institute (AISI), sobre especificaciones para el diseño de miembros Estructurales de Acero Conformado en Frío. El diseño se efectuará de acuerdo con los requisitos para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Estados de Carga u Combinaciones de Carga:

U1	$1,4 \cdot D + L$
U2	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
U3	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (0,5 \cdot L \text{ o } 0,8 \cdot W)$
U4	$1,2 \cdot D + 1,3 \cdot W + 0,5 \cdot L + 0,5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
U5	$1,2 \cdot D + 1,5 \cdot E + 0,5 \cdot L + 0,2 \cdot S$
U6	$0,9 \cdot D - (1,3 \cdot W \text{ o } 1,5 \cdot E)$

Donde:

D = Carga permanente, compuesta por peso propio y peso de todos los materiales incorporados a la estructura que son soportados por el mismo.

L = Sobrecargas debido al uso en tiempo de montaje y cargas que la estructura soporta transitoriamente durante su mantenimiento.

Lr = Sobrecarga sobre la Cubierta.

S = Carga de Nieve o de Granizo.

Rr = Carga de lluvia exceptuando el estancamiento.

E = Carga Sismica.

W = Carga de Viento.

Resultados de Combinaciones de carga:

Estado U1 = 83,11 kg/m²

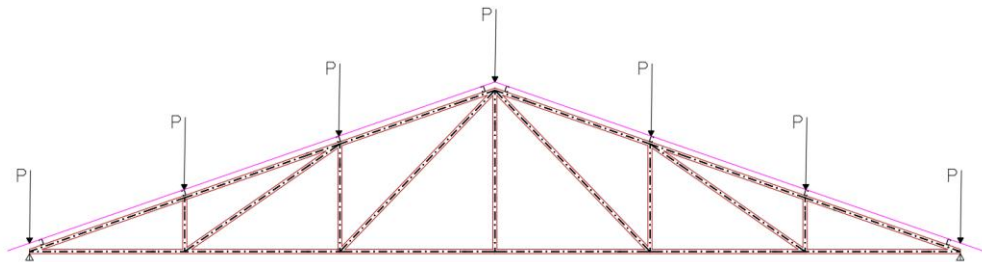
Estado U2 = 140,93 kg/m²

Estado U3 = 157,54 kg/m²

Al realizar la mayoración de cargas con sus respectivas combinaciones se decidió elegir la mayor (U3), ya que trabajamos con el diseño considerando las cargas más desfavorables.

3.5.3. Idealización de la estructura

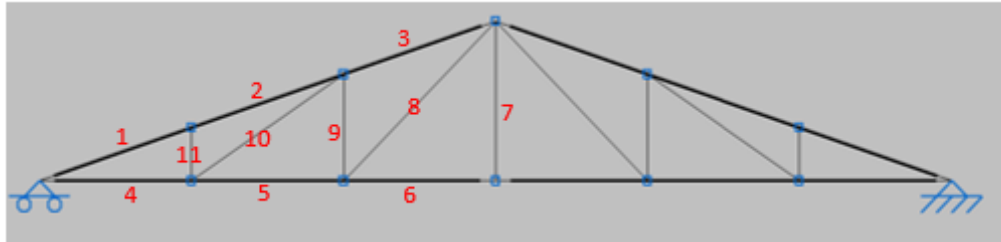
Figura 15: Idealización de la estructura



Fuente: *Elaboración propia*

3.5.4. Esfuerzos internos de la cercha

Figura 16: Elementos de la cercha



Fuente: Elaboración propia

Tabla 10: Fuerzas axiales de la cercha.

Barra	Cordón	Barra	Cordón
	Inferior (kg)		Superior(kg)
1	-8550.00	7	39.00
2	-8410.00	8	2280.00
3	-6960.00	9	-1550.00
4	767.00	10	1650.00
5	34.00	11	-940.00
6	-1559.00	12	

Fuente: Elaboración propia.

3.5.5. Verificación del elemento solicitado a tracción

Propiedades del material acero A-36 designado por la ASTM

$F_y = 2.531,048 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia).

$F_u = 4.077,8 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo último de tensión de acero estructural).

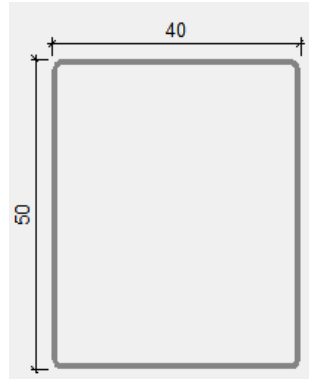
$E = 2,10E + 06 \text{ kg/cm}^2$ (Módulo de elasticidad).

La verificación se la realizara para la barra # 8 por ser la más solicitada.

$P_u = 2.280,00 \text{ kg}$ (Fuerza axial en Tensión.)

$L = 2,12 \text{ m}$ (Longitud de la barra.)

Propiedades de la sección en estudio:



DIMENSIONES				AREA	MOMENTO DE INERCIA		RADIO DE GIRO	
h	b	c	e		Ix	Iy	rx	ry
mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm
50	40	0	1.2	2,06	7,64	5,43	1,92	1,62

Longitud efectiva (L_{efec}).- Considerando que el elemento tiene ambos extremos articulados se tiene que el coeficiente de pando es: $K = 1$

$$L_{efec} = k * L = 1,50 \text{ m}$$

Los factores de resistencia ϕ en tracción son:

$$\phi_1 = 0,9000 \quad (\text{Por fluencia})$$

$$\phi_2 = 0,7500 \quad (\text{Por Ruptura})$$

Condiciones que debe cumplir:

Resistencia por Fluencia:

$$f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$1.106,79 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.277,00 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple!!}$$

Relación de esbeltez. - Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia de un miembro en compresión. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez de los miembros en tracción. El propósito de estas limitaciones es para garantizar que dichos elementos posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas.

$$K=1$$

$$L=212 \text{ cm}$$

$$r_{\min}=1,62$$

$$\frac{Kl}{r_{\min}} \leq 300$$

$$130,84 \leq 300,00 \quad \text{cumple!!}$$

3.5.6. Verificación del elemento solicitado a compresión

Propiedades del material acero A-36 designado por la ASTM

$F_y = 2.531,048 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia).

$F_u = 4.077,8 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo último de tensión de acero estructural).

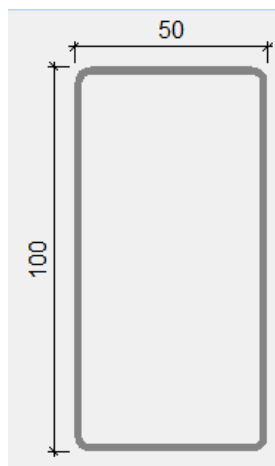
$E = 2,10E + 06 \text{ kg/cm}^2$ (Módulo de elasticidad).

Para la verificación a compresión la barra # 1 es la más solicitada.

$P_u = -8.550,00 \text{ kg}$ (Fuerza axial en Compresión.)

$L = 1,58 \text{ m}$ (Longitud de la barra.)

Propiedades de la sección en estudio:



DIMENSIONES				AREA	MOMENTO DE INERCIA		RADIO DE GIRO	
H	b	c	e		Ix	Iy	rx	ry
M m	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm
100	50	0	2	5,73	74,89	25,63	3,62	2,11

Estas secciones fueron analizadas previamente en el programa CYPE 3D.

Ahora se pretende verificar que esta sección cumpla con los requisitos de un elemento en Compresión.

Longitud efectiva (L_{efec}).- Considerando que el elemento tiene ambos extremos articulados se tiene que el coeficiente de pando es: $K=1$

$$L_{efec} = k * L = 1,58 \text{ m}$$

Razón de esbeltez. - Para miembros diseñados solo en compresión se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

$$K=1$$

$$L=158 \text{ cm}$$

$$r_{min}=2,11 \text{ cm}$$

$$\lambda_{max} = \frac{K l}{r_{min}} < 200$$

$$74,88 < 200,00 \text{ cumple!!}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica. Se debe calcular la esbeltez para definir si son columnas largas cortas o intermedias, la esbeltez se calcula con la siguiente formula:

$$\lambda_c = \frac{K l}{r_{min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Estas ecuaciones se basan en estudios experimentales y teóricos que toman en cuenta los efectos de los esfuerzos residuales y un desalineamiento inicial de $L/1500$, donde L es la longitud del miembro.

Determinando la esbeltez:

$$K=1$$

$$l=158 \text{ cm}$$

$$r_{\min}=2,11 \text{ cm}$$

$$F_y=2.531,048 \text{ kg/cm}^2$$

$$E=2,10E+06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 0,83 < 1,50$$

Como la esbeltez es menor a 1.5 entonces podemos decir que nuestra columna es intermedia a corta.

El esfuerzo mínimo de pandeo para columnas inelásticas intermedias o cortas:

$$F_{cr} = 0.6580^{\lambda_c^2} \cdot F_y$$

$$F_{cr} = 1.788,24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A$$

$$P_n = 10.246,66 \text{ kg}$$

Suma de las cargas factorizadas. -Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0.85

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 8.709,66 \text{ kg}$$

Verificando solicitaciones. -

$$P_u \geq P_{real}$$

$$8.709,66 \text{ kg} \geq 8.550,00 \text{ kg}$$

Cumple!!

3.5.7. Verificación de correas en flexión asimétrica

Propiedades del material acero A-36 designado por la ASTM

$F_y = 2.531,05 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia).

$F_u = 4.077,80 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo último de tensión de acero estructural).

$E = 2,10E + 06 \text{ kg/cm}^2$ (Módulo de elasticidad).

Datos de Calculo:

$L = 1,83 \text{ m}$	Longitud de la Correa
$\alpha = 18^\circ$	Inclinación de Correa (Grados)
$E_c = 1,58$	Espaciamiento entre correas
$A_a = 2,89 \text{ m}^2$	Area de aporte a la Correa
$\phi_b = 0,95$	Factor de Resistencia para Flexion

Cargas para el Diseño de la Correa:

- Cargas Muertas (D)

Peso de la Correas	=	2,77	kg/m
Peso Calamina + Acc.=		3,65	kg/m ²
Peso Aporte Calamina=		10,75	kg
Peso Calamina S/C	=	5,77	kg/m
Carga Muerta (D)	=	8,54	kg/m

- Cargas de Granizo (S)

Carga de Granizo=	65,10	kg/m ²
Carga Ap. de Granizo=	188,23	kg
Carga de Granizo (S) =	102,86	kg/m

- Cargas de Mantenimiento (L)

Sobrecarga de Uso=	50,00	kg/m ²
Sobrecarga de Uso Ap=	144,57	kg

$$\text{Sobrecarga de Uso (L)} = 79,00 \quad \text{kg/m}$$

Estados de Carga u Combinaciones de Carga:

U1	$1,4 \cdot D + L$
U2	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot (\text{Lr o S o Rr})$
U3	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (\text{Lr o S o Rr}) + (0,5 \cdot L \text{ o } 0,8 \cdot W)$
U4	$1,2 \cdot D + 1,3 \cdot W + 0,5 \cdot L + 0,5 \cdot (\text{Lr o S o Rr})$
U5	$1,2 \cdot D + 1,5 \cdot E + 0,5 \cdot L + 0,2 \cdot S$
U6	$0,9 \cdot D - (1,3 \cdot W \text{ o } 1,5 \cdot E)$

Mayoración de Cargas:

$$D = 8,54 \quad \text{kg/m}$$

$$L = 79,00 \quad \text{kg/m}$$

$$S = 102,86 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Estado U1} = 79,00 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Estado U2} = 188,07 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Estado U3} = 214,32 \quad \text{kg/m}$$

Al realizar la mayoración de cargas con sus respectivas combinaciones se eligió la mayor (U3), ya que trabajamos con el diseño considerando las cargas más desfavorables.

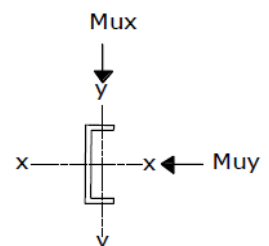
Descomposición de la Carga para las Correas:

$$U = 214,32 \quad \text{kg/m}$$

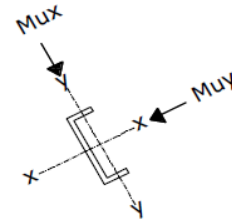
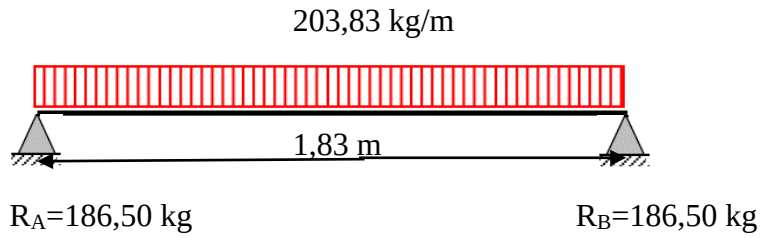
$$\alpha = 18,00^\circ$$

$$U_X = U \cdot \text{Sen} \alpha = 66,23 \quad \text{kg/m}$$

$$U_Y = U \cdot \text{Cos} \alpha = 203,83 \quad \text{kg/m}$$



Cálculo de las Reacciones en el Eje X:



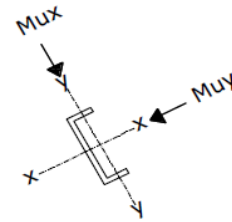
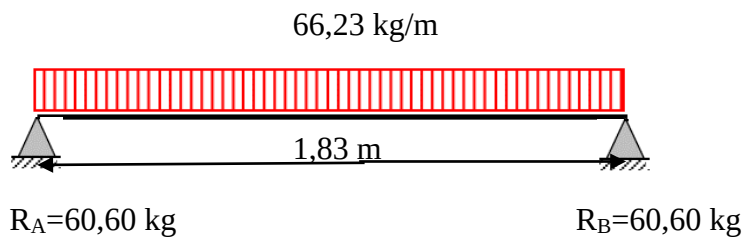
Momento Máximo Mux:

$$L = 1,83 \text{ m}$$

$$q_y = 203,83 \text{ kg/m}$$

$$M_{ux} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 85,32 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de las Reacciones en el Eje Y:



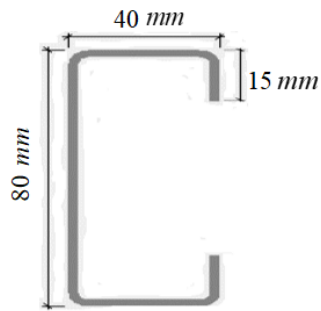
Momento Máximo Muy:

$$L = 1,83 \text{ m}$$

$$q_y = 66,23 \text{ kg/m}$$

$$M_{uy} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 27,72 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Propiedades de la sección en estudio:



DIMENSIONES				ÁREA	MOMENTO DE INERCIA		MODULO DE SECCIÓN	
h	b	c	e		I _x	I _y	Z _x	Z _y
mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
80	40	15	2	3,53	35,21	8,06	9,39	4,20

Cálculo de la Resistencia nominal de la sección en el eje X y Y:

$$M_{cx} = F_y \cdot Z_x = \frac{2.531,05 \cdot 9,39}{100} = 237,67 \text{ kg.m}$$

$$M_{cy} = F_y \cdot Z_y = \frac{2.531,05 \cdot 4,20}{100} = 106,30 \text{ kg.m}$$

Calculo de la resistencia de diseño a Flexión en eje X y Y:

$$M_{nx} = \phi b \cdot M_{cx} = 0,95 \cdot 237,67 = 225,80 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = \phi b \cdot M_{cy} = 0,95 \cdot 106,30 = 100,99 \text{ kg.m}$$

Verificando la Flexión Asimétrica:

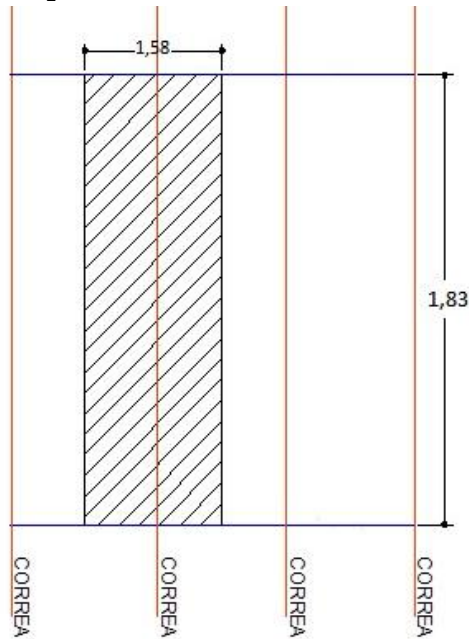
$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{85,32}{225,80} + \frac{27,72}{100,99} \right) \leq 1$$

$$0,65 \leq 1,00 \quad \text{Cumple}$$

En el proceso de modelado, cálculo de secciones y verificación manual se obtiene el siguiente dimensionado para cada elemento de la cercha tipo que es la misma para las doce cerchas que existen en la cubierta (cordón superior, inferior, diagonales, montantes y correas), de la estructura:

3.5.8. Verificación de la separación entre cerchas



Combinaciones de cargas según LRFD

U1	$1,4 \cdot D + L$
U2	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
U3	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (0,5 \cdot L \text{ o } 0,8 \cdot W)$
U4	$1,2 \cdot D + 1,3 \cdot W + 0,5 \cdot L + 0,5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
U5	$1,2 \cdot D + 1,5 \cdot E + 0,5 \cdot L + 0,2 \cdot S$
U6	$0,9 \cdot D - (1,3 \cdot W \text{ o } 1,5 \cdot E)$

Dónde:

U=Carga total de la combinación

D= Carga muerta

L=Carga viva

LR= Carga viva de techo

S= Carga de nieve o granizo

R=Carga de lluvia

W=Carga de viento

E=Carga de sismo

Se escoge la más desfavorable:

$$U3 = 1.2 D + 1.6(LR \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$$

$$U3 = 112.59 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto la carga lineal será $Q=U3 \cdot e=177.89 \text{ kg/m}$

Flecha admisible

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

Flecha real

$$f = \frac{5}{384} * \frac{QL^4}{EI}$$

Por tanto

$$L_{max} = \sqrt[3]{\frac{384 * E * I}{5 * 300 * Q}} \rightarrow L_{max} = 2.20 \text{ m}$$

Como $L=1,83 \text{ m} \leq L_{max}=2.20 \text{ m}$ cumple la separación entre cerchas

3.5.9. Diseño de la placa de anclaje

Propiedades del material acero A-36.

$Fcd = 166,67 \text{ kg/cm}^2 = 2370,6 \text{ psi}$ (Resistencia de cálculo del hormigón a compresión)

$Fy = 2.531,048 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia)

$Fu = 4.077,8 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo último de tensión de acero estructural)

$Fv = 3.374,731 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo cortante último)

$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ (Módulo de elasticidad)

Datos nudos

$Pu=3249.00 \text{ kg}$ (Reacción Vertical del elemento)

$$\Phi = 0.65$$

Calculo del área de anclaje

$$A_{nec} = \frac{P_u}{\theta_c * 0.85 * f_{cd}} = \frac{3249}{0.65 * 0.85 * 166.67} = 23.46 \text{ cm}^2$$

$$B = 10 \text{ cm} ; N = 10 \text{ cm}$$

$$Area \text{ real} = 10 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 100 \text{ cm}^2$$

$$Area \text{ real} \geq Area \text{ necesaria}$$

$$100 \text{ cm}^2 \geq 23.46 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se asumirá una sección de 10x10cm

Diseño de espesor de placa

$$t_{req} = l * \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * f_y * B * N}} = 0.45 \text{ cm}$$

Por lo tanto se asumirá un espesor de placa de 5.00 mm

Diseño del perno de anclaje.

Datos:

Dónde:

t = Espesor de la placa, en (cm).

Ru = Carga última de cálculo = 3249.00 kg

B = Lado de la placa = 20cm

N = Longitud de apoyo en el soporte = 20cm

K = Coeficiente de resistencia al pandeo lineal = 1,11cm

n = Claro del voladizo de la placa

$$n = \frac{B - 2 * K}{2} = \frac{20 - 2 * 1.11}{2} = 8.89 \text{ cm}$$

Cálculo del área del perno

$$t = \sqrt{\frac{2 * Ru * n^2}{0.9 * B * N * Fy}} = \sqrt{\frac{2 * 3249 * 8.89^2}{0.9 * 20 * 20 * 2531.048}} = 0.75 \text{ cm} \approx 0.30 \text{ in}$$

Por lo tanto se empleara el espesor comercial de:

$$\frac{3}{8}'' = 0.95 \text{ cm} \approx 0.34 \text{ in}$$

$$t_{\text{adoptado}} \geq t_{\text{calculo}}$$

Anclaje del perno

Dónde:

$T_u = P_u = 3249.00 \text{ kg}$ (fuerza aplicada al perno, fuerza axial sobre placa)

$F_u = 4077,80 \text{ kg/cm}^2$ (fuerza que resiste el perno esfuerzo ultimo del acero)

$\phi_t = 0,75$ (factor de resistencia tomado para aceros A – 36)

$$A = \frac{T_u}{0.75 * \phi_t * F_u} = \frac{3249}{0.75 * 0.75 * 4077.80} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 1.42}{\pi}} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se empleará el diámetro comercial de:

$$D = \frac{5}{8}'' = 1.59 \text{ cm}$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} * d^2 = \frac{\pi}{4} * 1.59^2 = 1.99 \text{ cm}^2$$

$1,99 \text{ cm}^2 > 1,42 \text{ cm}^2$ cumple.

$$L_{\text{anclaje}} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 22.975 \quad \text{adoptamos} \quad L_{\text{anclaje}} = 25.000 \text{ cm}$$

Resumen de elementos para Cubierta Metálica

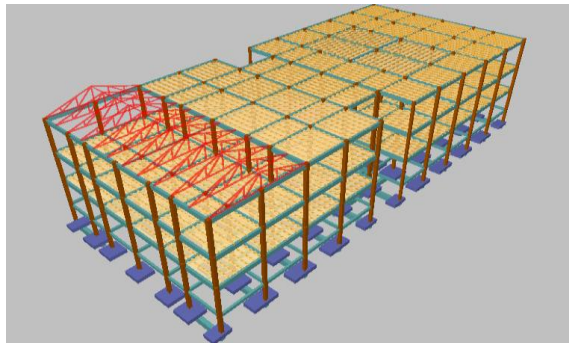
RESUMEN PERFILES METÁLICOS A-36 CUBIERTA		
Cercha tipo	Cordón Inferior	TC - 100x50x2 mm
	Cordón Superior	TC - 100x50x2 mm
	Montante	TC - 50x40x1.2 mm
	Diagonal	TC - 50x40x1.2 mm
Correas	Perfil Costanera – 80x40x15x2.00 mm	
Cobertura	Calamina Trapezoidal N°28	
Soldadura	Arco eléctrico y electrodo E70	

Fuente: Elaboración Propia

3.6. Estructura de sustentación de la edificación

3.6.1. Descripción de la estructura de sustentación de la edificación.

Figura 17: Esquema De La Estructura De Hormigón.



Fuente: Paquete estructural Cypecad

Para la estructura de la edificación se propuso realizar pórticos de H°A°. La estructura porticada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio, cargas vivas, sobrecargas.

Se realizó el diseño estructural en el paquete CYPECAD, Realizando un cálculo manual de los elementos más solicitados de la estructura.

Datos de los materiales empleados en la estructura:

Hormigón = H - 21

Acero estructural = AE - 400

Resistencia característica del H° $f_{ck} = 250,00 \text{ kg/cm}^2$

Límite de fluencia del acero $f_{yk} = 5.000,00 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico del H° $A^\circ = 2.400 \text{ Kg/m}^3$

Grado de exposición II a, recubrimiento mínimo 2,00 cm.

Recubrimiento Zapatas = 5,00 cm

Coeficientes de seguridad del hormigón $\gamma_c = 1,60$

Coeficientes de seguridad del acero $\gamma_s = 1,15$

Profundidad de fundación = 2.00 m

Esfuerzo admisible del terreno $\sigma = 1,50 \text{ kg/m}^2$

3.6.2. Análisis de cargas para la estructura de hormigón

Para la determinación de cargas actuantes se analizaron los usos de los ambientes, los materiales de acabado como el peso propio de la estructura.

Las cargas tomadas en cuenta en el diseño son:

- El peso transmitido por la cubierta.
- Acciones permanentes o cargas muertas.
- Cargas de uso o vivas

Peso propio.

Las cargas consideradas como permanentes son las cargas debidas a su peso propio de los elementos estructurales se calculará para cada elemento de acuerdo su volumen, y en función del peso específico del material.

$$Pp = Ve * \gamma h$$

Dónde:

Pp: peso propio.

Ve: Volumen del elemento estructural.

γ_h : Peso específico del hormigón

Sobre pisos y acabados.

La carga de sobre piso y acabado se refiere al peso resultante de la capa de nivelación, cerámico y a la terminación de los techos con cielo raso de revoque de yeso.

Peso de la baldosa cerámica.

$$P_b = e * \gamma_b = 36,00 \text{ kg/m}^2$$

Dónde:

P_b : Peso de la baldosa cerámica.

e : Espesor de la baldosa cerámica ($e = 2,00 \text{ cm}$).

γ_b : Peso específico de baldosa cerámica ($\gamma_b = 1.800,00 \text{ kg/m}^3$).

Peso del cielo falso de yeso.

$$P_y = e * \gamma_y = 31,25 \text{ kg/m}^2$$

Dónde:

P_y : Peso de revoque de yeso para cielo raso.

e : Espesor de revoque de yeso ($e = 2,50 \text{ cm}$).

γ_y : Peso específico del yeso ($\gamma_y = 1.250,00 \text{ kg/m}^3$).

Peso de carpeta de nivelación.

$$P_{cn} = e * \gamma_{hs} = 63,00 \text{ kg/m}^2$$

Dónde:

P_{cn} : Peso de carpeta de nivelación.

e : Espesor de mortero ($e = 3,00 \text{ cm}$).

γ_m : Peso específico de hormigón simple ($\gamma_m = 2.100,00 \text{ kg/m}^3$).

Por lo tanto, el valor de la carga de sobre pisos y acabados será igual a:

$$P_{sa} = P_{cn} + P_b + P_y = 130,25 \text{ kg/m}^2$$

Muro de ladrillo interior ($e = 12,00 \text{ cm}$).

Peso por m^2 :

164,00 kg/m^2 .

Muro de ladrillo exterior (18 cm).

Peso por m²:

218,40 kg/m².

Sobrecargas de uso.

Tabla 11: Sobrecargas de uso para edificios (oficinas).

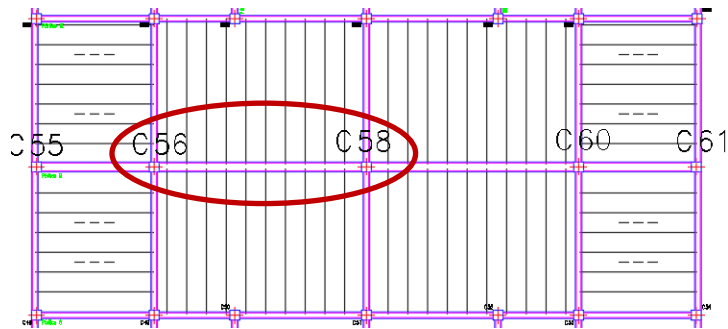
USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA kg/m ²
Oficinas	300
Dormitorios	300
Salón de reuniones	500
Archivos	500
Corredor	400
Escaleras	400

Fuente: APNB-1225002-1.

3.6.3. Viga de hormigón armado.

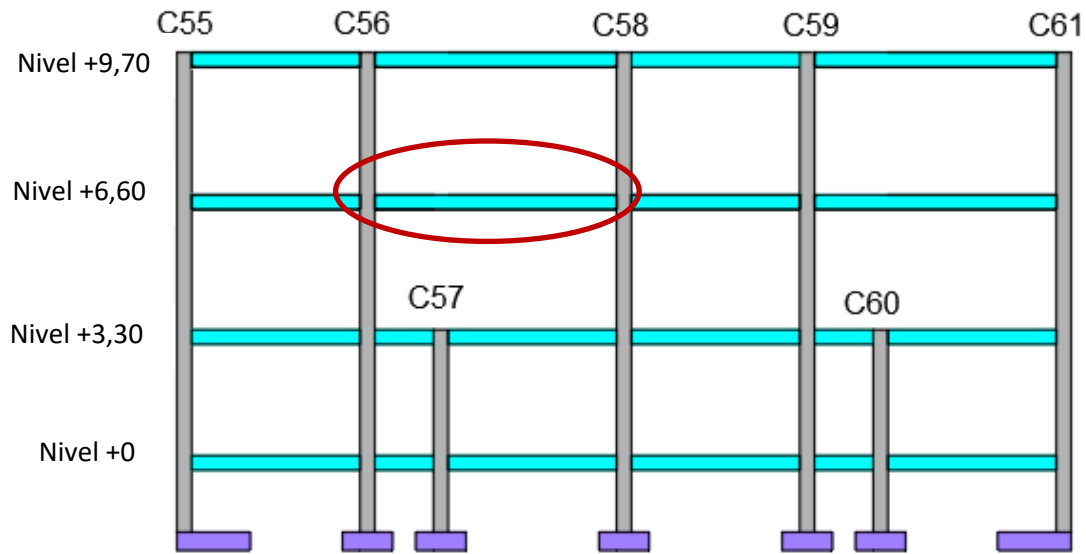
Se realizará un cálculo manual de la viga más comprometida en cuanto a solicitaciones de carga. En nuestro caso será la viga en el primer piso nivel +6,60, viga entre las columnas C56 y C58.

Figura 18: Vista en Planta - Viga seleccionada para el análisis.



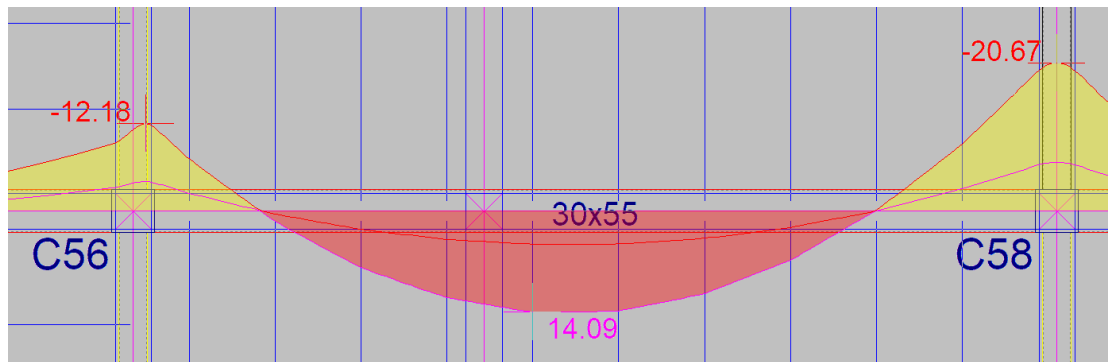
Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Figura 19: Corte Longitudinal



Fuente: Elaboración Propia

Figura 20: Momentos flectores, nivel +6,60 (Viga C56-C58)



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Para los cual los efectos máximos generados son los siguientes:

Datos:

$L = 6,45 \text{ m}$

Luz de viga

$b_w = 25,00 \text{ cm}$

Base de la pieza

$d_1 = 2,00 \text{ cm}$

Altura de recubrimiento mecánico

$h = 50,00 \text{ cm}$

Altura total de la pieza.

Determinación del f_{cd} y f_{yd} , resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{ck} = 210,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5.000,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4.347,82 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la armadura longitudinal positiva:

Cálculo del momento mayorado (M_d):

$$M_d = 1,60 \cdot 8.806,25 = 14.090,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Canto útil de la viga:

$$d = h - d_1 = 50,00 - 2,00 = 48,00 \text{ cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,175$$

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$0,175 < 0,319$ La pieza no necesita armadura en compresión.

Con el valor del momento reducido de cálculo (μ_d), determinamos la cuantía mecánica (w_s)

$$\text{Para } \mu_d = 0,176 \text{ ----- } w_s = 0,1989$$

Área necesaria de acero:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 7,69 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza para vigas con armadura en tracción.

$$w_{smin} = 0,0028$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{smin} = 3,50 \text{ cm}^2$$

Para el dimensionamiento de la armadura en tracción tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$\mathbf{A_s = 7,69 \text{ cm}^2.}$$

Obtención del diámetro y número de fierros para A_s positiva en la viga:

Ø (mm)	Área (cm²)
16	2,01

Se utilizará

$$2 \text{ Ø } 16 + 2 \text{ Ø } 16$$

Área real:

$$A_s 2\text{Ø}16\text{mm} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s 2\text{Ø}16\text{mm} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ real} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$8,04 \text{ cm}^2 > 7,69 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Cálculo de la armadura longitudinal negativa C-56

Cálculo del momento mayorado (Md):

$$M_d = 1,60 \cdot 7.612,50 = 12.180,00 \text{ kg.m}$$

$$d = 48,00 \text{ cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,1510$$

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$0.1510 < 0.319$ La pieza no necesita armadura en compresión.

Con el valor del momento reducido de cálculo (μ_d), determinamos la cuantía mecánica (w_s),

$$\text{Para } \mu_d = 0,1510 \text{ ----- } w_s = 0,1682$$

Área necesaria de acero:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 6,50 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza para vigas con armadura en tracción.

$$w_{s\text{mín}} = 0.0028$$

$$A_{s\text{mín}} = w_{s\text{mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s\text{mín}} = 3,50 \text{ cm}^2$$

Para el dimensionamiento de la armadura en tracción tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 6,50 \text{ cm}^2.$$

Obtención del diámetro y número de fierros para A_s positiva en la viga:

Ø (mm)	Área (cm ²)
16	2,011
10	0,785

Se utilizará

$$2 \text{ Ø } 10 + 3 \text{ Ø } 16$$

Área real:

$$A_s 3\text{Ø}16\text{mm} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_s 2\text{Ø}10\text{mm} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ real} = 7,60 \text{ cm}^2$$

$$7,60 \text{ cm}^2 > 6,50 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Cálculo de la armadura longitudinal negativa C-58

Cálculo del momento mayorado (M_d):

$$M_d = 1,60 \cdot 12.918,75 = 20.670,00 \text{ kg.m}$$

$$d = 48,00 \text{ cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,2563$$

$$\mu_{\text{lim}} = 0,319$$

$0.2563 < 0.319$ La pieza no necesita armadura en compresión.

Con el valor del momento reducido de cálculo (μ_d), determinamos la cuantía mecánica (w_s).

Para $\mu_d = 0,2563$ ----- $w_s = 0,3171$

Área necesaria de acero:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 12,25 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza para vigas con armadura en tracción.

$$w_{s\text{mín}} = 0,0028$$

$$A_{s\text{mín}} = w_{s\text{mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s\text{mín}} = 3,50 \text{ cm}^2$$

Para el dimensionamiento de la armadura en tracción tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$\mathbf{A_s = 12,25 \text{ cm}^2.}$$

Obtención del diámetro y número de fierros para A_s positiva en la viga:

Ø (mm)	Área (cm²)
20	3,14
16	2,01
12	1,13

Se utilizará

$$\mathbf{2 \text{ Ø } 10 + 2 \text{ Ø } 16 + 2 \text{ Ø } 20}$$

Área real:

$$A_s \text{ 2Ø20mm} = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ 2Ø16mm} = 4,02 \text{ cm}^2$$

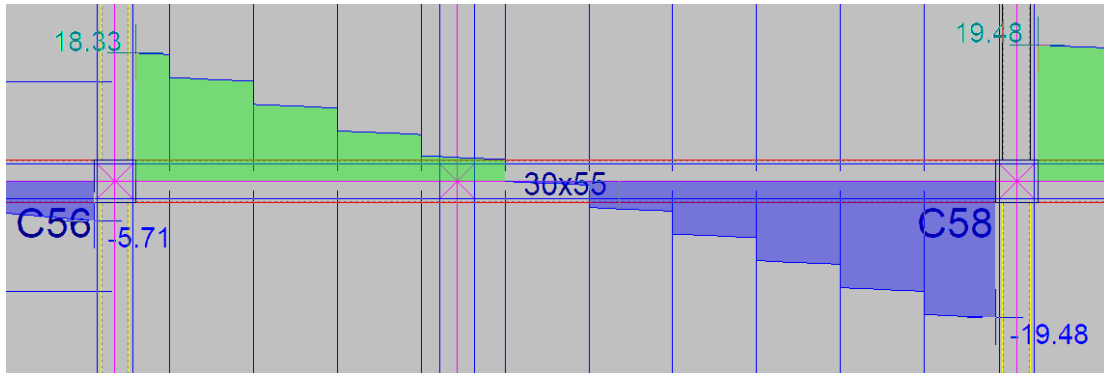
$$A_s \text{ 2Ø12mm} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ real} = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{12,56 \text{ cm}^2 > 12,25 \text{ cm}^2 \text{ cumple}}$$

Cálculo de la Armadura transversal de la viga.

Figura 21: Envolventes de esfuerzos cortantes.



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Determinación del f_{cd} y f_{yd} , resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{ck} = 210,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5.000,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4.347,82 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d = 48 \text{ cm}$$

Cálculo de la armadura transversal lado izquierdo P-56

$$V_{max} = 1,60 * 11.456,25 = 18.330,00 \text{ kg}$$

Cortante máximo

$$t = 279,00 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia virtual del hormigón a cortante:

$$f_{cv} = 0,282 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 7,60 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cortante que resiste el hormigón:

$$V_{cu} = f_{cv} b_w d = 9.120,00 \text{ kg}$$

$$V_d = 18.330,00 \text{ kg} \geq V_{cu} = 9.120,00 \text{ kg}$$

Como no cumple por lo tanto se necesita armadura transversal.

Cálculo de agotamiento por compresión oblicua en el alma:

$$V_{ou} = 0.30 f_{cd} b_w d = 50.400,00 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 7.752,00 < 18.330,00 < 50.400,00$$

Cálculo de cortante de acero y armadura necesaria:

$$V_{sut} = V_d - V_{cu} = 10.578,00 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{sut} t}{0.90 d f_{yd}} = 22,85 \text{ cm}^2$$

Cálculo de armadura mínima:

$$A_{smin} = 0,020 t b_w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Se asume $A_{st} = 15,71 \text{ cm}^2/m$ para una pierna será $A_{st} = 7,86 \text{ cm}^2/m$

Numero de barras y separación entre barras

$$N_{barra} = \frac{A_{st}}{A_{\emptyset 8}} = 15,61 \cong 16 \quad S_{barra} = \frac{t}{N_{barra}} = 17,44 \text{ cm}$$

se utilizará:

Ø 8 mm C/ 15 cm

Cálculo de la armadura transversal lado derecho P-58

$$V_{max} = 1,60 * 12.175,00 = 19.480,00 \text{ kg}$$

Cortante máximo

$$t = 366,00 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia virtual:

$$f_{cv} = 0,282 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 7,60 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cortante que resiste el hormigón:

$$V_{cu} = f_{cv} b_w d = 7.752,00 \text{ kg}$$

$$V_d = 19.480,00 \text{ kg} \leq V_{cu} = 7.752,00 \text{ kg}$$

Como no cumple por lo tanto se necesita armadura transversal.

Cálculo de agotamiento por compresión oblicua en el alma:

$$V_{ou} = 0,30 f_{cd} b_w d = 50.400,00 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 7.752,00 < 19.480,00 < 50.400,00$$

Cálculo de cortante de acero y armadura necesaria:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 11.728,00 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} t}{0,90 d f_{yd}} = 22,85 \text{ cm}^2$$

Cálculo de armadura mínima:

$$A_{smin} = 0,020 t b_w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5,89 \text{ cm}^2$$

Se asume $A_{st} = 22,85 \text{ cm}^2$ para una pierna será $A_{st} = 11,42 \text{ cm}^2$

Numero de barras y separación entre barras

$$N_{barra} = \frac{A_{st}}{A_{\emptyset 8}} = 22,71 \cong 23 \quad S_{barra} = \frac{t}{N_{barra}} = 15,91 \text{ cm}$$

se utilizará:

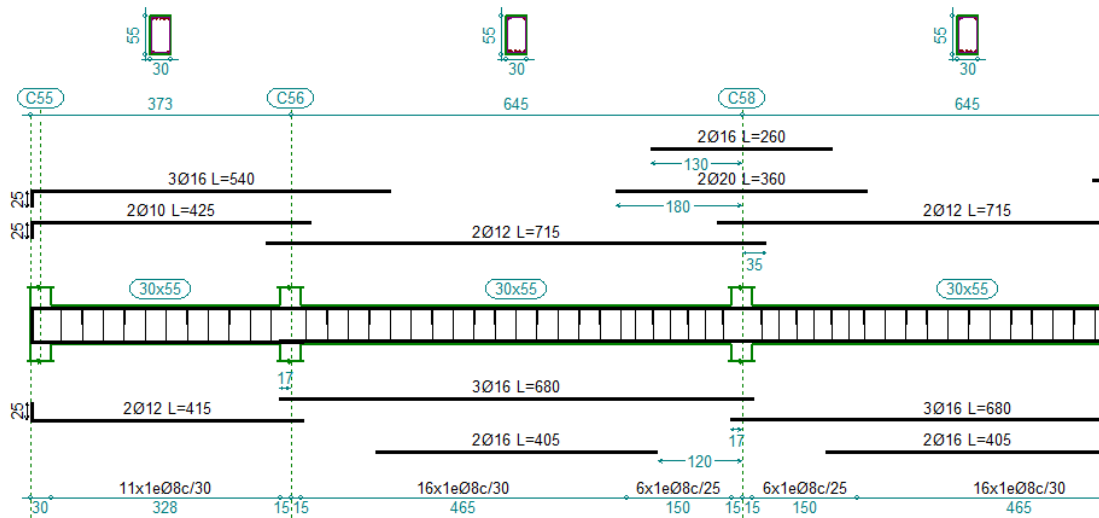
Ø 8 mm C/ 15 cm

Resumen de dimensiones Viga más solicitada

Viga entre C56 y C58 Nivel + 6.30 m.	As(cm ²) manual	As(cm ²) CypeCad	% Variación	Armadura adoptada
Armadura Positiva (+) Inferior (Centro)	7,69	8,63	+12,22	2Ø16 mm + 2Ø16 mm
Armadura Negativa (Lado Izquierdo)	6,50	7,18	+10,46	2Ø10 mm + 3Ø16 mm
Armadura Negativa (Lado Derecho)	12,25	11,95	-2,51	2Ø12 mm + 2Ø16 mm+2Ø20 mm
Armadura Transversal lado izquierdo	2,82	3,35	18,79	Ø 8 mm c/15 cm
Armadura Transversal lado derecho	3,12	4,02	28,85	Ø 8 mm c/15 cm

Fuente: Elaboración Propia

Figura 22: Despiece de la viga.



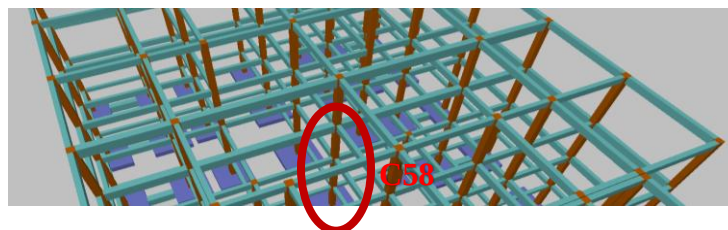
Fuente: Paquete estructural Cypecad.

3.6.4. Columna de hormigón armado

El cálculo de las vigas que componen las estructuras del proyecto, se calculó mediante el software CYPECAD v2017, introduciendo los datos generales de cargas y coeficientes que se indicaron, (cargas actuantes sobre el pórtico como ser carga de losa, carga de mampostería y otros detallados en la sección de Anexos A-2).

En esta etapa se reportará los resultados y el dimensionado general del cálculo manual en la columna más solicitada que está diseñada a compresión excéntrica según lo establecido en la norma boliviana CBH-87, dicha columna más solicitada C58 está ubicado en el primer tercio central de la estructura donde se muestra a más detalle en la Figura 3.13

Figura 23: Columna C58



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

El proceso de cálculo manual, verificaciones, armado de la columna se demuestran a continuación:

Pre dimensionamiento de Columna:

Por recomendación de la norma, la dimensión mínima de la columna es de 25x25 cm, pero debido a momentos presentes en el proceso de cálculo se decidió aumentar sus dimensiones finales a lo cual se define el siguiente:

$$\text{Sección Cuadrada} = b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}$$

Verificación de la columna más solicitada (C58)

Datos:

$$N_d = 71.830,00 \text{ kg}$$

$$\text{Momento } (M_x) = 2,00 \text{ kg m}$$

$$\text{Momento } (M_y) = 1.440,00 \text{ kg m}$$

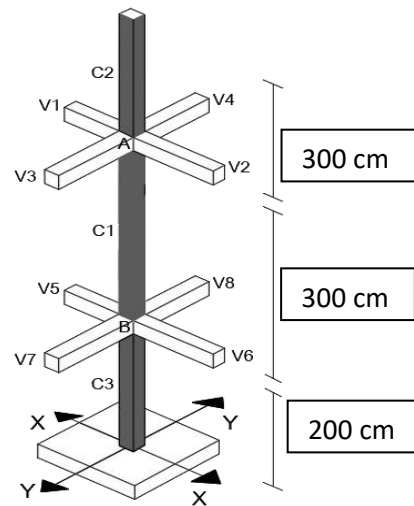
$$f_{ck} = 210,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5.000,00 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$L = 3,00 \text{ m}$$



Cálculo de la esbeltez mecánica.

Cálculo del coeficiente de pandeo α :

Tabla 12: Propiedades geométricas de vigas y columnas.

COLUMNA N°58					
Elemento	Longitud	b	h	I _x	I _y
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
Sección C1	300,00	30,00	30,00	67.500	67.500
Sección C2	300,00	30,00	30,00	67.500	67.500
Sección C3	185,00	30,00	30,00	67.500	67.500

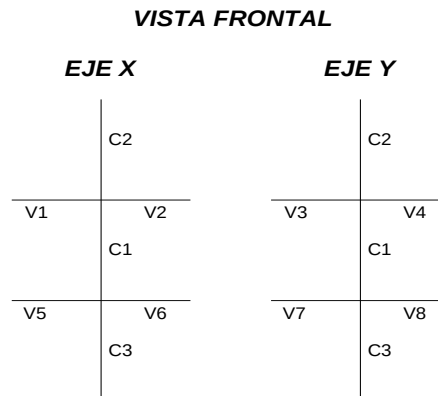
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13: Propiedades geométricas de vigas y columnas.

VIGAS CIRCUNDANTES					
Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
Viga V1	400,00	20,00	45,00	151.875	30.000
Viga V2	400,00	20,00	45,00	151.875	30.000
Viga V3	450,00	20,00	45,00	151.875	30.000
Viga V4	450,00	20,00	45,00	151.875	30.000
Viga V5	400,00	20,00	30,00	45.000	20.000
Viga V6	400,00	20,00	30,00	45.000	20.000
Viga V7	450,00	20,00	30,00	45.000	20.000
Viga V8	450,00	20,00	30,00	45.000	20.000

Fuente: Elaboración propia.

Coefficientes adimensionales de pandeo Ψ_A y Ψ_B .



$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{l_{v4}}} = 0,8772$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{l_{v8}}} = 0,6000$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{l_{v8}}} = 1,7920$$

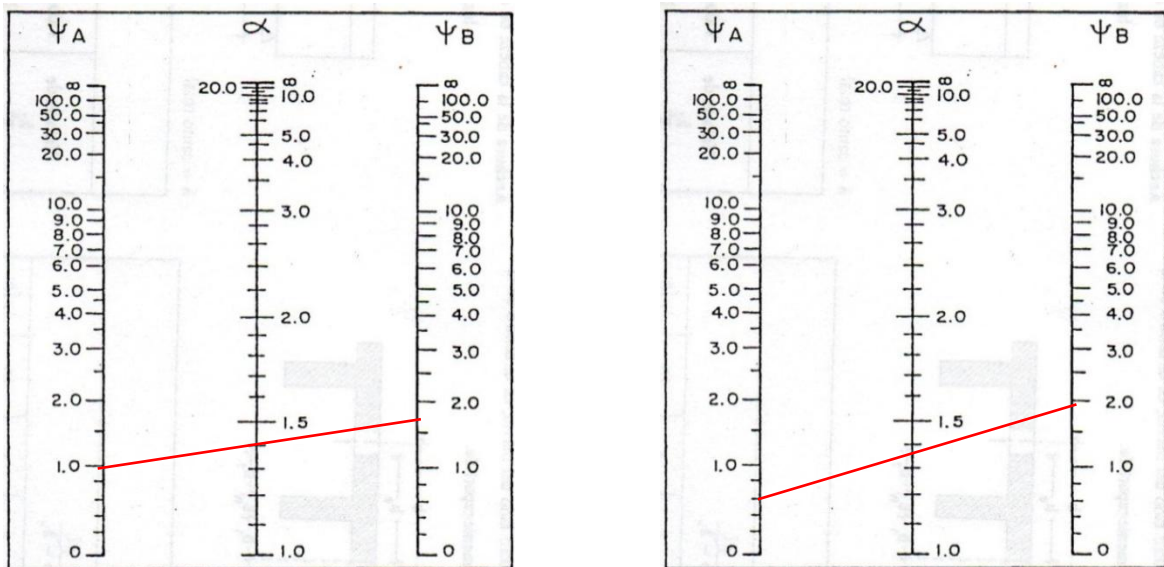
$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vy5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vy6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{l_{v8}}} = 1,8750$$

Con los valores de Ψ_A y Ψ_B se va al monograma de la figura 3.10 y se obtiene el coeficiente K (para pórticos transicionales).

Figura 24: Monograma de coeficiente k

Para Ψ_{ABX} :

Para Ψ_{ABY} :



Fuente: Elaboración propia.

$$\alpha_x = 1,40 \quad : \quad \alpha_y = 1,35$$

Longitud de pandeo:

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

$$l_{ox} = 4,20 \text{ m} \quad ; \quad l_{oy} = 4,05 \text{ m}$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{\alpha_x \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{\alpha_y \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

$$\lambda_x = 48,497 \quad ; \quad \lambda_y = 46,765$$

Para esbeltez mecánica $35 \leq \lambda \leq 100$ se trata de una columna intermedia, puede aplicarse el método de aproximado de la instrucción española (por la cual diseñaremos la columna mencionada).

Cálculo de excentricidades:

$$e_{total} = e_{eq} + e_a$$

Excentricidad accidental:

$$e_a = \frac{h}{20} = 1,50 \text{ cm}$$

Si la excentricidad mínima es menor a 2 cm se asume $e_a = 2 \text{ cm}$.

Excentricidad de primer orden:

$$e_{eq} = e_2$$

$$e_{0x} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 2,005 \text{ cm} \quad ; \quad e_{0y} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 0,003 \text{ cm}$$

Excentricidad adicional de segundo orden:

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12.000} \right) \frac{c + 20 \cdot e_0}{c + 10 \cdot e_0} * \frac{l_0^2}{\sqrt{\frac{I_0}{Ac}}} * 10^{-4}$$

Cálculo de la excentricidad en la dirección X-X

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{L_{ox}^2}{\sqrt{\frac{I_{xc}}{Ac}}} \cdot 10^{-4} = 3,459 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad en la dirección Y-Y

$$e_{fic.y} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{oy}}{b + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{L_{oy}^2}{\sqrt{\frac{I_{yc}}{Ac}}} \cdot 10^{-4} = 2,298 \text{ cm}$$

Excentricidad final:

$$e_{(x,y) \max} = e_o + e_{fic}$$

$$e_{Tx} = e_a + e_{ficx} = 2,00 + 3,459 = 5,46 \text{ cm}$$

$$e_{Ty} = e_a + e_{ficy} = 2,00 + 2,298 = 4,30 \text{ cm}$$

Determinación de los Valores Reducidos:

$$\nu = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = 0,6334$$

$$\mu_{ax} = \frac{N_d \cdot e_{Tx}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = 0,115$$

$$\mu_{by} = \frac{N_d \cdot e_{Ty}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = 0,091$$

Obteniendo los valores de w (cuantía total) del Abaco de Roseta: Anexo A-4 (Figura N°1)

$$W = 0,30$$

Determinación de la Armadura Longitudinal (As):

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 5,216 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima (Asmin):

$$0.1 \cdot N_d \leq A_{s \min} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

$$A_{s \min} = 0,006 \cdot b \cdot h = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{s \min}$$

Ø (mm)	Área (cm²)
12	1.13

Se utilizará

$$4 \text{ } \emptyset 12 + 2 \text{ } \emptyset 12$$

Área real:

$$As \text{ } 6 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} = 6.780 \text{ cm}^2$$

$$6,780 \text{ cm}^2 > 5,40 \text{ cm}^2 \text{ cumple.}$$

Cálculo de la armadura transversal:

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} \text{bóh (menor dimensión de la pieza)} = 0,300 \text{ m} \\ 15 \cdot \emptyset_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1.2 = 0,180 \text{ m} \\ 0.850 \cdot d = 0.30 \cdot 0.850 = 0,255 \end{cases}$$

Se adopta una separación de estribos de 15,00 cm

El diámetro del estribo será:

$$\emptyset_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \emptyset_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \end{cases}$$

Adoptamos un $\emptyset = 6 \text{ mm}$ para los estribos.

Se utilizará

$$\emptyset 6 \text{ C/ } 15$$

Cuadro de resumen de verificación manual para la columna seleccionada:

Para demostrar el cálculo manual realizado para la columna y la comparación con el software se muestra el siguiente resumen de los datos finales obtenidos:

Resumen de resultados en Columna más solicitada

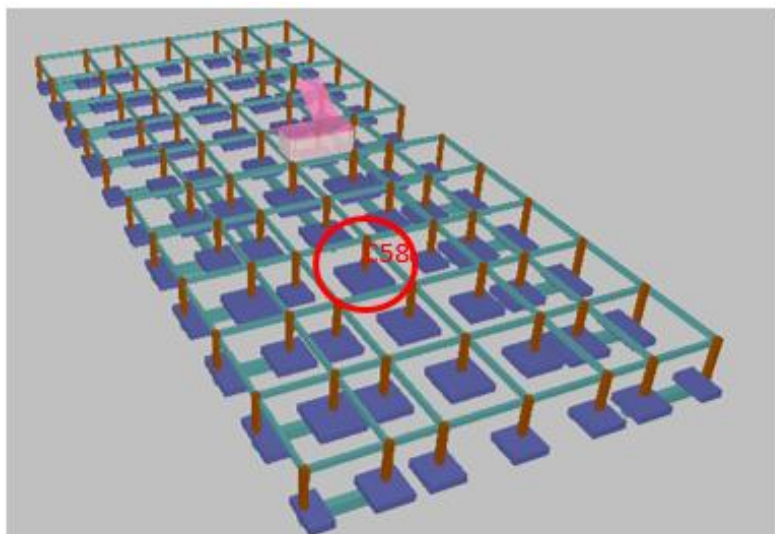
Columna C58 Nivel +0.30 m. a +3.30 m	As(cm ²) manual	As(cm ²) CypeCad	% Variación	Armadura Adoptada
Armadura Longitudinal Principal	5,40	6,43	+19,07	2Φ12 mm + 4Φ12 mm
Armadura Transversal (Estribos)	Amin	Amin	0	Φ 6 mm c/15 cm

Fuente: Elaboración Propia

3.6.5. Zapata aislada de hormigón armado.

Se realizará una verificación manual de cálculo del elemento seleccionado, en este caso será la zapata 58.

Figura 25: Zapata seleccionada para el análisis.



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Datos:

$$N = 60.570 \text{ kg}$$

$$M_X = 0,00$$

$$M_Y = 1.940,00 \text{ kg m}$$

$$V_X = 0,00 \text{ kg}$$

$$V_Y = 30,00 \text{ kg}$$

$$a_0 = 30,00 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30,00 \text{ cm}$$

$$\sigma_{adm} = 1,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 250,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del hormigón}$$

$$f_{yk} = 5.000,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia del acero}$$

$$\gamma_f = 1,60 \quad \text{Coeficiente mayoración de cargas}$$

Determinación del f_{yd} y f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón y el acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4.347,82 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el peso propio de la Zapata, se asume un valor igual al 5% del total de la carga N por lo tanto el peso total será:

$$N_T = 1,05 \cdot N = 63.598,50 \text{ kg}$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, se encuentra el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}} = 42.399,00 \text{ cm}^2$$

Se escoge un área mayor a la necesaria, y se determina las siguientes dimensiones:

$$a = 240,00 \text{ cm} \quad ; \quad b = 240,00 \text{ cm} \quad \text{-----} \quad A = 57.600,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{nec} < A$$

Para comprobar si las dimensiones cumplen, se verifica la esquina:

$$\sigma_{max} = \frac{Nt}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My}{b \cdot a^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = 1,05 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la altura de la zapata, teniendo en cuenta que no tenga problemas con el punzonamiento, se recomienda adoptar una altura mayor o igual a las dimensiones de la columna.

$$f_{vd} = 0.5\sqrt{f_{cd}} = 6,455$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = 15,346$$

Reemplazando en:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 31,53 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 27,71 \text{ cm}$$

* Adoptamos un canto útil de 40,00 cm (por fines constructivos).

* Un recubrimiento de 5,00 cm.

Entonces la altura de la zapata será de 45,00 cm

Comprobación de la tensión en el terreno:

Cálculo del peso propio de la zapata

$$P \cdot P_{zapata} = \gamma_{H^o} \cdot Vol = 6.220,80 \text{ kg}$$

El peso total será:

$$P = N + P \cdot P_{zapata} = 66.790,80 \text{ kg}$$

$$\sigma_{med} = \frac{P}{a \cdot b} = 1,16$$

$$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$$

$$1,16 \leq 1,50 \quad \text{Cumple}$$

Clasificación de la zapata:

$$V_x = \frac{a + a_0}{2} = 135,00 \text{ cm}$$

$$V_y = \frac{b + b_0}{2} = 135,00 \text{ cm}$$

$$V > 2 h$$

$$135,00 > 80,00$$

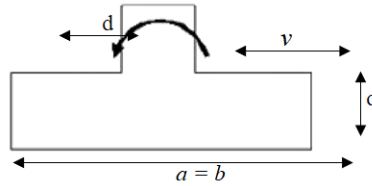
Cumple Zapata Flexible

Verificación al vuelco:

$$\gamma_{vx} = \frac{(N+P) 0,5 a}{M_y} = 41,34 \geq 1,5 \text{ Cumple}$$

Verificación a cortante:

Figura 26: Descripción zapata



Fuente: Elaboración Propia

$$v = \frac{(b - b_c)}{2} = 105 \text{ cm}$$

$$V_d = \sigma_{adm} \cdot b \cdot (v - d) = 23.400,00 \text{ kg}$$

$$f_{cv} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 61.967,73$$

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$61.967,73 \geq 23.400,00 \text{ Cumple}$$

Verificación adherencia: $\tau_b \leq \tau_{bd}$

$$V_d = 23.400,00 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot N_b \cdot \pi \cdot \phi_b} = 11,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bd} = 0,95 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 28,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$11,76 \leq 28,77 \text{ Cumple}$$

Cálculo de la armadura:

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto se calcula las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego encontramos el momento (M_e) a una distancia de 0.150 m de la cara de la columna del bloque más comprimido.

Dirección X-Y:

Momentos:

Cálculo del momento en la dirección “a-b”:

$$M_{da} = 37.100,00 \text{ kg.m}$$

Determinación del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,069$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

Con $\mu_d = 0.069$ tenemos por tablas que ($\omega_s = 0,0738$)

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 22,805 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

Con acero AE – 50 $\Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 14,40 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será $A_s = 22,805 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\emptyset = 16 \text{ mm}$; $A_{\emptyset} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 11,36 \Rightarrow 12 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - 2 * r - \#fe * \phi}{\#fe - 1} = 20 \text{ cm}$$

12 Ø16mm c/20

Cálculo del momento de diseño en la dirección “b”.

$$M_{db} = 37.100,00 \text{ kg.m}$$

Como es el mismo momento en la dirección “b”. por lo tanto, será la misma armadura que la dirección “a”.

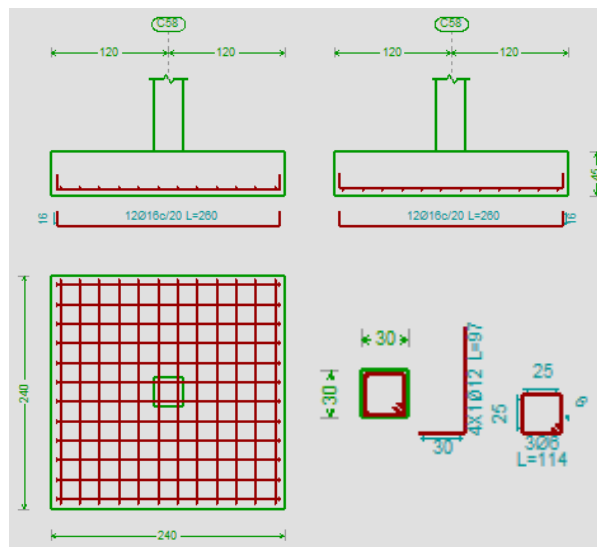
12 Ø16mm c/20

Resumen de resultados en Zapatas Aisladas

Zapata Aislada C-58	As(cm ²) manual	As(cm ²) CypeCad	% Variación	Armadura Adoptada	Dimensiones (cm)
Armadura Dirección de X	22,805	20,10	-5,72	12 Ø 16 c/20	240
Armadura Dirección de Y	22,805	20,10	-5,72	12 Ø 16 c/20	240

Fuente: Elaboración Propia

Figura 27: Despiece de zapata.

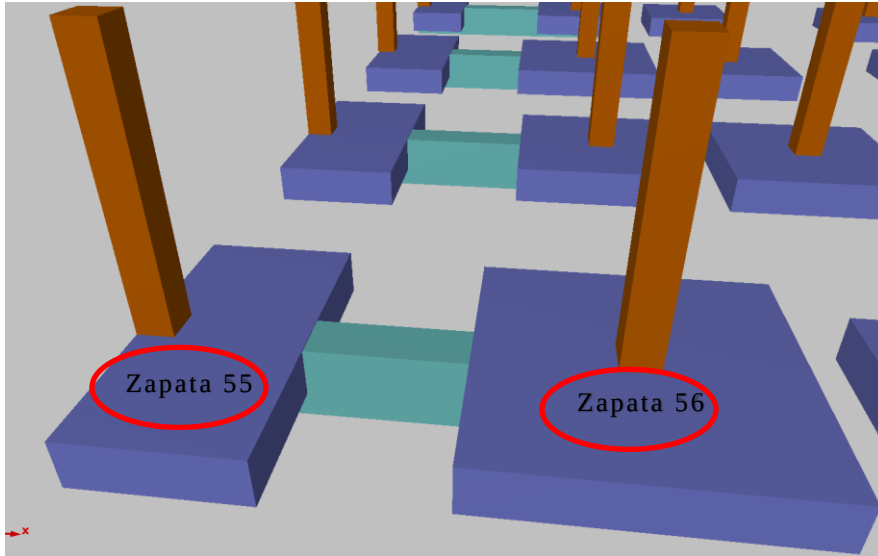


Fuente: Paquete estructural Cypecad.

3.6.6. Zapata medianera de hormigón armado.

Se realizará una verificación manual de cálculo del elemento seleccionado, en este caso será la zapata 55 y 56.

Figura 28: Zapatas Medianeras seleccionadas para el análisis.



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Datos:

$N1 = 43.250,00 \text{ kg}$	Carga de servicio para zapata medianera
$N2 = 83.600,00 \text{ kg}$	Carga de servicio para zapata centradora
$Mx = 20,00 \text{ kg m}$	Momento de Cálculo en dirección de Eje X
$My = 870,00 \text{ kg m}$	Momento de Cálculo en dirección de Eje Y
$L = 3,73 \text{ m}$	Longitud entre columnas
$a_0 = 30,00 \text{ cm}$	Largo de Sección Columna C55 y C56
$b_0 = 30,00 \text{ cm}$	Ancho de la Sección Columna C55 y C56
$\sigma_{adm} = 1,50 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo admisible del suelo
$f_{ck} = 210,00 \text{ /cm}^2$	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk} = 5.000,00 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero
$\gamma_f = 1,6$	Coefficiente de mayoración de cargas

Determinación del f_{yd} y f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón y el acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4.347,82 \text{ kg/cm}^2$$

Predimensionamiento de Zapata medianera

Para zapata medianera: Considerando el peso propio, 10% de la fuerza axial y se calcula el área aproximada de la zapata C56 rectangular:

$$A_1 = \frac{1.1 * N_1}{\sigma_{adm}} = 31.716,70 \text{ cm}^2$$

Dimensionamiento de lados (a=2b):

$$a_1 = \sqrt{\frac{A_1}{2}} = 125,93 \text{ cm} \quad \text{Longitud aproximada}$$

Adoptando valores de:

$$a_1 = 130,00 \text{ cm} \quad b_1 = 260,00 \text{ cm}$$

Excentricidad Relativa de las Cargas:

$$\eta = \frac{M}{N \cdot a} = 0,0077$$

$$\eta < 0,001 \quad \text{Se prescinde de los momentos}$$

$$0,011 < \eta < 0,111 \quad \text{Cargas multiplicados por factores}$$

Verificación:

$$0,0077 < 0,011 \quad \text{Se prescinde de los momentos}$$

Para la zapata céntrica: se considera peso propio más 5% de la fuerza axial para el predimensionamiento:

Para la pieza aislada: Considerando el peso propio, 5% de la fuerza axial

$$A_2 = \frac{1,05 * N_2}{\sigma_{adm}} = 50.050,00 \text{ cm}^2$$

Dimensionamiento de lados (a=b):

$$a_2 = b_2 = \sqrt{A_2} = 223,71 \text{ cm} = 240,00 \text{ cm}$$

Tensión media calculada área zapata

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{43.250}{130 \cdot 260} = 1,28 \text{ kg/cm}^2$$

Canto útil de la zapata

$$k = \frac{2 \sqrt{f_{cd}}}{\gamma_f \sigma_{cal}} = \frac{2 \sqrt{140,00}}{1,6 \cdot 1,28} = 11,56$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_c \cdot b_c}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_c + b_c}{4}} = 26,872 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_c)}{4 + k} = 12,855 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_c)}{4 + k} = 29,566 \text{ cm}$$

seleccionamos el mayor:

$$d=29,566 \text{ cm}$$

Canto útil adoptado d=35 cm

Recubrimiento r= 5 cm

Canto total: h=40 cm

Comprobación de la tensión del terreno

Carga de servicio N1=43.250,00 kg

Peso propio de zapata P1=3.244,80 kg

Tensión admisible: $\sigma_{adm}=1,50 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Tensión media: } \sigma_{med} = \frac{P1+N}{a \cdot b} = 1,376 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación:

$$1,38 \leq 1,5 \text{ cumple condición}$$

al verificar que la tensión media es menor a la admisible se puede ir comprobando que el área de la zapata esta entre las dimensiones para la dimensión final.

Cálculo de la viga centradora

Dimensiones finales de las Zapatas:

C55: $a_1 = 130 \text{ cm}$; $b_1 = 260 \text{ cm}$

C56: $a_2 = 240 \text{ cm}$; $b_2 = 240 \text{ cm}$

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = 50,00 \text{ cm}$$

Reacción en la zapata de medianera

$$R_1 = N_1 * \frac{L}{L - e} + P_1 = 49.958,55 \text{ kg}$$

Reacción en la zapata aislada

$$R_2 = N_2 + P_2 - \frac{N_1 * e}{L - e} = 82.421,05 \text{ kg}$$

Para que el problema tenga solución es necesario que siempre $R_2 > 0$; caso contrario la viga centradora podría levantar el soporte interior

$$\sigma_{adm} \geq \frac{R_1}{a_1 * b_1} = \frac{49.958,55}{130 * 260} = 1,48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Cumple}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{R_2}{a_2 * b_2} = \frac{82.421,05}{240 * 240} = 1,43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Cumple}$$

Cálculo del momento y cortante de diseño en la viga centradora que se produce en el punto D que es el punto más crítico.

$$M_d = \gamma_f * \frac{N_1 * e}{L - e} \left(L - a_1 + \frac{a_0}{2} \right) = 2.592.505,30 \text{ kg.cm}$$

Cálculo del Cortante de diseño en la viga centradora o Cortante Mayorado:

$$V_d = \gamma_f \cdot N_1 \cdot \left(\frac{L}{L - e} - 1 \right) = 12.398,58 \text{ kg}$$

Determinación de la sección transversal de la viga centradora

Canto de la viga axial

asumiendo dimensiones de la viga:

$$b_w = \frac{L}{12} = 31,03 \text{ cm} \quad \text{predimensionamiento}$$

$$b_w = 40 \text{ cm} \quad \text{ancho seleccionado}$$

$$1,77 \leq k \leq 3,30 \quad \text{se adopta } k = 2,25$$

$$d_1 = K * \sqrt{\frac{M_d}{b_w * f_{cd}}} = 2.25 * \sqrt{\frac{1.854.298,50}{40 * 166,67}} = 48,41 \text{ cm}$$

$$\text{seleccionamos :} \quad d = 48,41 \text{ cm}$$

Canto útil adoptado $d = 55 \text{ cm}$

Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$

Canto total: $h = 60 \text{ cm}$

Calculo de armadura longitudinal en viga centradora

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,153$$

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$0,153 < 0,319$ La pieza no necesita armadura en compresión.

Con el valor del momento reducido de cálculo (μ_d), determinamos la cuantía mecánica (w_s),

$$\text{Para } \mu_d = 0,188 \text{ ----- } w_s = 0,171$$

Área necesaria de acero:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 12,09 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza para vigas con armadura en tracción.

$$w_{smín} = 0.0028$$

$$A_{smín} = w_{smín} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{smín} = 6,72 \text{ cm}^2$$

Para el dimensionamiento de la armadura en tracción tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 12,09 \text{ cm}^2.$$

Obtención del diámetro y número de fierros para A_s positiva en la viga:

Ø (mm)	Área (cm ²)
20	3.14

Se utilizará

4 Ø 20

Área real:

$$A_s 4\text{Ø}20\text{mm} = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$12,56 \text{ cm}^2 > 12,09 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Cálculo de armadura de piel

En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán de armaduras longitudinales de piel por norma se debe emplear diámetro mayor o igual a 10 mm con separación máxima de 30 cm y cuantía mínima en cada cara.

Condición a cumplir:

$$\frac{100 \cdot A_{s_{piel}}}{b \cdot (2 \cdot d - h)} \geq 0,050$$

Se asume 2 barras de 12 mm con un área de 1,13 por barras, por lo que $A_{s_{piel}} = 2,26$

$$0,056 \geq 0,050 \quad \text{cumple condición}$$

Se utilizará:

2 Ø 12

Armadura a compresión

Según calculo no requiere armadura de compresión, pero por norma se debe disponer un 30% de la armadura calculada de diseño.

$$A_{s_{comp}} = 30\% A_{s_{ss}} = 3,23 \text{ cm}^2$$

Se asume 3 barras de 12 mm con un área de 1,13 por barras, por lo que $A_{s_{piel}}=3,39$ cm²

$$3,39 \geq 3,23 \text{ cumple condición}$$

Se utilizará:

3 Ø 12

Cálculo de armadura zapata medianera

Dimensiones finales de zapata:

C55 : a=130 cm ; b=260 cm

Cálculo de armadura necesaria lado (b):

Momento de diseño actuante de “b”:

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot \sigma \cdot a_1}{2} \cdot \left[\frac{b_1 - b_o}{2} + 0,15 \cdot b_o \right] = 1.440.560,70 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Determinando la armadura mínima correspondiente: $\omega_{min}=0,0018$

$$A_{s_{min}} = \omega_{min} \cdot a_1 \cdot d = 12,87 \text{ cm}^2$$

Para determinar la armadura necesaria, se usará la formula simplificada, $\omega=\mu(1+\mu)$

Cálculo de momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{a_1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,0646$$

Para determinar la cuantía se usará la formula simplificada:

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,0688$$

Armadura longitudinal calculada para zapata:

$$A_{s_{cal}} = \omega \cdot a_1 \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 15,84 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal definida para la zapata medianera:

$$A_{ss}=15,84 \text{ cm}^2 \quad \text{se escoge el mayor valor}$$

Se escoge fierro de 16 mm con un área de 2.01 cm², se asumen un total de 8 barras
asiendo un total de $A_{s_{real}}=16,08 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{real}} \geq A_{ss}$$

$$16,08 \geq 15,84 \text{ cumple condición}$$

Espaciamiento de barras:

$$S_b = \frac{La - 6}{Nb} = 15,5 \text{ cm}$$

Se utilizará:

8 ø 16 mm c/ 15 cm

Cálculo de armadura necesaria lado (a):

Momento de diseño actuante de “a”:

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot \sigma \cdot a_1}{2} \cdot \left[\frac{b_1 - b_o}{2} + 0,15 \cdot b_o \right] = 913.165,40 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Determinando la armadura mínima correspondiente: $\omega_{\min}=0,0018$

$$As_{\min} = \omega_{\min} \cdot a_1 \cdot d = 18,72 \text{ cm}^2$$

Para determinar la armadura necesaria, se usará la formula simplificada, $\omega=\mu(1+\mu)$

Cálculo de momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{a_1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,0205$$

Para determinar la cuantía se usará la formula simplificada:

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,0209$$

Armadura longitudinal calculada para zapata:

$$As_{cal} = \omega \cdot a_1 \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 6,12 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal definida para la zapata medianera:

$$Ass=18,72 \text{ cm}^2 \quad \text{se escoge el mayor valor}$$

Se escoge fierro de 12 mm con un área de 1,13 cm², se asumen un total de 17 barras
siendo un total de $As_{\text{real}}=19,21 \text{ cm}^2$

$$As_{\text{real}} \geq Ass \quad \text{cumple condición}$$

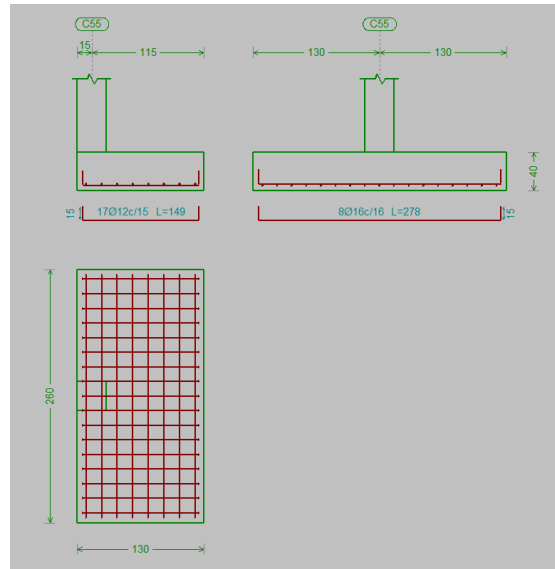
Espaciamiento de barras:

$$S_b = \frac{La - 6}{Nb} = 14,94 \text{ cm}$$

Se utilizará:

17 $\varnothing$ 12 mm c/ 15 cm

Figura 29: Despiece zapata medianera



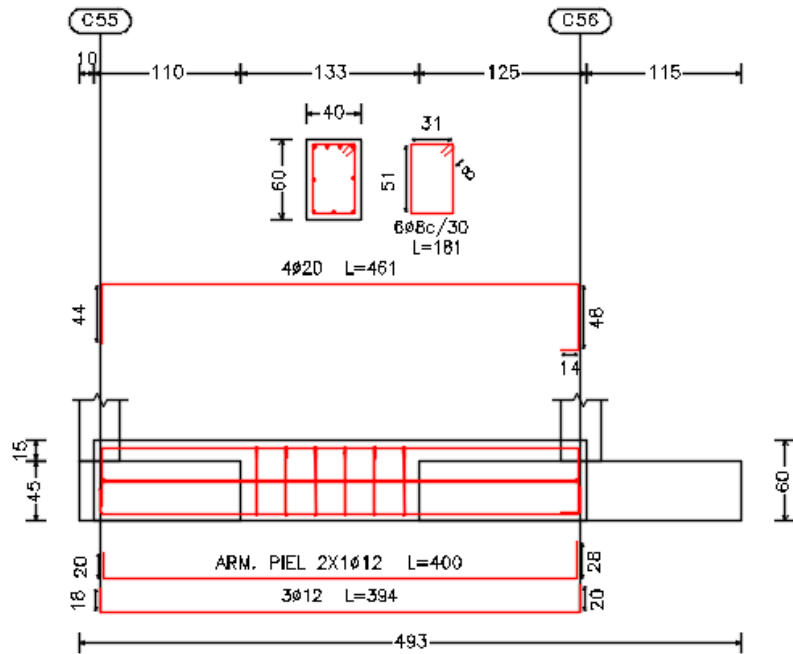
Fuente: Paquete Estructural Cypecad

Resumen de resultados en Zapatas Medianera

Zapata Medianera C-55	As(cm ²) manual	As(cm ²) CypeCad	% Variación	Armadura Adoptada	Dimensiones (cm)
Armadura Dirección de X	15,84	16,08	+1,51	8 $\varnothing$ 16 c/15	130
Armadura Dirección de Y	18,72	19,21	+2,61	17 $\varnothing$ 12 c/15	260

Fuente: Elaboración Propia

Figura 30: Despiece Viga de equilibrio

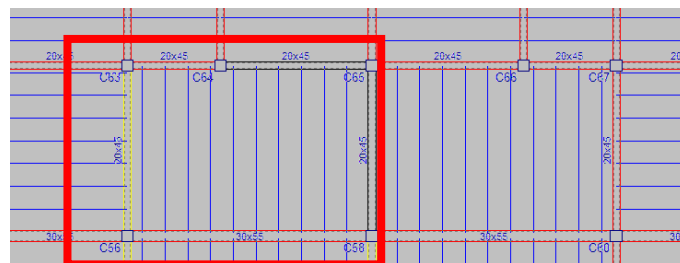


Fuente: Paquete Estructural Cypecad

3.6.7. Diseño de la losa aliviada

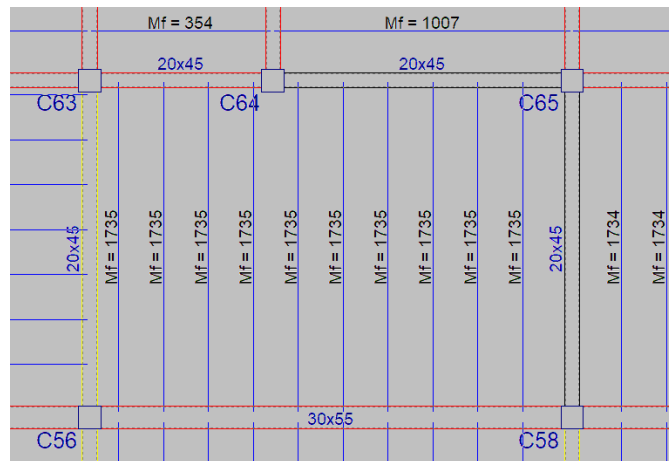
La verificación se lo realizará en aquella losa correspondiente a las columnas: C63,C65 C56 y C58, (la marcada con rojo en la figura).

Figura 31: Vista en planta de la disposición de viguetas.



Fuente: Paquete Estructural Cypecad

Figura 32: Vista en planta de la losa de viguetas más solicitada.



Fuente: Paquete Estructural Cypecad

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de plastoformo.
- Losa superior de hormigón.

Dimensionamiento y diseño de losas alivianadas

Altura de la losa:

El peralte "H" de losas alivianadas armadas en una dirección, en casos de tener sobrecargas normales, del orden de 300-350 kg/m², pueden dimensionarse tomando en cuenta la luz máxima de las losas. En el caso de luces entre 4 y 5.50 m, se puede usar losas con un H = 25 cm, altura que toma en cuenta 5 cm de la losa superior y la altura del plastoformo. La altura, en estas condiciones, permite que la losa sea rígida y estable.

Figura 33: Dimensiones de losa de viguetas pretensadas.

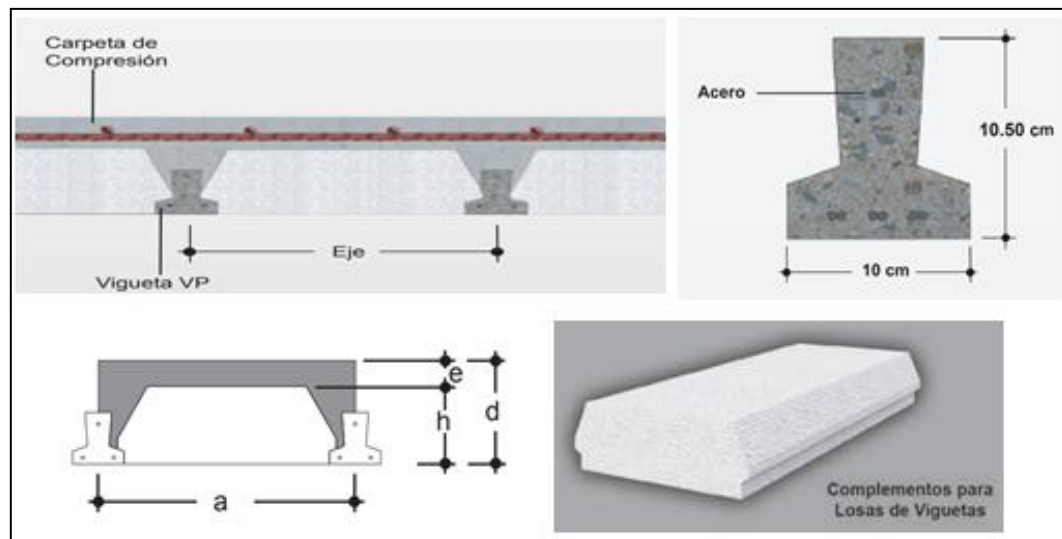
Geometría			
Espesor capa compresión (a)	5 cm	Ancho del nervio (d)	10 cm
Canto de bovedilla (b)	20.0 cm	Ancho longitudinal	100 cm
Intereje (c)	50 cm	Incremento del ancho del nervio	0.0 cm

Datos para cálculo	
☒ Volumen de hormigón	0.084 m³/m²
Tipo de bovedilla	De poliestireno
Comprobación de flecha	Como viga pretensada
	Peso superficial: 2.53 kN/m²
	Rigidez fisurada: 50.0 % rigidez bruta

Fuente: Paquete Estructural Cypecad

- **Disposición de viguetas:** De acuerdo con la ficha técnica de viguetas PRETENSA, una distancia entre viguetas que permite buena capacidad resistente de las losas es $D = 50\text{cm}$.
- **Complemento plastoformo:** Para el presente diseño se utilizará los complementos de plastoformo PRETENSA.

Figura 34: Dimensionamiento de losa alivianada.



Fuente: Catálogo PRETENSA.

- **Análisis de la losa:** La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con bovedilla de plastoformo (U16).

Datos:

$a = 25$ cm mitad del ancho del complemento

$h = 20$ cm canto de la bovedilla

La losa de análisis corresponde a la losa 3 del segundo piso con 11 viguetas.

Solución:

Altura de carpeta de compresión:

$$h_0 = 3\text{cm} \geq \frac{1}{6}a \quad . h_0 \geq \frac{1}{6}25 = 4.166$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$5\text{cm} \geq 4.166\text{cm} \geq 3\text{cm} \quad \text{OK}$$

Comprobación de la flecha:

Tabla 14: Valores de la relación canto/luz

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
<i>Tramos simplemente apoyados</i>	1/24	1/20	1/18	1/14
<i>Vanos extremos de tramos continuos</i>	1/28	1/24	1/20	1/18
<i>Vanos internos de tramos continuos</i>	1/32	1/28	1/24	1/20
<i>Voladizos</i>	1/16	1/14	1/12	1/10

Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.

Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.

Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.

Fuente: Norma Bolivia del Hormigón CBH-87. Tabla N° 9.9.10.4.3. b

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{20}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{20} \quad \frac{H}{L} = \frac{0.25}{4.50} \quad \frac{1}{20} = 0.05$$

$$0.05 \geq 0.05 \quad \text{OK}$$

Armadura de reparto:

Tabla 15: Área de la sección de armadura de reparto.

Espesor de la losa de hormigón h_o , en cm	Área de la sección de armadura de reparto A_s , en cm^2/m , con acero del tipo			
	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

Fuente: Norma Bolivia del Hormigón CBH-87.

Para: $h_o = 5cm$ $A_s = 0.55 \text{ cm}^2/m$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$1.13 \text{ cm}^2 > 0.55 \text{ cm}^2$$

$$\phi 6c/25cm$$

Armadura transversal de reparto:

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5cm}{434.783MPa} = 0.575 \text{ cm}^2/m$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{434.783MPa} = 0.459 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s = 0.575 \text{ cm}^2/m$$

Refuerzo:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$1.13 \text{ cm}^2 > 0.575 \text{ cm}^2$$

$$\phi 6c/25cm$$

Verificación del momento último resistente de la viga.

$M_{max} = 1735.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$. El mismo debe ser comparado con el momento admisible de la viga, dato disponible en el catálogo de Pretensa:

Figura 35: Momentos flectores admisibles para complementos de EPS.

Momentos flectores admisibles para complementos de EPS
Losas Alivianadas **PRETENSA**



EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPESESORES			PESO PROPIO kg/m ²	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGÓN m ³ /m ²	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTANDAR MOMENTOS ADMISIBLES							
		H cm	E cm	D cm		VIGUETAS m ² /m ²	EPS piezas/m ²		Tipo 1 kg/m	Tipo 2 kg/m	Tipo 3 kg/m	Tipo 4 kg/m	Tipo 5 kg/m	Tipo 6 kg/m	Tipo 7 kg/m	Tipo 8 kg/m
40	PB 10/100/34	10	5	15	176	2,50	2,50	0,057	639	927	1,022	1,286	1,532	1,853	1,866	2,446
50	PB 10/100/44	10	5	15	166	2,00	2,00	0,056	512	743	827	1,031	1,229	1,487	1,594	1,903
60	PB 10/100/54	10	5	15	158	1,67	1,67	0,055	427	620	690	860	1,026	1,241	1,332	1,642
40	PB 12/100/34	12	5	17	196	2,50	2,50	0,065	749	1,081	1,201	1,505	1,789	2,158	2,313	2,858
50	PB 12/100/44	12	5	17	181	2,00	2,00	0,062	600	866	962	1,206	1,435	1,731	1,855	2,295
60	PB 12/100/54	12	5	17	171	1,67	1,67	0,060	580	722	803	1,007	1,197	1,445	1,549	1,917
40	PB 15/100/34	15	5	20	210	2,50	2,50	0,071	914	1,311	1,433	1,835	2,175	2,617	2,802	3,478
50	PB 15/100/44	15	5	20	193	2,00	2,00	0,067	732	1,050	1,165	1,470	1,743	1,949	2,247	2,790
60	PB 15/100/54	15	5	20	181	1,67	1,67	0,064	610	875	972	1,226	1,454	1,751	1,875	2,330
40	PB 17/100/34	17	5	22	230	2,50	2,50	0,079	1,025	1,464	1,624	2,054	2,431	2,922	3,128	3,890
50	PB 17/100/44	17	5	22	208	2,00	2,00	0,073	820	1,173	1,300	1,646	1,948	2,343	2,508	3,121
60	PB 17/100/54	17	5	22	194	1,67	1,67	0,069	684	978	1,085	1,373	1,636	1,955	2,093	2,605
50	PB 20/100/44	20	5	25	235	2,00	2,00	0,084	892	1,357	1,503	1,909	2,257	2,789	2,899	3,616
60	PB 20/100/54	20	5	25	212	1,67	1,67	0,080	784	1,131	1,254	1,592	1,892	2,260	2,416	3,018

Fuente: Catálogo PRETENSA.

Finalmente, tendremos que:

$$M_{solicitada} < M_{admisible}$$

$$1735.00 \text{ Kg} \cdot \text{m}/\text{m} < 2257.00 \text{ Kg} \cdot \text{m}/\text{m} \text{ tipo 5}$$

3.6.8. Diseño estructural de escalera hormigón

Datos a tomar en cuenta para el diseño de las gradas:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4.348 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_1 = 2,60 \text{ m}$$

Longitud horizontal de la rampa.

$$L_2 = 3.30 \text{ m}$$

Longitud del descanso.

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

Desnivel a salvar.

$$a = 1,65 \text{ m}$$

Ancho de la rampa.

$$B = 1,65 \text{ m}$$

Ancho total del descanso.

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

Espesor de la losa, medida perpendicularmente.

$$r = 0,03 \text{ m}$$

Recubrimiento de la armadura.

$$h = 0,260 \text{ m}$$

Huella.

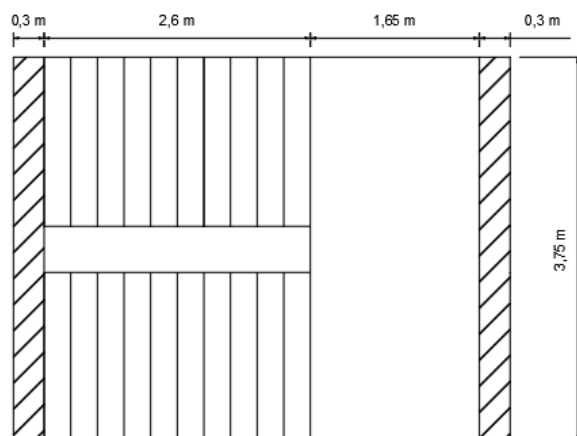
$$ch = 0,15 \text{ m}$$

Contra huella.

$$N = 20$$

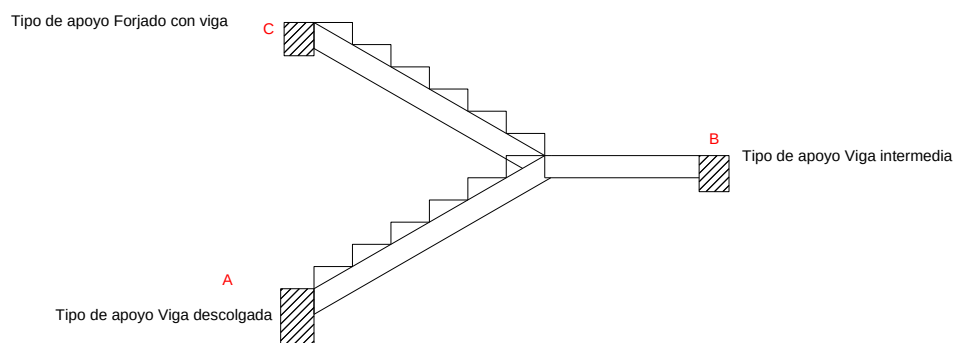
Número de peldaños.

Figura 36: Vista en Planta Escalera de Hormigón Armado



Fuente: Elaboración Propia

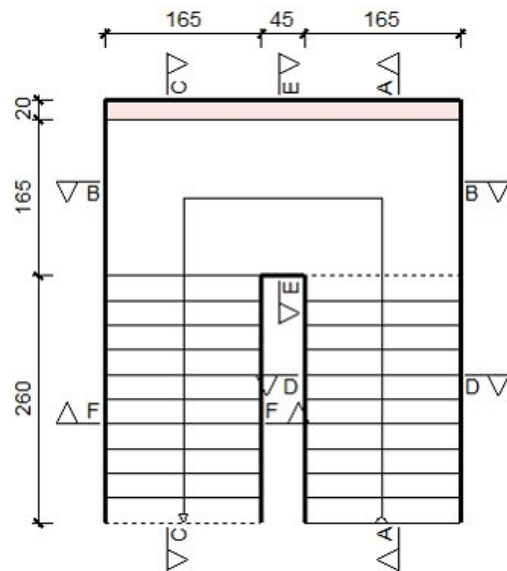
Figura 37: Corte-Descripción de Apoyos



Fuente: Elaboración Propia

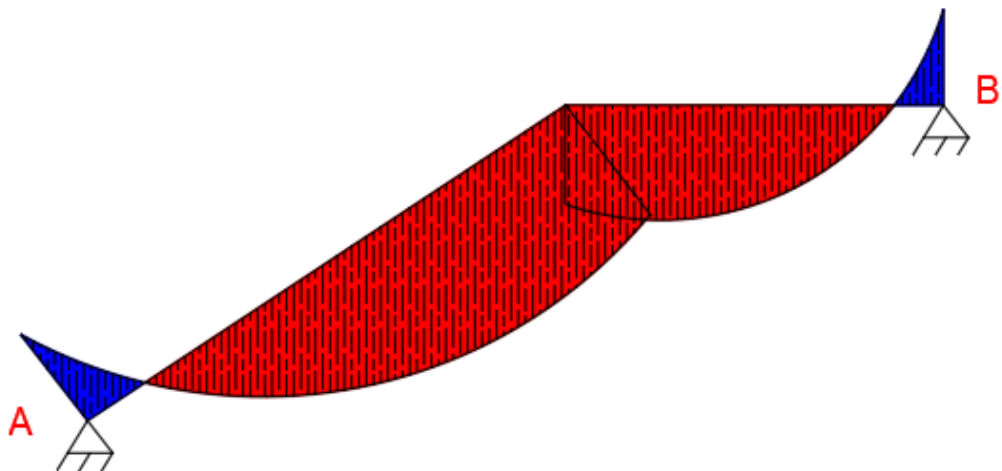
Solicitaciones de diseño:

Figura 38: Secciones



Fuente: Elaboración Propia

Figura 39: Diagrama de Momentos Flectores



Fuente: Elaboración Propia

Análisis de carga sobre la escalera

Carga Muerta en Rampa

Volumen de los Peldaños

$$V_p = \frac{h \cdot ch \cdot B}{2} = 375,26 \text{ kg/m}^2$$

$P_p = 375,26 \text{ kg/m}^2$	Peso propio.
$P = 159,00 \text{ kg/m}^2$	Peso peldaños y losa.
$P_s = 98,00 \text{ kg/m}^2$	Peso de solado.
$P_b = 294,00 \text{ kg/m}^2$	Peso de barandado más cerámico.
$L = 400,00 \text{ kg/m}^2$	Sobrecarga de uso.

Dado que, las características geométricas de la escalera de subida como la de bajada son simétricas, solo bastarán con verificar una de ellas y la otra tomara la misma disposición de la armadura. Por lo tanto, solo se verificará la losa de subida.

Cálculo de armaduras

Determinación de la armadura longitudinal positiva. -

$M_d = 4.875,00 \text{ kg m}$	Momento de cálculo.
$\omega_{\min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,65 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,150 \text{ m}$	Espesor de la losa.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,120 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,123$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,123$ tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,134$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 10,187 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \min}$):

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * h = 3,56 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 10,187 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 10} = 0,72 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 14,11 \text{ barras}$$

Con un area total de:

$$A_s = 15 * 0.72 = 10,80 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$10,80 \text{ cm}^2 > 10,18 \text{ cm}^2$$

$$15 \emptyset 10 \text{ mm c/10}$$

Determinación de la armadura longitudinal negativa. -

$M_k = 1980.00 \text{ kg m}$	Momento de Calculo.
$\omega_{\min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,65 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,15 \text{ m}$	Espesor de losa perpendicularmente.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,12 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,05$$

$$\mu_d < \mu_{lim} \text{ no necesita armadura de compresión.}$$

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,052$ tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,052$, la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s\ min}$):

$$A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * h = 3.56\ cm^2$$

Como: $A_s > A_{s\ min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 3.96\ cm^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 10\ mm$ con un área de $A_{s\ \phi 10} = 0.50\ cm^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^o\ de\ barras = \frac{A_s}{A_{s\ \phi 10}} = 7.92 = 8\ barras$$

Con un área total de:

$$A_s = 8 * 0.50\ cm^2 = 4.00\ cm^2$$

Dónde:

$$4.00\ cm^2 > 3.96\ cm^2$$

$$8\ \emptyset\ 10\ mm\ c/20$$

Determinación de la armadura de reparto. - Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 10.80\ cm^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0.20 * 10.80 = 2.16\ cm^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diametro de $\emptyset = 8\ mm$ con un área de $A_{s\ \phi 8} = 0.503\ cm^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^o\ de\ barras = \frac{A_s}{A_{s\ \phi 8}} = 5\ barras$$

Con un área total de:

$$A_s = 5 * 0.50\ cm^2 = 2.50\ cm^2$$

Dónde:

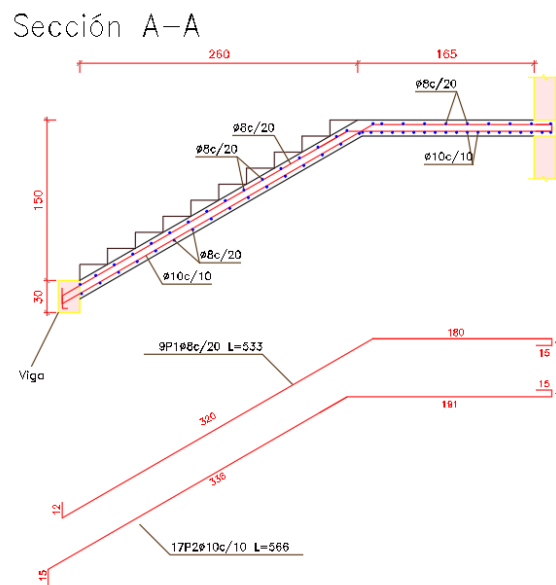
$$2.50\ cm^2 > 2.16\ cm^2$$

$$\emptyset\ 8\ mm\ c/20$$

Resumen de resultados para Escalera de hormigón armado

ESCALERA N° 1	ARMADURA			As manual	As cypecad	% Variacion
Sección	Tipo	Superior	Inferior			
A-A	Longitudinal	Ø 8 c/20 cm	Ø 10 c/10 cm	10,18	11,75	+15,42
A-A	Transversal	Ø 8 c/20 cm	Ø 8 c/20 cm	3,96	3,96	0

Figura 40: Despiece de Escalera de hormigón armado



Fuente: Paquete estructural CypeCad

3.7. Estrategia en la ejecución del proyecto

3.7.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según lo señalado en el marco teórico, las cuales se pueden ver a detalle en la sección de **Anexos A-9**.

3.7.2. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico:

Tabla 16: Análisis de Precios Unitarios

DESCRIPCIÓN		OBSERVACIONES
A	MATERIALES	TIPO DE MATERIAL, CANTIDAD Y PRECIO
B	MANO DE OBRA	TIPO DE OBRERO Y RENDIMEINTO
E	CARGAS SOCIALES	55% DE MANO DE OBRA
F	IMPUESTO I.V.A. MANO DE OBRA	14.69% DE MANO DE OBRA
H	HERRAMIENTAS MENORES	5% DE (B+E+F)
K	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10% DE EQUIPO, HERRAMIENTAS
L	UTILIDAD	10% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K)
M	IMPUESTO IT	3.09% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K+L)

Fuente: Elaboración Propia

Se puede apreciarlo a detalle en cada ítem en la sección de **Anexos A-6**.

3.7.3. Cálculos métricos

Los cálculos métricos se realizaron según los detalles encontrados en los planos arquitectónicos y estructurales finales, los cuales se pueden ver a detalle en la sección de **Anexos A-5**.

3.7.4. Presupuesto general

El presupuesto total de la obra se calculó de manera inicial realizando los cálculos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente multiplicando el precio de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **4.853.330,72 Bs. (Cuatro millones ochocientos cincuenta y tres mil trescientos treinta 72/100 Bolivianos)**, con un costo por metro cuadrado en dólares de **222,39 (\$us/m²)** referido a tres plantas.

Se puede ver a detalle el Presupuesto General en la sección de **Anexos A-7**.

3.7.5. Cronograma de ejecución

El plan y cronograma de obras se lo realizó aplicando el método de barras Gant colaborado por el programa (PRESCOM 2013-2019) y se lo hizo como se definió en el marco teórico. El plazo de ejecución obtenido es de **456 días calendario**, trabajando de forma regular con varios frentes de trabajo.

Se puede ver a detalle el cronograma de ejecución en la sección de los **Anexos A-8**

CAPITULO IV: APOORTE ACADÉMICO

COMPARACIÓN ENTRE UN ANÁLISIS ESTÁNDAR DE FUNDACIONES EMPOTRADAS RÍGIDAMENTE Y UNA INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA, EN DONDE EL SUELO SE CONSIDERA UN MATERIAL DEFORMABLE

4.1. Problemática

Cuando una estructura transmite sus cargas al terreno a través de la cimentación, se producen inevitablemente deformaciones (generalmente asentamientos).

Este comportamiento que presenta el suelo al interactuar con la estructura depende del estudio de la mecánica de suelo y la cimentación que se va emplear, no debería causar graves problemas si se toma las precauciones ante ello.

4.2. Planteamiento

El asentamiento de una cimentación del tipo superficial se debe a la deformación del suelo en el que se apoya, causado por los esfuerzos inducidos en el por la propia cimentación, esto es debido al tipo de suelo en que se construye y en grandes rasgos al contenido de agua que conforma.

Los datos de asentamientos para estructuras ya son un requerimiento común en países con normas y reglamentos más estrictos, generalmente en nuestro medio al realizar una edificación no se toma mucho en cuenta el asentamiento producido por la estructura, pero este dato es de suma importancia para analizar a detalle el tipo de fundación a seleccionar y las dimensiones de las mismas.

4.3. Objetivos del aporte académico

4.3.1. Objetivo General:

Realizar la comparación entre fundación empotrada con una interacción suelo estructura donde el suelo es un material deformable, esto mediante el modelo de

Winkler aplicado en la interacción suelo-estructura de fundación con el software CYPECAD y hacer una comparación con un cálculo manual de los asentamientos.

4.3.2. Objetivos Específicos:

- Obtener el Asentamiento de la estructura mediante el Software CYPECAD.
- Identificar los tipos de asentamientos que se presentan en la estructura.
- Conocer los asentamientos admisibles que se presentan para el diseño de la estructura.
- Modelar la estructura de hormigón mediante el diseño de la interacción suelo-estructura en el software CYPECAD.
- Identificar y calcular el módulo de balasto a utilizar en según el tipo de suelo donde se realizará la fundación.
- Generar gráficos de la deformada de la estructura con el fin de verificar si el pórtico está considerando la elasticidad del terreno para el diseño y obtención del asentamiento.

4.4. Metodología del aporte

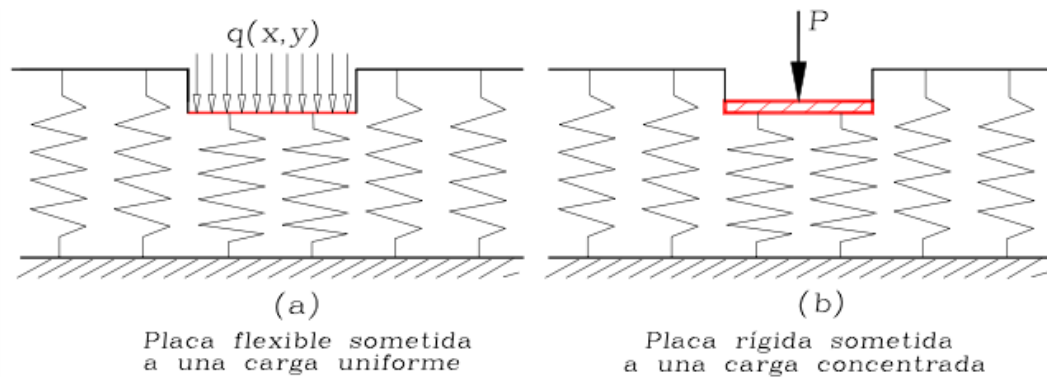
4.4.1. Modelo Winkler

Manuel Delgado (1998), afirma que el modelo Winkler ha sido el que mayor atención ha recibido ya que fue el más utilizado en la práctica corriente de diseño. Este modelo hace la suposición que la presión, p , que actúa en una interfase fundación-suelo, es una función lineal de la deflexión y , del terreno y la constante de proporcionalidad es k_o , y se expresa así:

$$p = k_o y$$

La constante k_o se denomina módulo de reacción de terreno o coeficiente de Balasto, aunque es función de la rigidez relativa fundación-suelo, este comportamiento físico idealiza una cama de resortes de suelo, donde actúan independientemente.

Figura 41:Modelo de winkler



Fuente: Elaboración propia

Uno de los principales motivos que este modelo es utilizado se debe a su tratamiento matemático del comportamiento de vigas y placas sobre un modelo de suelo Winkler, es que es definitivamente el menos complejo y donde muchos investigadores han tabulado y graficado muchas de las funciones involucrada (Manuel Delgado, 1998).

4.4.2. Ventajas y desventajas del modelo de Winkler

Manuel Delgado (1998), nombra algunas ventajas y desventajas del modelo de Winkler.

Ventajas:

- Las expresiones matemáticas de la interacción suelo-estructura son muy simples lo que ha permitido aplicar con frecuencia el método en vigas, placas, pilotes y diferentes elementos flexibles de contención.
- Es el nivel más simple de caracterización del comportamiento del suelo de soporte, razón por la cual su uso se ha extendido, se han propuesto soluciones y métodos para la práctica y se ha acumulado experiencia sobre su determinación y aplicación.
- En muchas situaciones puede resultar suficiente debido a que los momentos flectores y esfuerzos en una viga o placa han mostrado poca sensibilidad a la selección del módulo de reacción y a que fácilmente se obtienen altos factores de seguridad en el diseño.

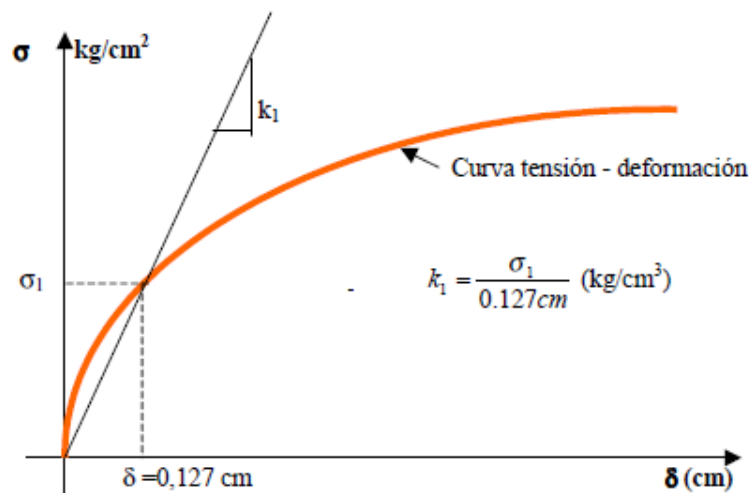
Desventajas:

- La representación del sistema desacoplado de “resortes-suelo” no corresponde al comportamiento suelo-estructura real.
- La existencia de la gran variedad de recomendaciones para la determinación del módulo de reacción de la subrasante dificulta la escogencia del método.
- La selección del módulo o módulos de reacción en un determinado conjunto de circunstancias exige del ingeniero la aplicación del buen juicio o criterio, basados en la intuición y en la experiencia.

4.4.3. Módulo de reacción del suelo o coeficiente de Balasto.

El módulo de Reacción o Coeficiente de Balasto se define como: *La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05” que equivale a una deformación de 0,127 cm* (Heriberto Echezuría et al.), es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “tensión – deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm.

Figura 42: Coeficiente de Balasto



Debido a la simplicidad conceptual de caracterizar al suelo mediante el módulo de Balasto en la incidencia de la interacción suelo-estructura para el análisis de estructuras de fundación (Delgado Vargas, 1993), se debe pagar con las incertidumbres y lo complejo de encontrar este módulo de reacción del terreno, ya que el mismo depende de varios factores, tanto del suelo como de la cimentación.

4.4.4. Obtención del módulo de Balasto

- **A partir de ensayo de placa**

Usualmente se usa una placa cuadrada de 30x30 cm o una placa circular de diámetro de 30, 60, o 76.2 cm. El K_s relacionado con este ensayo, generalmente lleva el subíndice del tamaño de la placa. Los resultados de este ensayo son afectados por el tamaño de la placa, debido al área de contacto, es decir el volumen de suelo se ve afectado por el área de la placa.

Aproximando la variación de los asentos ocurridos en una zapata a partir del ensayo de una placa cuadrada de 30 cm y dado que la presión que se transmite, es constante, se obtiene las siguientes ecuaciones propuestas por Terzaghi en 1955:

Suelo (Cohesivo):

$$K_c = k_{30} \left[\frac{30}{b_c} \right]$$

Suelo Granular:

$$K_c = k_{30} \left[\frac{b_c + 30}{2b_c} \right]^2$$

Las expresiones anteriores son válidas para zapatas aisladas, continuas y vigas flotantes, siempre que la presión no supere la mitad de la capacidad portante última del suelo.

- **A partir de tabulaciones publicadas**

Se tienen algunos valores del coeficiente de Balasto publicados por diferentes autores.

Tabla 17: Valores de k_{30} propuestos por Terzaghi

Valores de k_{30} propuestos por Terzaghi	
Suelo	$k_{30} (kg/cm^3)$
Arena seca o húmeda	
- Suelta	0.64 – 1.92 (1.3)
- Media	1.92 – 9.6 (4.0)
- Compacta	9.60 – 32 (16.0)
Arena Sumergida	
- Media	(0.8)
- Suelta	(2.5)
- Compacta	(10.0)
Arcilla	
- $q_u = 1.2 kg/cm^2$	1.6 – 3.2 (2.5)
- $q_u = 2.4 kg/cm^2$	3.2 – 6.4 (5.0)
- $q_u > 4.0 kg/cm^2$	>6.4 (10)

4.5. Calculo Manual de Asentamiento para pórtico de las Columnas C1 a C7

Siendo el pórtico analizado de la C1 a C7 se tiene las siguientes características:

Para el cálculo práctico del módulo de balasto de una zapata cuadrada en suelo limo arcilloso, se puede usar la fórmula:

$$k_s = k_{30} \frac{30}{b}$$

si se parte de un módulo de balasto de referencia k_{30} y se busca un k_s (para zapata cuadrada) ajustado al ancho b de la zapata, obteniendo valores típicos para limo de (1,6-3,2 kg/cm^3) (15-45 MN/m^3). Se asume 2,5 kg/cm^3

Para cálculo manual del módulo de balasto la zapata C2 cuadrada de 1,8 m x 1,8 m se utilizará la formula:

$$k_s = k_{30} \frac{30}{b}$$

$$k_s = 2,5 \cdot \frac{30}{180} = 0,68 kg/cm^3$$

De acuerdo al estudio de suelos realizo la zapata soporta 1,5 kg/cm² (o lo que es lo mismo 1,50 MN/m²), aplicando la fórmula inicial:

$$\Delta\delta = \frac{\sigma_{adm}}{k_s} = \frac{1,50}{0,68} = 2.20 \text{ cm} = 22 \text{ mm}$$

Donde:

σ_{adm} = esfuerzo admisible 1.5 kg/cm²

$\Delta\delta$ = asentamiento diferencial.

A continuación, presentamos resultados de los asentamientos en pórticos:

Tabla 18:Resultados de asentamientos (calculo manual)

Portico C1 a C7				
Zapata	Largo(cm)	Ancho(cm)	KS(kg/cm2)	S(cm)
C1	180	110	0,68	2,20
C2	180	180	0,42	3,60
C3	170	170	0,44	3,40
C4	170	170	0,44	3,40
C5	170	170	0,44	3,40
C6	180	180	0,42	3,60
C7	180	110	0,68	2,20

4.6. Aplicación al programa cype cad

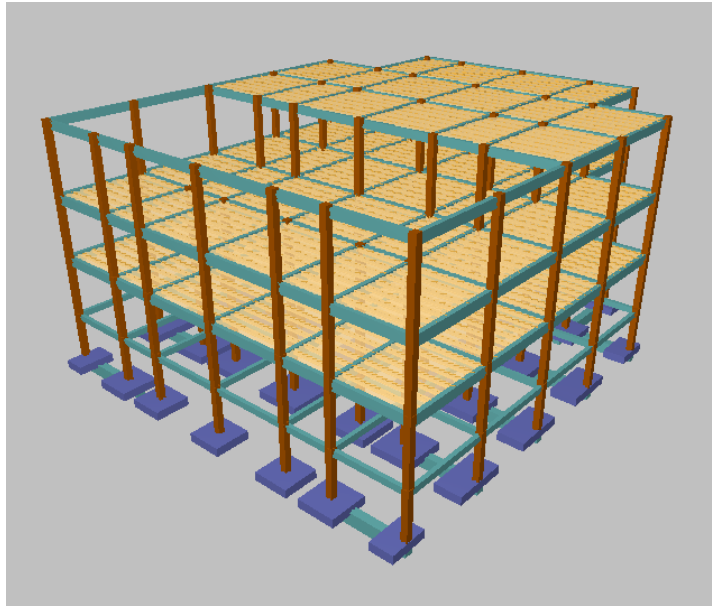
Se aplicará un software actualizado y muy conocido en nuestro medio para el análisis de la estructura, tanto para diseñar los elementos estructurales de nuestro edificio aporticado y el análisis del asentamiento mediante el software CYPECAD v2017.

4.7.Procedimiento de cálculo de asentamiento

A continuación, se muestra el procedimiento a realizar con el programa CypeCad para simular que las zapatas están sobre suelo deformable

Paso N°1 – Se presenta el modelado de una estructura aporticada, con elementos de fundación compuesto por zapatas aisladas y empotradas.

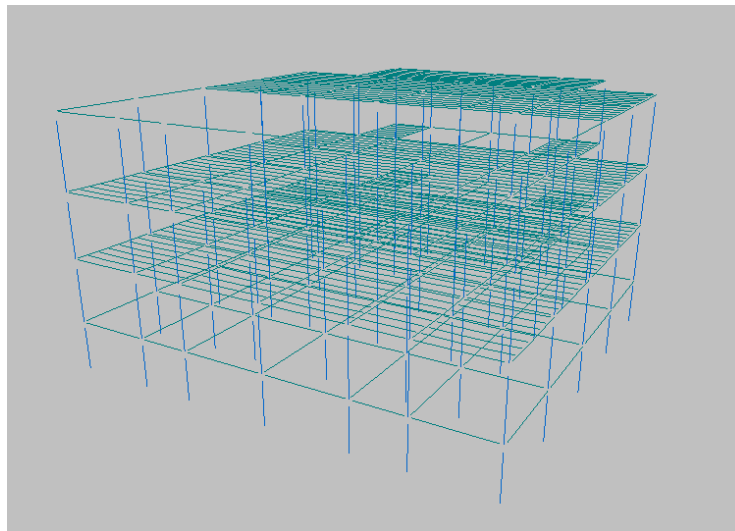
Figura 43: Estructura aporticada idealizada



Fuente: Paquete estructural CypeCad

Paso N°2 – Una vez modelado se pasa a revisar la deformada de la estructura la cual nos muestra que la cimentación esta fuera del modelo y que esto considera que el pórtico está totalmente empotrado al terreno.

Figura 44: Diagrama deformada de la estructura aporticada



Fuente: Paquete estructural CypeCad

Este tipo de diseño o modelado no permite conseguir los asentamientos que se presentan en la edificación, ya que la estructura no está interactuando con la elasticidad del terreno ya que se sabe que el suelo siempre se comporta como si fuera un lecho elástico.

Para determinar el asentamiento se parte desde considerar que nuestra cimentación está apoyada sobre un suelo elástico (Método del Coeficiente de Balasto), de acuerdo al modelo de Winkler, basado en una constante de proporcionalidad entre fuerzas y desplazamiento, cuyo valor es el coeficiente de balasto.

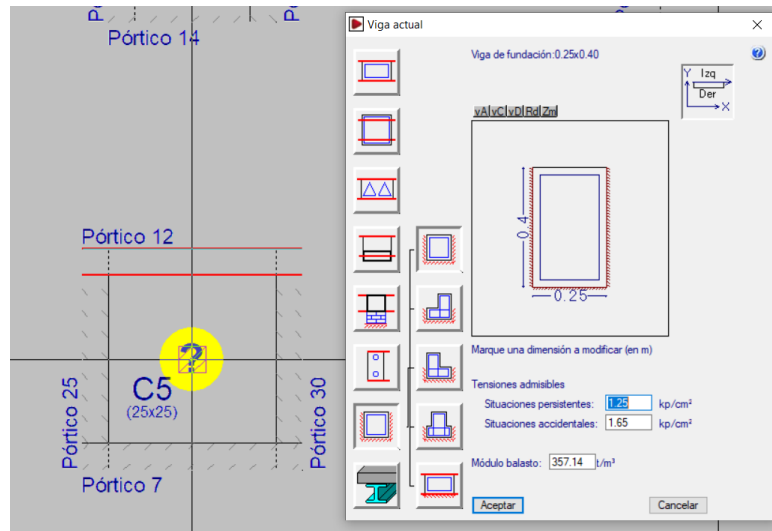
Paso N°3 – Obtención del coeficiente de balasto en función del tipo de suelo para placa de (30x30), que en nuestro caso es limo consolidado.

Para determinar el módulo de balasto es necesario conocer las dimensiones de nuestra zapata y lo más importante conocer el coeficiente de balasto según el suelo en el que se asienta nuestra fundación, al no tener ese dato podemos basarnos en tablas orientativas, del cual tomamos un valor para el cálculo en planilla.

Para trabajar con la elasticidad del terreno en las fundaciones se requiere modelar la misma estructura, pero en vez de zapatas se utilizará losas de fundación.

Paso N°4 – Una vez modelado la estructura aporticada se procede a diseñar las fundaciones como si estas fueran losas y vigas de fundación, ya que esta es la manera de poder considerar que nuestro edificio trabaja sobre un terreno con elasticidad. Para esto introducimos los datos del módulo de balasto calculado para los elementos que conformaran la losa de fundación.

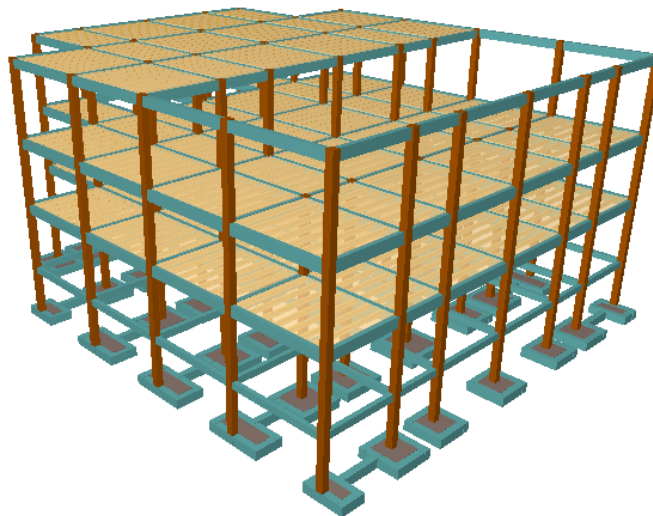
Figura 45: Idealizado de zapatas



Fuente: Paquete estructural CypeCad

Paso N°5 – Una vez modelado todos los elementos considerando losas de fundación, se procede a realizar el cálculo para verificar si las dimensiones de los elementos están bien dimensionadas.

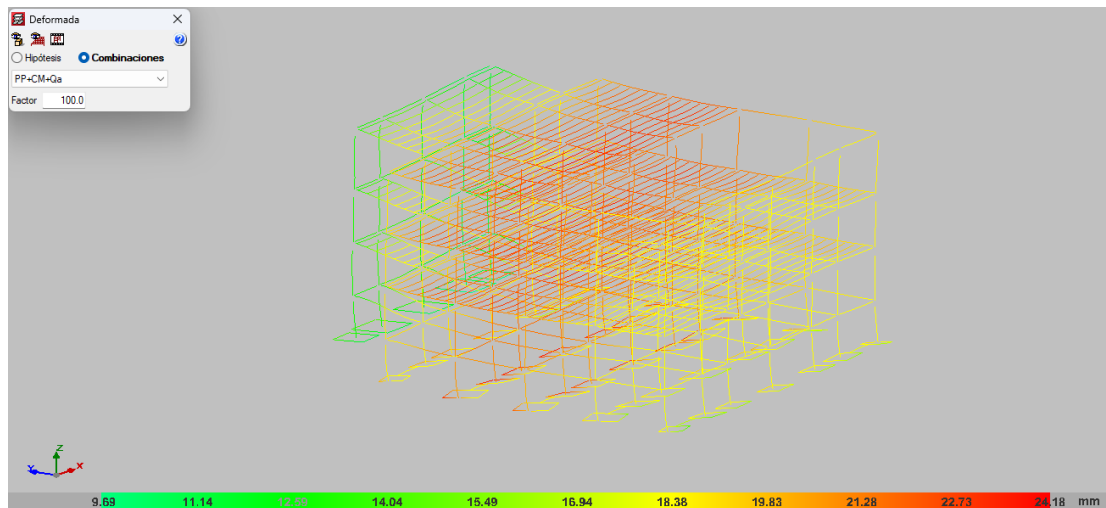
Figura 46: Zapatas tipo losa de fundación



Fuente: Paquete estructural CypeCad

Paso N°6 – Pasada la verificación de los elementos pasamos a revisar la deformada de la estructura, es aquí entonces donde podemos ver que el modelado de la cimentación con el módulo de balasto nos muestra las fundaciones, esto decir que nuestra estructura ahora si esta interactuando con el terreno.

Figura 47:Deformada estructura aporticada

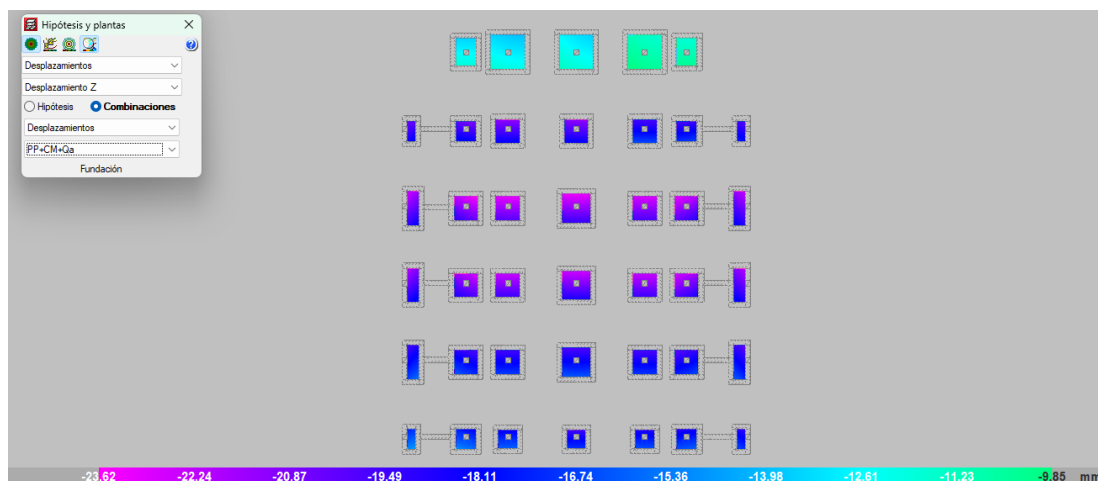


Fuente: Paquete estructural CypeCad

Paso N°7 – Se puede revisar los asentamientos presentes en la estructura accediendo a la pestaña de Isovalores del software.

Se presenta los valores de asentamientos en gama de colores existiendo un asentamiento diferencial que va desde el rango de (-0.89 mm a -3.9 mm), esto quiere decir que se presenta un asentamiento máximo diferencial de $Sd = 3.01$ mm entre los ejes de las columnas.

Figura 48:Asentamientos diferenciales en estructura



Fuente: Paquete estructural CypeCad

Paso N°8 – Debido a que se realizó la introducción del módulo de balasto se puede conocer los asentamientos en cada zapata a continuación, se presentan los asentamientos respectivos de las columnas con el programa cypecad:

Tabla 19: Resultados de asentamientos (calculado computarizado)

Portico C1 a C7	
Zapata	Asentamiento (mm)
C1	16,48
C2	16,98
C3	17,54
C4	18,57
C5	17,93
C6	17,75
C7	18,65

4.8. Tabla de Comparativa de Resultados

Se realiza la presentación de una tabla de comparación de enfoques de los distintos tipos de fundación:

Tabla 20: Tabla comparativa de enfoques

Aspecto	Fundación rígida empotrada	Interacción suelo-estructura (suelo deformable)
Hipótesis básica	La base se considera indeformable y con empotramiento perfecto.	El suelo transmite esfuerzos y se deforma; la cimentación interactúa con él.
Modelo matemático	Condiciones de frontera rígidas: desplazamientos nulos en la base.	Modelos de resortes (Winkler)
Distribución de esfuerzos	Se asume uniforme o según esquema rígido.	Depende de la rigidez relativa suelo-estructura; aparecen redistribuciones y concentraciones.
Deformaciones	No se consideran en la base; la estructura absorbe todo.	Se incluyen asentamientos diferenciales, rotaciones y desplazamientos de la cimentación.
Precisión	Simplificado, útil para predimensionamiento.	Más realista, captura efectos locales y globales.
Ventajas	Rápido, sencillo, conservador en muchos casos.	Optimiza diseño, reduce sobredimensionamiento, refleja comportamiento real.
Limitaciones	Puede sobreestimar rigidez y seguridad.	Requiere caracterización detallada del suelo y mayor esfuerzo computacional.

Por otra parte, también se realiza la comparación del pórtico 1 comprendido por las columnas C1 a C7, se compara las fundaciones con las zapatas rígidas vs elásticas y los asentamientos calculados de manera manual y las calculadas con el programa cypecad.

Tabla 21: Tabla comparativa de Pórtico 1

	Zapata Rígida	Zapata Flexible	% Variación	Asentamiento o Calculo Manual (mm)	Asentamiento Calculo Programa (mm)	% Variación
C1	N:26,54 t Mx:0,05 t m My:0,53 t m	N:29,83 t Mx:5,05 t m My: 3,28 t m	N:12,40 % Mx:10.000 % My: 518,87%	22,00	16,48	33,49
C2	N:35,65 t Mx:0,04 t m My:0,71 t m	N:41,58 t Mx:2,84 t m My:3,66 t m	N:16,630 % Mx:7000 % My: 415,92%	36,00	16,98	112,01
C3	N:35,24 t Mx:0,04 t m My:0,70 t m	N:34,95 t Mx:0 t m My:3,86 t m	N:-0,82 % Mx:100% My: 451,42%	34,00	17,54	93,84
C4	N:43,22 t Mx:0 t m My:0,86 t m	N:37,28 t Mx:0 t m My:4,15 t m	N:-13,74 % Mx:0 % My: 382,55%	34,00	18,57	83,09
C5	N:35,31 t Mx:0,06 t m My:0,71 t m	N:35,82 t Mx:0,04 t m My:3,98 t m	N:1,44 % Mx:-33,33% My: 460,56%	34,00	17,93	89,62
C6	N:35,58 t Mx:0 t m My:0,71 t m	N:42,50 t Mx:1,55 t m My:4,94 t m	N:19,45 % Mx:155 % My: 595,77%	36,00	17,75	102,81
C7	N:26,52 t Mx:0,53 t m My:0,02 t m	N:24,78 t Mx:5,34 t m My:2,80 t m	N:-6,56 % Mx:907,54 % My: 13.800%	22,00	18,65	17,96

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.Conclusiones

Una vez concluido con el diseño estructural del Edificio Multifuncional para la Federación de Campesinos (Ciudad Bermejo) las conclusiones que se obtuvieron son las que se menciona a continuación:

- Para el diseño de la estructura aporticada utilizo el software más conocido en nuestro medio (CYPECAD), se verifico la cuantía de los elementos más solicitados en forma manual, donde se concluye que los resultados en comparación con el paquete computacional tienen alguna ligera variación, pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.
- Al medir más de 30 m el lado más largo de la estructura del proyecto, este valor se encuentra en el rango establecido por norma por lo tanto se determinó considerar juntas de dilatación en la estructura de H°A°.
- Las columnas fueron verificadas al pandeo, debido a que se tratan de columnas intermedias las cuales tienen una esbeltez mecánica mayor a 36 y menor a 100, todas son de sección cuadrada, cumpliendo todas las recomendaciones de la Normativa de Hormigón Armado, como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos, disposición de las armaduras resultando columnas de 30 x 30 cm.
- Las vigas de mayor dimensión obtenidas del cálculo estructural son de 25cmx50cm, presentándose tres plantas en toda la estructura (planta baja, primera planta y segunda planta), Para las vigas de planta baja las dimensiones son de 25x50 cm y los sobre cimientos de 20x30cm, cumpliendo todas con los criterios para el dimensionamiento de vigas de hormigón armado.
- Las fundaciones propuestas para la estructura son zapatas aisladas, zapatas medianeras ya que existe colindancia, así también se tiene zapatas con vigas de equilibrio entre zapatas medianeras y centrales debido a la excentricidad generada por las zapatas medianeras.

- En cuanto a los cálculos realizados en el tipo de cercha se puede concluir que los resultados obtenidos a través del método LRFD proporciona un margen de seguridad más uniforme y confiable bajo diferentes condiciones de carga. Es decir, LRFD permite que el factor de seguridad sea más preciso para diferentes tipos de carga y combinaciones de las mismas, considerando esto se definió utilizar perfiles tubulares cuadrados y rectangulares que cumplen todas las condiciones establecidas por LRFD, los mismos que se encuentran con facilidad en el mercado local.
- En cuanto al desarrollo este Aporte Académico se concluye que existen asentamientos diferenciales en la estructura que fueron comprobados mediante el programa computacional Cypecad y comparado con el cálculo manual y existe una variación de 76,12% en los resultados obtenidos.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto que contempla obra gruesa y fina es de 4.853.330,72 Bs., teniendo un costo aproximado por metro cuadrado de 222,39 \$us/m², este presupuesto no contempla supervisión, equipamiento e instalaciones eléctricas.
- El tiempo de ejecución de la obra es 456 días calendario, presentando varios frentes de trabajo continuo según el planeamiento y cronograma de ejecución.

5.2.Recomendaciones

- Se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos para, evaluar la capacidad de carga de la cimentación, para constatar los resultados de ensayos de suelos obtenidos para la elaboración del presente proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

NORMAS

1. CBH-87. (Norma Boliviana del Hormigón Armado), texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo. Español, 1987.
2. AISI 1996. (American Iron and Steel Institute), Manual para el Diseño de Acero Conformado en Frio. Método LRFD-93 (Factores de Carga y Resistencia de Diseño)

LIBROS

1. BRAJA M. DAS “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. 4ª Edición, Editorial Thomson Learning. Estados Unidos, 2001.
2. JIMÉNEZ Montoya Pedro. “Hormigón Armado”. 13ª Edición (ajustada a la instrucción EH-91), Editorial Gustavo Gili. Barcelona, 1991.
3. JIMÉNEZ Montoya Pedro. “Hormigón Armado”. 15ª Edición (ajustada a la instrucción EHE-2008), Editorial Gustavo Gili. Barcelona, 2001.
4. JACK C. MC CORMAC “Diseño de Estructuras de Acero” Método LRFD, Editorial Alfaomega Clemson University, E.U.A. 1996.
5. CARLOS ALBERTO BERMÚDEZ “Curso Básico de Estructuras Metálicas” Centro de publicaciones Universidad Nacional de Colombia, Septiembre de 2005, Primera Edición.
6. CARLOS AGUIRRE AHUMADA “Especificación ANSI/AISC Para Construcciones de Acero” (Asociación Latinoamericana del Acero).
7. CRESPO VILLALAZ “Mecánica de Suelos y Cimentaciones” 5ª Edición, Editorial LIMUSA, Monterrey (1976 – 1980).

8. JOSE CALAVERA “Calculo de Estructuras de Cimentación”. 3ª Edición (ajustada al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones), Editorial Intemac. Madrid, marzo de 1982.

9. WILLIAM RODRIGUES SERQUEM “Asentamiento de las Edificaciones”

REVISTAS

PRESUPUESTO Y CONSTRUCCION. Guía de productos y servicios.
Febrero –2025.

CATALOGO FERROTOD0. Guía de perfiles metálicos estructurales.
Abril – 2025.

FICHA TÉCNICA. Viguetas Pretensadas CONCRETEC.
Marzo– 2025.

PAGINAS WEB

Asentamiento de Estructuras, (Sin Autor).
<https://dokumen.tips/documents/asentamiento-diferencial-de-estructurasdocx.html>

Asentamiento en Cimentaciones, (Sin Autor).
<https://civilgeeks.com/2011/12/04/asentamientos-en-cimentaciones/>

EDISON TIERRA, “Cimentaciones – Asentamientos”, Fecha: 22/02/2017
<https://www.youtube.com/watch?v=qxTJayAQjFA>

EDUARDO MEDIA VILLA, “Ejemplo Practico Interacción Suelo Estructura”, Fecha
Publicación: 26/05/2016
<https://www.youtube.com/watch?v=KvNQVJftZSw>

WILLIAM RODRIGUES SERQUEM “Asentamiento de las Edificaciones”
https://www.academia.edu/4545861/ASENTAMIENTO_DE_LAS_EDIFICACIONES
[S](#)

ANEXO 1: ESTUDIOS DE SUELOS

ANEXO 2: ANÁLISIS DE CARGAS

ANEXO 3: TABLAS Y GRÁFICOS

ANEXO 4: CÓMPUTOS MÉTRICOS

ANEXO 5: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANEXO 6: PRESUPUESTO GENERAL

ANEXO 7: CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

ANEXO 8: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS