

CAPITULO I
ANTECEDENTES

CAPITULO I: ANTECEDENTES

1.1. El problema.

1.1.1. Antecedentes.

La ciudad de Bermejo por ser una ciudad fronteriza es de importancia en el comercio por lo que genera ingresos y por la concurrencia de personas del país vecino (Argentina), necesita una atención especial en este sentido.

La zona El Porvenir actualmente no cuenta con una infraestructura destinada al comercio acorde a las necesidades actuales y que garanticen óptimas condiciones para brindar sus servicios a los comerciantes como a los consumidores

1.1.1. Planteamiento.

El crecimiento de la población en la zona de “El Porvenir” y zonas aledañas en estos últimos años originan el aumento del comercio sin condiciones adecuadas.

Las principales causas que no garantizan un comercio en buenas condiciones son:

- Aumento de ventas sin condiciones adecuadas.
- Falta de infraestructura y equipamiento en el área del comercio.
- Distancia de acceso a los principales mercados del municipio de Bermejo.

De mantenerse la situación actual, provocara que los pobladores tengan que emigrar a zonas más céntricas debido a que no se atiende esta sentida necesidad, a causa de esta situación se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Alquiler de ambientes como centro comercial.
- Construcción del Centro Comercial Porvenir.

Que fueron planteadas conforme a las posibilidades económicas y sociales del municipio de la ciudad de Bermejo.

1.1.2. Formulación.

Para dar solución a la presente problemática de los barrios ubicados en la zona El Porvenir, se plantea dos alternativas de solución.

La alternativa de alquiler de ambientes como centro comercial no se cree muy viable por la razón que deben ser adecuados para dar las condiciones a los puestos de venta.

Esto nos da lugar a tener en cuenta como la alternativa más viable la construcción del Bloque 1 Centro Comercial Porvenir con todas las comodidades para los comerciantes y compradores

1.1.3. Sistematización.

Con la alternativa definida “Diseño estructural del Bloque 1 Comercial Porvenir” se cuenta con los planos arquitectónicos, para lo cual en el diseño se emprenderá el análisis estructural de la cubierta, estructura de sustentación y fundación.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural del Bloque 1 “Centro Comercial Porvenir”, cumpliendo con los parámetros de diseño de la norma boliviana del hormigón armado CBH-87 para garantizar su estabilidad y resistencia requerida.

1.2.2. Objetivos específicos

Entre los objetivos específicos se establecen los siguientes:

- Analizar la topografía de la zona de emplazamiento.
- Realizar el estudio de características físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento de la obra mediante ensayos de campo, de laboratorio y métodos semi-empíricos.
- Analizar los fundamentos teóricos y conceptuales de estructuras de cubierta, sustentación y fundación.
- Realizar el diseño estructural de la cubierta metálica
- Realizar el diseño de la estructura a porticada y fundaciones de la edificación
- Verificar los resultados de diseño obtenidos con el software especializado para el cálculo y diseño estructural CYPECAD 2017.m.

- Realizar cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto referencial del proyecto.
- Plantear la estrategia para la ejecución o construcción de las obras constituyentes del proyecto.
- Elaborar los planos estructurales.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se justifica el proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

1.3.1. Académica.

Utilizar los conocimientos adquiridos en el Diseño de Estructuras, los cuales nos permitirán realizar el diseño estructural de la cubierta metálica, diseño de estructuras de hormigón armado (vigas, columnas y losas), diseño de fundaciones de hormigón armado (zapatas).

1.3.2. Técnica

Se usará el software CYPECAD 2017.m para el análisis estructural y diseño de la estructura de Hormigón Armado, dando su respectiva verificación manual aplicando los conocimientos de la ingeniería civil logrados en la carrera universitaria asimismo creando planillas auxiliares que faciliten la realización de los cálculos.

1.3.3. Social

Contribuir a la población de Bermejo con el diseño estructural del centro comercial Porvenir para mejorar las condiciones de intercambio de mercadería y productos de alimentación básicos, para solucionar el problema de falta de una infraestructura destinada al comercio en la zona Porvenir, contando con una estructura que cumpla con los criterios de funcionalidad y confort para los usuarios.

1.4. Alcance del proyecto

El proyecto contempla el diseño estructural de la edificación, en función al diseño arquitectónico disponible que requiere el proyecto, se realizará:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de Bermejo, en el departamento Técnico.
- Estudio de suelos.
- Realizar el diseño estructural de la estructura de sustentación del “Bloque 1 Centro Comercial Porvenir”.
- Verificación de los resultados de las estructuras fundamentales (obtenidos del software CYPECAD 2017.m), con la aplicación de la Norma Boliviana del hormigón armado CBH-87.
- Elaboración de planos estructurales
- Plan de construcción, especificaciones constructivas, cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto.
- No se realizarán los diseños de instalaciones sanitarias, agua potable, instalaciones eléctricas y de gas. El costo referencial será calculado solo para la parte de la obra gruesa de la estructura.

1.5. Aporte académico.

En el capítulo 4 se desarrollará el aporte académico del estudiante que consiste en el análisis y diseño de vigas curvas.

1.6. Localización

1.6.1. Departamento Tarija

El Departamento de Tarija se encuentra ubicado al sur de Bolivia, el mismo tiene una superficie de 37.623 Km², limita al Norte con el Departamento de Chuquisaca, al sur con la República de Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí. Geográficamente se encuentra entre el paralelo 20°50' de latitud sur y los meridianos 62°15' a 65°20' de longitud oeste.

Está constituido por seis provincias: Cercado, Méndez, Avilés, Arce, O'Connor y Gran Chaco.

Figura 1.1 Departamento Tarija



Cuadro 1.1 Proporcionalidad Territorial

Espacio territorial	Superficie en Km ²	% de proporcionalidad
Bolivia	1.098.581,00	100,00
Tarija	37.623,00	3,481
Provincia Arce	3.281,00	0,413
Segunda Sección Bermejo	380,90	0,207

Fuente: Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo

1.6.2. Municipio de Bermejo

Ubicación Geográfica.

El municipio de Bermejo, situado al extremo sur del departamento de Tarija, pertenece a la segunda sección de la provincia Arce, constituyéndose en su capital; se encuentra rodeado, en el sur-este por el río Bermejo, y el sur-oeste por el río Grande de Tarija.

Latitud y Longitud.

Geográficamente el Municipio de Bermejo se encuentra ubicado entre las coordenadas 22° 35' 24'' y 22° 52' 09'' de latitud sud, y 64° 26' 30'' y 64° 14' 16'' de longitud oeste, situándose a una altitud media de 400 m.s.n.m.

Límites Territoriales.

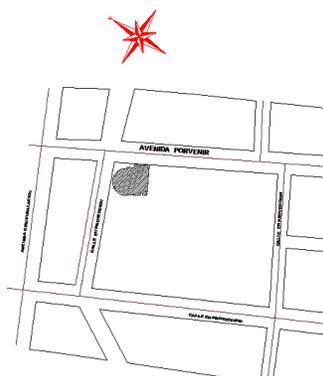
El municipio de Bermejo limita:

- Al norte, limita con la primera sección de la provincia Arce (Municipio de Padcaya)
- Al sur, con el río Bermejo y la República Argentina.
- Al este con el río Grande de Tarija y la República de Argentina.
- Al oeste con la comunidad de San Telmo Río Bermejo y la República Argentina.

1.6.3. Ubicación del Proyecto.

La construcción del “Bloque 1 Centro Comercial Porvenir” será emplazado en la ciudad de Bermejo, ubicado la zona Porvenir en la avenida Porvenir y calle sin nombre con las siguientes coordenadas

Figura 1.2 Localización



Este: 364383,466 m

Norte: 7884471,284 m

Fuente: Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo

1.7. Aspectos demográficos.

Los resultados del censo 2012, dan cuenta que la población del municipio es de 34505 habitantes, lo que lo convierte en el cuarto municipio más poblado del departamento de Tarija.

Bermejo cuenta con un alto porcentaje de población flotante, caracterizado por su ubicación geográfica, cuya magnitud en determinadas épocas permitió el desarrollo de servicios de: alojamiento, transporte, comunicaciones, operaciones, que fueron los que

consolidaron un asentamiento permanente, demandando cada vez más servicios adicionales (educación, salud, servicios básicos, judiciales y de seguridad) y el consiguiente asentamiento de una burocracia institucional y política.

Cuadro 1.2 Población de Bermejo comparado con otros municipios, CPV 2012

MUNICIPIOS	SEGÚN CENSO 2001	SEGÚN CENSO 2012
Caraparí	9035	15366
Villamontes	23765	39867
Yunchará	5173	5490
Yacuiba	83518	92245
Tarija	153457	205375
Uriondo	12331	14781
Bermejo	33310	34505
Padcaya	19260	18681
El Puente	10663	11354
San Lorenzo	21375	23863
Entre Ríos	19339	21991
TOTAL	391226	483518

Fuente: Instituto Nacional de Estadística, CPV 2012

1.8. Servicios existentes en el área del proyecto

1.8.1. Agua Potable

En el área urbana un 90% de la población cuenta con conexión a la red de agua potable de la población y el restante 10% obtiene el agua de norias, pozos u otras fuentes. Mientras que en área rural sólo cerca del 30% de la población se provee a través de la red de agua potable de la comunidad, siendo que la mayor cantidad de población (70%) obtiene el agua de norias, pozos, quebradas, vertientes o ríos. Debiendo indicarse que en este sector la cobertura del sistema de agua potable es muy bajo ya que sólo se dispone de este servicio en siete comunidades.

1.8.2. Alcantarillado

Sólo en el área urbana se dispone de una red de alcantarillado sanitario al cual sólo un 55% de la población está conectado, por lo cual el resto de la población utiliza letrinas con pozos sépticos o cámaras, mientras que, en el área rural, al no existir sistemas de alcantarillado, la población realiza su eliminación de excretas a campo abierto, siendo un bajo porcentaje (aproximadamente un 20%) los que disponen letrinas.

1.8.3. Electricidad

El servicio de energía eléctrica en el área urbana es generado, distribuido y comercializado por la empresa SETAR, teniendo una cobertura de aproximadamente un 85% de las viviendas urbanas, mientras que en área rural la cobertura es baja, ya que sólo un 15% de la población utiliza energía eléctrica en la vivienda.

1.8.4. Manejo de Residuos Sólidos

Para el área urbana el gobierno municipal a través de la unidad de aseo urbano, realiza la recolección de los residuos sólidos producidos en los domiciliarios, áreas comerciales y vías públicas, los cuales son transportados y depositados en el relleno sanitario ubicado a 5 Km. del centro urbano.

1.8.5. Servicios de Seguridad.

Una de las prioridades de la población es que vivan mejor y en tranquilidad. La Policía Nacional Regional Bermejo no cuenta con todo el equipamiento necesario por ello se deberá fortalecer mediante carros bomberos, materiales antiincendios, etc. Se deduce que los actos de mayor incidencia son: robo, hurto daños a la propiedad privada, allanamiento, lesiones y amenaza

CAPITULO II
MARCO TEÓRICO

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

En este capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto. Para garantizar los resultados de diseño se realizará un análisis técnico siguiendo las normas CBH-87 (Código Boliviano del Hormigón Armado) y ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (Factor de Carga y Resistencia de Diseño) para la cubierta metálica.

2.1. Levantamiento topográfico

Un levantamiento topográfico se realiza con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra. En un levantamiento topográfico, con la estación total, se toman los datos necesarios, para su posterior representación gráfica del área en estudio.

El trabajo topográfico se divide a su vez en trabajo de campo que consiste en realizar la identificación de puntos por medio de un equipo topográfico en este caso estación total y trabajo de gabinete que a base de datos adquiridos en campo se puede representar gráficamente en un plano el terreno, siendo ambos claramente diferenciados y necesitando en muchas ocasiones, a técnicos especializados en cada uno de ellos para llevar a cabo el trabajo de la mejor manera posible. Por último, un levantamiento topográfico nos proporciona la representación de un determinado terreno natural en el respectivo plano a escala reducida

2.2. Estudios de suelos

Con el estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga del terreno. Esto se realizará mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo SPT (penetrómetro dinámico estándar). Este ensayo permite averiguar la densidad relativa del suelo.

Una vez realizado el ensayo en campo se procede al ensayo en laboratorio:

- Sacar el contenido de humedad de la muestra extraída, para calcular su condición saturada.
- Realizar ensayos de granulometría y límites de ATTERBERG, para determinar su clasificación de suelos según AASHTO y SUCS.

Se tiene que normalizar el número de golpes y eso se lo realiza mediante Bowles. Una vez realizado la corrección, con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar en los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicara de inmediato los valores de capacidad de carga admisible.

El valor normalizado de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. Se dice que la muestra se rechaza si:

- N es mayor de 50 golpes.
- No hay avance luego de 10 golpes.

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. Aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos

2.3. Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas arquitectónicas por el Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo de acuerdo a las características propias de la ciudad con el personal técnico de la institución que determino el diseño arquitectónico más acorde y funcional, con el cual se procedió al diseño final. Sin embargo, el diseño arquitectónico tiene influencia en el planteamiento y diseño estructural.

Los planos arquitectónicos aprobados para el Bloque 1 Centro Comercial Porvenir fueron proporcionados por la Secretaria de Obras Públicas del Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo.

2.4. Idealización de las estructuras

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis. Los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez

actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil, sino que es imposible de realizar. El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural.

Las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las componentes representan a las componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada se llama diagrama de líneas.

2.4.1. Sustentación de cubierta

La estructura de sustentación fue idealizada como armadura metálica que es formada por dos cordones, y una ordenación adecuada de diagonales y montantes que sirven de unión a los citados cordones, es una estructura triangulada se idealizó en una estructura lineal.

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (Diseño por factores de carga y resistencia), 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.

Debido a que para la normativa ANSI/AISC 360-10 (LRFD) se emplea un coeficiente de seguridad o factor de carga para las solicitaciones permanentes menor que para las demás acciones, por cuanto se encuentran determinadas con mayor precisión y además las cargas que permanecen actuando sobre la estructura durante largos periodos de tiempo varían menos en magnitud que aquellas que se aplican durante periodos cortos, igualmente los coeficientes de seguridad aplicados a la capacidad de resistencia de los materiales es sensiblemente inferior al factor de carga.

2.4.2. Sustentación de la edificación

La edificación está sustentada en una estructura aporticada de H°A° que consta de zapatas, vigas, columnas y losas.

Cada elemento está ubicado según las necesidades que presenta el plano arquitectónico, cuidando que sea indispensable y no obstaculice ningún ambiente.

La sección de cada elemento lo definen las cargas solicitantes, cuidando el sobredimensionamiento, teniendo de esta manera columnas de sección cuadrada, rectangular y circular, vigas rectangulares y las losas reticulares.

2.4.3. Fundaciones

Las fundaciones están en función al tipo de suelo existente en el lugar de emplazamiento del proyecto.

En este caso se tendrán zapatas aisladas de sección cuadrada y zapatas combinadas de hormigón armado definida de acuerdo a las características del suelo además de no tener edificaciones colindantes.

2.5. Diseño estructural

Se realiza el diseño estructural de acuerdo a la idealización de la estructura tomando en cuenta materiales a utilizar, normas vigentes y el diseño arquitectónico.

Para el diseño de los perfiles metálicos se usará la norma americana ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Para el diseño de hormigones se usará el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87

2.5.1. Cubierta.

La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, granizo, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación

2.5.1.1. Combinaciones de carga

La norma ANSI/AISC 360-10 (LRFD) nos muestra las siguientes combinaciones:

$$U = 1,4 D \quad (\text{Ecuación A4-1 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-2 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W) \quad (\text{Ecuación A4-3 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \quad (\text{Ecuación A4-4 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,3 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-5 del LRFD})$$

$$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E) \quad (\text{Ecuación A4-6 del LRFD})$$

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r : Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

2.5.1.2. Factores de reducción de resistencia

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en la teoría de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor Φ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que la unidad.

Tabla 2.1 Factores de Reducción de Resistencia

(Ø)	SITUACIÓN
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0,9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0,8 5	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0,8 0	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0,7 5	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0,6 5	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)
0,6 0	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Fuente: AISC LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero. (2ª.ed.).*

2.5.1.3.Carga de viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m^2) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C \cdot \omega$$

Dónde:

C = Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, para el proyecto se tomarán los siguientes valores que se indican a continuación:

$C1 = +0.20$ (barlovento) y $C2 = -0,40$ (sotavento).

ω = Presión dinámica del viento (kg/m^2).

W = Sobrecarga unitaria del viento (kg/m^2).

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y barlovento, el cual se resume en la carga dinámica de:

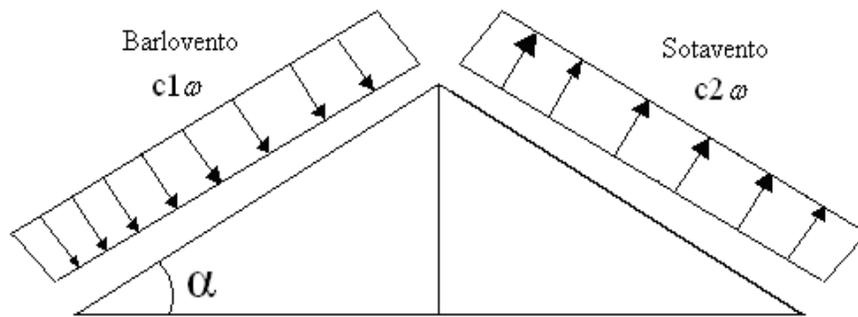
$$\omega = \frac{V^2}{16}$$

Dónde:

ω = Carga dinámica de viento kg/m^2

V = velocidad del viento m/s .

Figura 2.1 Barlovento y sotavento



Fuente: Junta del acuerdo, Cartagena.; *Manual de diseño del grupo andino*. (1ª. ed.).

2.5.1.4. Análisis de miembros de acero

Dentro de los análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

2.5.1.4.1. Diseño de miembros en tensión

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 perdida 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 si

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 arriostamiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el ANSI 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:

$$f_{t1} = \frac{N_d}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y \quad f_{t2} = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r \quad A_{crit} = t \left(b + \sum \frac{S^2}{4g} - \sum d \right) \quad A_{crit} \leq \begin{cases} A_{crit} \\ 0,85 A_B \end{cases}$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

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

Donde:

f_{t1} y f_{t2} = esfuerzos de la pieza A_{crit} = área crítica de la pieza

N_d = Carga mayorada que actúa sobre la pieza K = La esbeltez de la pieza

F_y = Límite elásticos del acero L = la longitud de la pieza

F_r = Límite de ruptura del acero A_B = Área bruta de la pieza

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

Factor de resistencia según LFRD para miembros a tensión:

$$\phi_1 = 0,90 \quad ; \quad \phi_2 = 0,75$$

2.5.1.4.2. Diseño de miembros 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 considerarse 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.

➤ Requisitos de la ANSI

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a = F_{c_{crit}} \cdot \phi \quad \therefore \quad \phi = 0,85 \quad \frac{K \cdot l}{r} \leq 200$$

Dónde:

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

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

A = Área total de la pieza.

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

$F_{c_{crit}}$ = Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbola de Euler, sin coeficiente de seguridad.

ϕ = 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.

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

E = Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

➤ Parámetro de esbeltez

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

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 ANSI para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

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

$$F_{\text{crit}} = 0,658^{\lambda_c^2} \cdot f_y$$

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

$$F_{\text{crit}} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} \cdot f_y$$

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.

2.5.1.4.3. Diseño de apoyos

Dependiendo del tipo de apoyo su diseño está basado en las solicitaciones a cortante o a tracción en este caso los pernos solicitados a compresión no es necesario calcularlos, calculando los pernos por tracción y corte en los apoyos.

2.5.1.4.4. Diseño de los pernos de anclaje:

El diseño del perno de anclaje se lo hace considerando algunas precauciones propuestas por la AISC quien sugiere, una tabla según el tipo de acero utilizado, las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos, según la siguiente tabla:

Tabla 1.2 Longitud de pernos de anclajes

Tipo de material	Mínima longitud embebida	Mínima distancia al borde embebido
A-36	12 d	5d > 10cm
A-449	17d	7d > 10cm

Fuente: Especificación ANSI-AISC

2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

El diseño de la estructura de sustentación de la edificación fundamentada en base a la Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

2.5.2.1. Bases de cálculo

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior a lo previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en lo cálculos mediante unos coeficientes de ponderación, que multiplican los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura. En consecuencia, el proceso debe cumplir estrictamente lo siguiente:

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

S_d : valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d : valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

Se consideran elementos unidimensionales a los pilares, vigas y arcos, siempre que su longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

Los métodos matriciales permiten analizar estructuras en las que, por la complejidad de su geometría, por el tipo de carga o por el comportamiento de los materiales, no existen soluciones analíticas o son excesivamente complicadas de obtener. La discretización estructural y los tipos de elementos que se utilicen deben ser adecuados para reproducir correctamente el comportamiento estructural

2.5.2.1.1. Resistencias de Cálculo

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

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

Donde:

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

γ_c : Coeficiente de minoración.

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde:

f_{yk} : Limite elástico característico del acero.

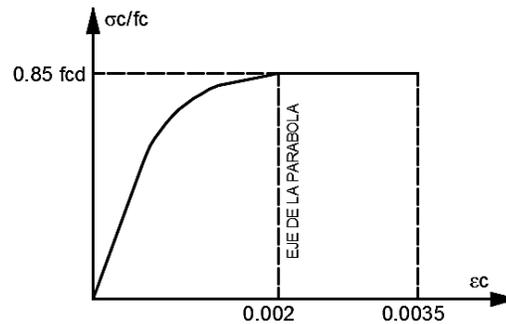
γ_s : Coeficiente de minoración.

2.5.2.1.2. Diagrama de cálculo Tensión - Deformación

Hormigón Armado

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

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

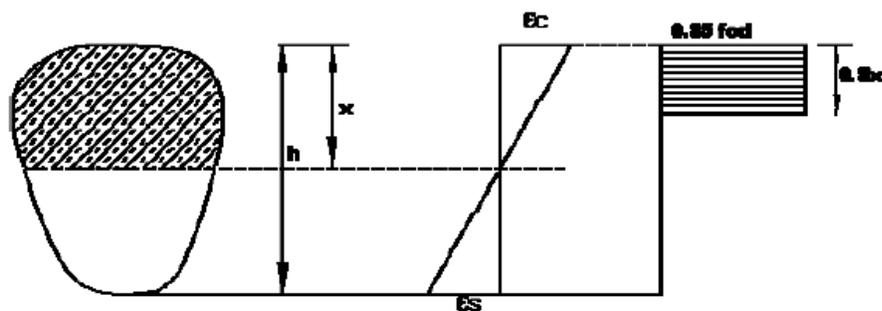
Figura 2.2 Diagrama parábola – rectángulo

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

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

“El coeficiente 0,85 tiene en cuenta la disminución de la resistencia a la compresión, en función del modo de aplicación de la carga (por ejemplo, la influencia desfavorable de una carga de larga duración), pero no tiene un papel de coeficiente de seguridad”.

Diagrama rectangular: Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a $0,80 x$, siendo “ x ” la profundidad del eje neutro y el ancho $0,85 f_{cd}$.

Figura 2.3 Diagrama rectangular

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

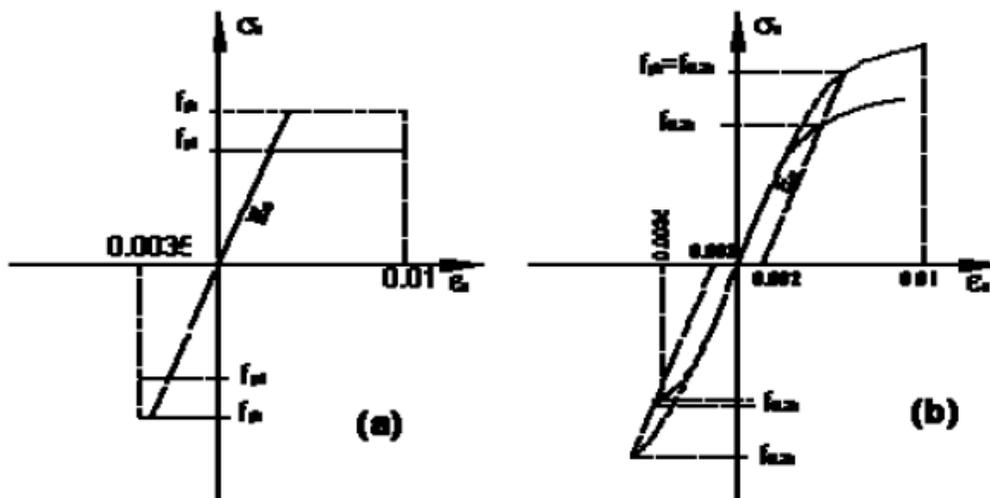
Acero estructural: Diagrama de proyecto tensión - deformación en el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95 %.

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, representan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

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

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3.5 por mil.

Figura 2.4 Diagrama de cálculo tensión-deformación



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

2.5.2.1.3. Módulo de deformación longitudinal

Hormigón armado: para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_o del hormigón (pendiente de la tangente e el origen de la curva $\sigma - \epsilon$), a la edad de j días, puede tomarse a:

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}}$$

Dónde:

f_{cj} : Resistencia características a compresión del hormigón a j días de edad.

Como valor medio del módulo de la deformación longitudinal del hormigón E_{cm} , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 19000 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa}$$

$$E_{cm} = 44000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2$$

Normalmente, f_{ck} está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de E_{cm} corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir E_{cm} a partir de una resistencia $f_j(t_0)$, correspondiente a una edad de t_0 , dada. Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor E los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

Acero estructural: Como módulo de deformación longitudinal para el acero se tomará:

$$E_o = 210.000,00 \text{ MPa}$$

2.5.2.1.4. Disposición de las armaduras

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

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

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores).

Distancia entre barras: La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta en su caso las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos barras aisladas consecutiva, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- 2 (dos) centímetros.
- El diámetro de la mayor
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

Distancia a los parámetros: se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el parámetro más próximo de la pieza. El objetivo del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego.

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

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

En la siguiente tabla se recomienda los recubrimientos mínimos para diferentes casos:

Tabla 2.3 Recubrimientos mínimos

Para losas y parámetros en el interior de los edificios	1,5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1,5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2,0 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3,0 cm
Para un hormigón en medio fuerte agresivo	4,0 cm

Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón (CBH-87).

Anclaje de las armaduras.- los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se

garantice que este es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón.

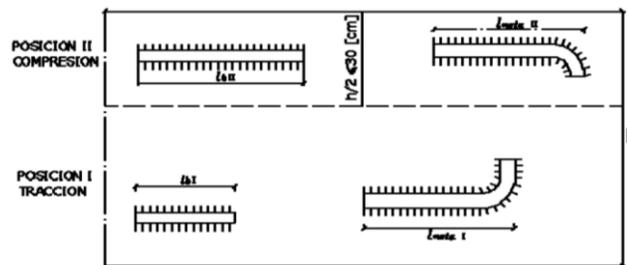
El anclaje se lo consigue gracias al mecanismo de la adherencia.

Es muy aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón este sometido a compresiones. Esto conduce, a llevar la armadura de momento negativo, sobre apoyos intermedios, al menos a una distancia de estos del orden del Luz/5.

Se usarán las fórmulas para el cálculo de la longitud de anclaje por prolongación recta:

$$l_{bI} = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \quad l_{bII} = 1.4 \cdot m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm}$$

Figura 2.5 Longitud de anclaje, en centímetros



Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón (CBH-87).

Donde:

l_{bI} : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición I, en cm.

l_{bII} : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición II, en cm.

m : 14 Coeficiente que para Hormigón H20 y Acero AH 400.

ϕ : Diámetro de la armadura de acero, cm.

f_{yk} : Limite elástico característico del acero, en N/mm².

Empalmes de las armaduras.- Los empalmes son utilizados para transmitir los esfuerzos de una barra a la otra, por medio de un anclaje. La norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas, no rebase 0.1 mm, y que, para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra, el espesor del hormigón que rodea al empalme, sea como mínimo el de 2 veces el diámetro de las barras.

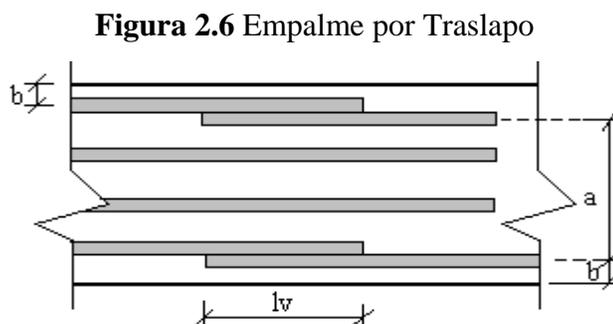
Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura.

Empalmes por traslapo.- Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en barras de diámetro mayor a 25 mm., ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal.

Empalmes sin ganchos.- El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente α que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha \cdot l_{b,neto}$$

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.
- También depende de la distancia “b” que la distancia de la barra empalmada desde la extrema hasta la parte externa de la pieza.



Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón (CBH-87).

Tabla 2.4 Valores del coeficiente α

Distancia entre los dos empalmes más próximos	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón (CBH-87).

Doblado de las armaduras.-

En las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en este ensayo para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.5 Radios de curvatura estribos

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
$\emptyset < 20\text{mm}$	2 \emptyset	2 \emptyset	2 \emptyset	2,5 \emptyset	3 \emptyset
$\emptyset \geq 20\text{mm}$	2,5 \emptyset	2,5 \emptyset	3 \emptyset	4 \emptyset	5 \emptyset

Fuente: Jiménez Montoya, Pedro.; *Hormigón Armado. (14ª.ed.)*.

\emptyset = Diámetro de la barra (mm).

- En el caso de estribos con $\emptyset < 10\text{mm}$ los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.50 \emptyset cualquiera que sea el acero
- Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\emptyset > 6\text{mm}$ es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Radios de curvatura para la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.6 Radios de curvatura de la armadura

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5 \emptyset	6 \emptyset	6 \emptyset	7,5 \emptyset	9 \emptyset

Fuente: Jiménez Montoya, Pedro.; *Hormigón Armado. (14ª.ed.)*.

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

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

2.5.2.1.5. Estados límites

Todas las estructuras deben reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que fue proyectada.

Los estados límites pueden clasificarse en:

Estados Límites Últimos (ELU).-

Son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que esta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

- Equilibrio
- Agotamiento o de Rotura
- Inestabilidad o de Pandeo
- Adherencia
- Anclaje
- Fatiga

Estado límite de servicio (ELS), también llamados Estados Límite de Utilización:

Que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura, se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y depende de la función que deba cumplir, los más importantes son los de:

- Deformación
- Fisuración
- Vibraciones

Estado límite de durabilidad (ELD).

Que corresponde a la durabilidad de la estructura (vida útil). Está relacionada con necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura.

2.5.2.1.6. Acciones de carga sobre la estructura

Una acción es un conjunto de fuerzas concentradas y repartidas impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debida a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación:

- Acción gravitatoria
- Acción del viento
- Acción térmica
- Acción reológica
- Acción sísmica
- Acción del terreno

2.5.2.1.7. Hipótesis de carga para la estructura de hormigón armado

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

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

$$\text{Hipótesis II:} \quad 0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + \gamma_{fq} \cdot W$$

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

G: Valor característico de las cargas permanentes.

Q: Valor característico de las cargas variables, excepto las sísmicas.

Q_{eq}: Valor característico de las cargas variables, durante la acción sísmica.

W: Valor característico de la carga del viento.

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

2.5.2.1.8. Coeficientes de minoración de resistencias y mayoración de cargas

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la Norma Boliviana Del Hormigón (CBH-87), son como se muestran en los siguientes cuadros:

Tabla 2.7 Coeficientes de seguridad

	E.L.U.	E.L.S.
Coeficiente de minoración del hormigón	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_c = 1,00$
Coeficiente de minoración del acero	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
Coeficiente de ponderación de las acciones	$\gamma_f = 1,60$	$\gamma_f = 1,00$

Fuente: Norma Boliviana Del Hormigón (CBH-87).

2.5.2.2.Losa reticular

La norma boliviana del hormigón armado CBH-87 establece que:

Los nervios.- son elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural, la separación máxima de 100 cm y el ancho de nervio de 10 cm y 15cm (artículo 37.2.4 de EH08), pero no menor a 7 cm (CBH-87).

Capa de compresión.- las losas reticulares o aligeradas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 5cm y esta deberá disponer de una armadura de reparto en malla.

Canto de la losa.- el canto óptimo de losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a $L/28$, siendo L la luz de cálculo mayor entre los soportes, deberá ser superior a 15 cm.

Pilar.- la menor dimensión de la sección transversal del pilar, no deberá ser inferior a 25 cm.

2.5.2.2.1. Dimensionamiento de secciones placas en T o L

➤ Anchura eficaz de la cabeza.-

La anchura eficaz b_e , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará, en función de la anchura real b , sacado de tablas, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud «a» en la dirección de la luz, los valores dados por las tablas deberán multiplicarse por el factor de reducción k , dado en la siguiente tabla: valores de los coeficientes k de la Norma Boliviana (CBH-87).

En todos los casos y a efectos de determinar la anchura eficaz de la cabeza, deben tenerse en cuenta además las observaciones siguientes:

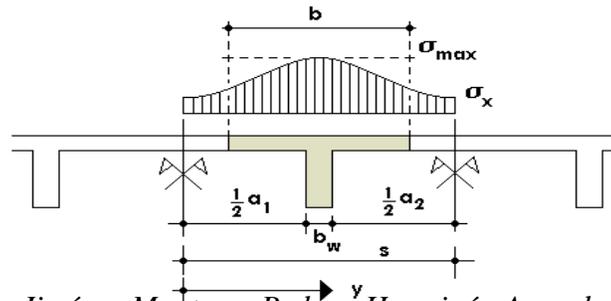
1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para cargas triangulares, parabólicas o sinusoidales, así como para el caso de momentos constantes.
2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre puntos de momento nulo.
3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $0.5*(b_e - b_w)$, no será superior a la distancia entre apoyo y sección considerada.
4. En el caso de piezas T provistas de cartelas de anchuras b_c y altura h_c (véase fig. 8.), página 108, se sustituirá la anchura real b_w , del nervio, por otra ficticia b'_w .

$$b'_w = b_w + 2b_c \quad \text{Si } b_c < h_c \quad \text{o} \quad b'_w = b_w + 2h_c \quad \text{si } b_c \geq h_c$$

➤ Viga T aislada

Anchura de la cabeza de compresión $b_1 = \frac{b_e - b_w}{2}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga este sometida a carga uniformemente repartida.

Figura 2.7 Transmisión de cargas de nervio a placa



Fuente: Jiménez Montoya, Pedro.; *Hormigón Armado. (14ª.ed.)*.

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas.
- Relación entre espesor del ala y altura del nervio.
- Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- La luz de la viga (l); y la distancia entre nervios (a).

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menos valor de b entre:

$$b \leq \frac{luz}{4} \qquad b \leq b_w + 16h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

Siendo (a) la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados.

Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de b entre:

$$b \leq \frac{luz}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

Siendo a la distancia libre hasta la viga más cercana.

Resistencia de las vigas losa

Al analizar la resistencia de una viga placa se presentan diferentes situaciones según la posición que ocupe el eje neutro. Eje neutro dentro del ala de la viga, o sea $c \leq h_f$; la altura del área comprimida es menor que el espesor del ala. Es muy frecuente que al calcular en rotura una sección T sometida a flexión simple, la profundidad del eje neutro resulte menor que el espesor de la losa, en cuyo caso debe calcularse como sección rectangular de ancho b .

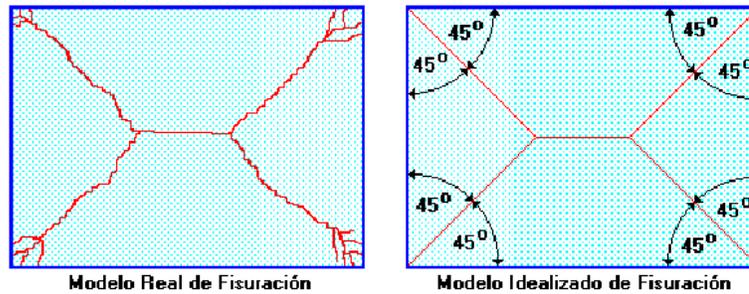
➤ **Armadura mínima**

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado ω_{\min} será de 0.0018. En las losas reticulares, la cuantía mínima de flexión ω_{\min} se calculará como una viga, tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

➤ **Cálculo de la resistencia al cortante**

De acuerdo con la experimentación en que se basa la "Teoría de Líneas de Rotura" cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniforme distribuida que actúa en toda la superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

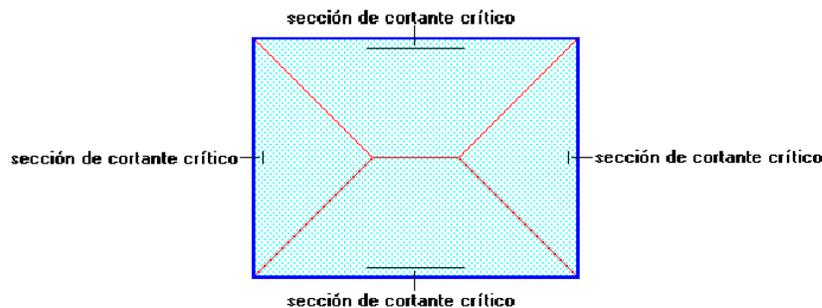
Figura 2.8 Líneas de rotura



Fuente: Nilson, Arthur; *Diseño de estructuras de concreto. (14ª.ed.)*.

Las secciones críticas de las losas, para el diseño a cortante, se ubican en los sectores de ordenada máxima de los triángulos y trapecios, próximos a las vigas de apoyo.

Figura 2.9 Secciones críticas



Fuente: Nilson, Arthur.; *Diseño de estructuras de concreto. (14ª.ed.)*.

Armadura de Temperatura y Retracción de Fraguado:

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la fisuración, y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano, se puede utilizar una malla con esfuerzo de fluencia $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, requiriéndose la siguiente armadura mínima en las dos direcciones:

$$A_s \geq \frac{500 * h_f}{f_y}$$

Donde:

A_s = Armadura de reparto en una dirección (cm^2/m)

h_f = Espesor mínimo de la losa superior (cm) = 5cm

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de las varillas (kg/cm^2) = 5000 kg/cm^2

Según la norma boliviana CBH-87 para para el tipo de acero de $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ y un espesor de losa de hormigón $h_f = 5 \text{ cm}$ el área de la sección de armadura de reparto es: $A_s = 0,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

El máximo espaciamiento entre alambres de la malla es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor:

$$e_{\text{máx}} = 5 \cdot h_f$$

$$e_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

2.5.2.3. Vigas

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

2.5.2.3.1. Flexión simple

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

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

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

Donde:

b = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

➤ Se calculará el valor μ_{lim} , se obtiene de la tabla 3 (Anexo A.3).

si: $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesita armadura a compresión

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

1) Con el valor del momento reducido se entra a la tabla 3 (Anexo A.33) y se obtiene la cuantía mecánica.

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

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

Donde:

ω = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de ω se obtiene de la tabla 2 (Anexo 3).

$$A_{min} = \omega \cdot b \cdot d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

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

$$si \rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresion}$$

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

Donde:

ω_{lim} = Este valor se obtiene de la tabla 3 (Anexo A.3).

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

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

\int = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico

$$\int = \frac{r}{d}$$

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\ lim}}{1 - \int}$$

$$\omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

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

Dónde:

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

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

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s2} = \frac{\omega_{s2} \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de ω se obtiene de la tabla 3 (Anexos A.3).

$$A_{min} = \omega \cdot b \cdot d$$

4) Se tomará la mayor (A_{s1} - A_{s2}) armadura de los dos valores anteriores mencionados

2.5.2.3.2. Esfuerzo cortante

Cálculo de la armadura transversal

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

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} \geq f_{vd} \cdot b \cdot d$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

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 multiplica a t.

$$A_{stmin} = 0,02 \cdot b \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea de 5000 kg/cm².

2.5.2.4. Columnas

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

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados. Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas y contribuir a resistir esfuerzos cortantes

2.5.2.4.1. Excentricidad mínima de cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada.

2.5.2.4.2. Disposición relativa de las armaduras

Las armaduras estarán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes rectangulares debe ser 25cm y 25cm en sección circular.

2.5.2.4.3. Armaduras longitudinales

Tendrán un diámetro no menor de $1,2\text{ cm}$ y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

- La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm . Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.

- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido.

2.5.2.4.4. Cuantías límites

La Norma Boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2, las siguientes limitaciones:

$$A_1 \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} \qquad A_1 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d$$

$$A_2 \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} \qquad A_2 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d$$

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

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,10 \cdot N_d \qquad A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Dónde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 5000 kg/cm².

A_1 y A_2 = Armaduras longitudinales de las piezas a compresión simple o compuesta.

N_d = Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

A_s = El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

2.5.2.4.5. Armadura transversal

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

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

$$S \leq b_e$$

Siendo (b_e) la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. Es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm. Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S < 12 \cdot \emptyset$$

Dónde:

\emptyset = El diámetro de la barra longitudinal más delgada.

2.5.2.5. Pandeo en piezas comprimidas de hormigón armado

2.5.2.5.1. Ideas previas

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

Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma.

2.5.2.5.2. Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario. La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo.

2.5.2.5.3. Esbeltez geométrica y mecánica

La esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro I_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $I_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón. Los valores límites para la esbeltez mecánica son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$).
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general, para soportes de secciones y armadura constante.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

2.5.2.6. Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta el siguiente caso que sin duda es el más frecuente, en el que se encuentran: La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y ausencia, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.5.2.6.1. Sección rectangular con armadura simétrica

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

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

2.5.2.6.2. Ábacos adimensionales en roseta

Del mismo modo que al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N , M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N , M_x , M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N=\text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

2.5.2.6.3. Columnas cortas y largas

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión, pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas y Largas

Su determinación está ligada directamente 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.

2.5.2.6.4. Relación de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{I}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

$$l_o = k \cdot l$$

La pieza puede considerarse corta

Donde:

l_o : Longitud de pandeo

i : Radio de giro

k : Coeficiente de pandeo

2.5.2.6.5. Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el *baricentro plástico de la sección*. En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental.

➤ 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 del hormigón armado considera una excentricidad constructiva:

Donde:

$$e \geq \begin{cases} h/20 \quad \text{ó} \quad b/20 \\ 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

h : Canto total en la dirección considerada

➤ Resistencia del hormigón

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10%, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

➤ Excentricidad de primer orden

Sera la correspondiente al extremo de mayor momento $e_o = \frac{M}{N_d}$

➤ **Excentricidad ficticia**

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_o}{c + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

c: Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

Excentricidad total: $e_T = e_o + e_{fic}$

➤ **Armadura Longitudinal**

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

Momento reducido.

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

Axil reducido.

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

De los ábacos en rosetas (Abaco 1 Anexo .3) → w

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

La armadura mínima es:

$$A_{s \text{ mín}} = 0,006 \cdot A_c$$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón.

➤ **Armadura transversal**

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

$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 12 * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

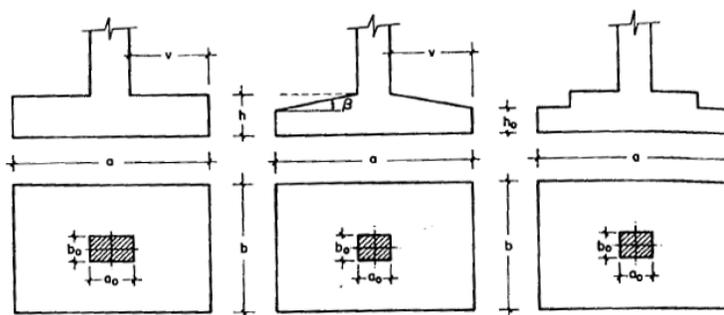
$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \\ \text{Para atender la necesidad del cálculo} \end{cases}$$

2.5.2.7. Fundaciones

2.5.2.7.1. Zapatas aisladas

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

Figura 2.10 Formas típicas de zapatas aisladas



Fuente: Jiménez, P.; *Hormigón Armado*. (14^a.ed.).

Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada. - Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determina en función de la tensión admisible para el terreno:

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

Donde:

N: Es la carga centrada de servicio.

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 armaduras 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:

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases} \quad k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}}$$

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Determinación de las armaduras de tracción.- En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple las condición $v > 2 \cdot h$), la determinaciones 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 la secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0.15 \cdot a_0$ y $0.15 \cdot b_0$, respectivamente (figura 12) El momento de cálculo en la sección 1-1 (Figura 12 a) en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_{cd} = b \cdot \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \sigma_{1d} + \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

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 $\sigma_1 = N/a \cdot b$, (Figura 12 b), es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2$$

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

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

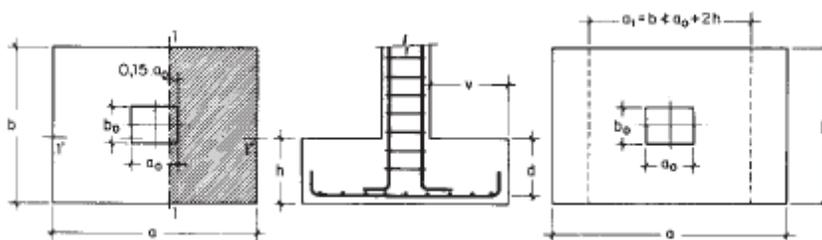
No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a $0.01 \cdot (\rho \leq 0.01)$, por consideraciones de adherencia.

Para el caso de zapatas rígidas (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v < 2 \cdot h$), el método usado para el cálculo es el de bielas y tirantes:

$$T_d = A_S \cdot f_{yd} = \frac{N_d}{2 \cdot 0,85 \cdot d} \cdot \left(\frac{a}{4} - \frac{a_0}{4} \right) = \frac{N_d}{6,8 \cdot d} \cdot (a - a_0)$$

$$A_S = \frac{N_d \cdot (a - a_0)}{6,8 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Figura 2.11 Armadura de tracción en una zapata aislada



Fuente: Jiménez Montoya, *Hormigón Armado* (15ª edición)

2.5.2.7.2. Zapatas de medianera

La carga excéntrica puede serlo por dos motivos, porque existe además del canto útil un momento que descentra la carga o porque la propia carga esta físicamente desplazada del centro de gravedad geométrico de la zapata. Esto último ocurre en zapatas excéntricas, siendo en la práctica el caso más frecuente el de la zapata de medianera. 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. Entre las distintas soluciones que existen para resolver el problema de la zapata de medianería, se estudia a continuación la siguiente:

Zapata de medianera con viga de riostre.- Si se une la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato inferior mediante una viga de gran rigidez, puede conseguirse una distribución uniforme para las presiones del terreno (figura 13). 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

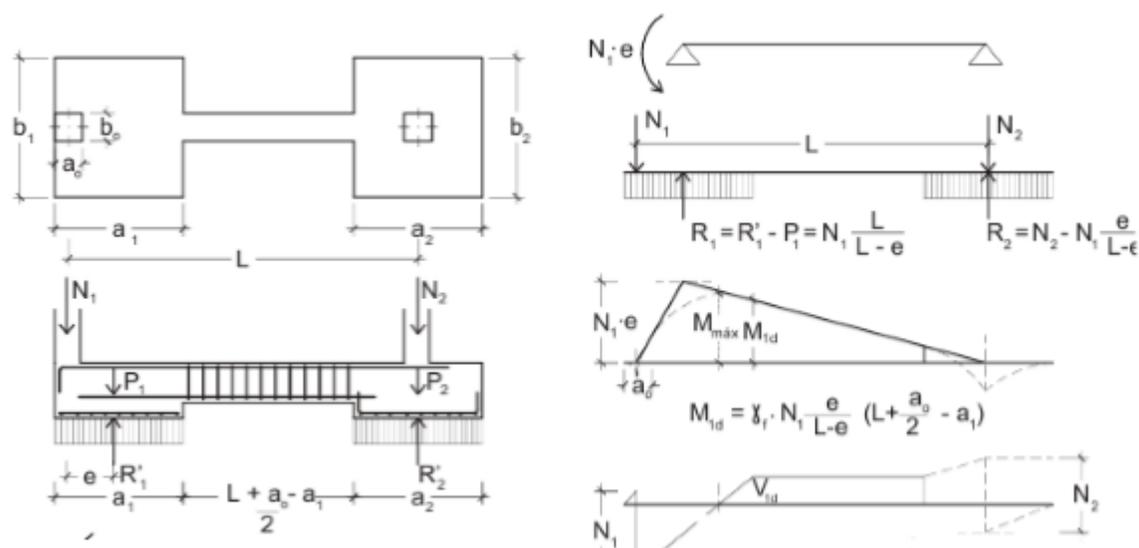
mismos. Si N_1 y N_2 son las cargas de servicio transmitidas por los soportes, y P_1 y P_2 los pesos propios de la cimentación, las resultantes de las reacciones del terreno, R_1 y R_2 , se determinan mediante las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos:

$$(N_1 + P_1) + (N_2 + P_2) = R_1 + R_2 \quad ; \quad R_1 = N_1 \cdot \frac{l}{l - e} + P_1$$

$$N_1 \cdot l = (R_1 - P_1) \cdot (l - e) \quad ; \quad R_2 = N_2 - N_1 \cdot \frac{e}{l - e} + P_2$$

Para que el problema tenga solución, es necesario que $R_2 > 0$, pues, en caso contrario, la viga centradora podría levantar el soporte interior.

Figura 2.12 Zapata de medianera con viga centradora



Fuente: Jiménez Montoya, *Hormigón Armado* (15ª edición)

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

$$\frac{R_1}{a_1 \cdot b_1} = \sigma_{adm} \quad \frac{R_2}{a_2 \cdot b_2} = \sigma_{adm}$$

Que será resolver por tanteos al no conocerse, en principio, el peso propio de la zapata

Para el cálculo estructural se prescinde del peso propio de la cimentación, es decir se consideran como acciones del terreno los valores:

$$\sigma_{t1} = \frac{R_{1d}}{a_1 \cdot b_1} \quad \text{con} \quad R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{l}{l - e}$$

$$\sigma_{t2} = \frac{R_{2d}}{a_2 \cdot b_2} \quad \text{con} \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{l - e}$$

***Cálculo de la viga centradora.-** Como ya sido indicado, puede admitirse que la viga cantadora está apoyada en los soportes y que sobre ella actúan dos cargas uniformes de longitudes a_1 y a_2 , cuyas respuestas son, respectivamente (figura 13):

$$R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{l}{l - e} \quad \text{y} \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{l - e}$$

Las reacciones de los apoyos de esta viga son N_{1d} y N_{2d} .

En el caso más frecuente en que el canto de la viga no supera a los de las zapatas, el armado de la viga centradora se efectúa con el M_{1d} y el cortante V_{1d} correspondientes al extremo interior de la zapata de medianera; sus valores se han indicado en la parte interior de la figura 13. La zona de estribos debe prolongarse medio canto en el interior de la zapata.

***Cálculo de zapatas de medianera.-** Puede admitirse que la zapata está apoyada en la viga centradora, por lo que el cálculo a flexión se hace como el caso zapatas continuas. La armadura principal, paralela a la medianería, se determina como si se tratase de dos voladizos sometidos a la carga $\sigma_{t1} = R_{1d}/a_1 \cdot b_1$. Sobre la armadura principal se dispondrá de una armadura de reparto (figura 13).

***Cálculo de la zapata interior.-** El cálculo de la zapata interior se efectúa como el de la zapata aislada. Dando que sobre la zapata interior la viga centradora ejerce una acción vertical hacia arriba, que es favorable, se recomienda no tenerla en cuenta.

2.5.2.8. Estructuras complementarias (escaleras)

2.5.2.8.1. Definición

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.

Proceso de cálculo

$$p = \text{huella} \quad cp = \text{contra huella}$$

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será: $M_{U \text{ Diseño}} = \alpha \cdot M_{\text{max}}$

Dónde: $\alpha = 0,8-1,0$

➤ Cálculo del espesor de la losa de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20} \quad \cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}} \quad h_o = \frac{t}{\cos \theta} \quad h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Donde:

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

Donde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera $q_u = P_p + A_{cab} + S_c$

P_p = Peso propio

A_{cab} = Acabados

S_c = 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

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

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

Φ = Diámetro del hierro

➤ Cálculo de la armadura positiva

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de armadura positiva

f_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm^2)

f_y = Límite de fluencia del acero (kg/cm^2)

➤ **Disposición de la armadura**

$$A_s = \frac{N^\circ \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \quad S = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N^\circ \text{ barras} - 1} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho_{\min} 0,0018 < \rho < \rho_{\max} 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

➤ **Refuerzo de momento negativo**

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2} \quad A_{s \min} = 0,0018 \cdot b \cdot d \quad A_{s \min} < (-)A_s$$

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0,0018 \cdot b \cdot t \quad S = \frac{A_\phi}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_ϕ = Área de la barra de hierro

2.6. 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.

2.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos

respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la cantidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición.
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.
- Disposición administrativa.
- Medición y forma de pago.

2.6.2. Cómputos métricos

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

2.6.3. Precios unitarios

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

Estos precios están compuestos por los siguientes parámetros:

- Costos directos de cada ítem.
 - Materiales.
 - Mano de obra.
 - Maquinaria, equipo y herramientas.
 - Beneficios sociales.
- Costos indirectos.
 - Gastos generales e imprevistos.
 - Utilidad.
 - Impuestos

2.6.4. Presupuesto

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

2.6.5. Planeamiento y cronograma de obra

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

La representación se realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación donde se muestran las actividades en modo de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra, pudiendo ser más entendible para el ejecutor.

CAPITULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

CAPITULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del estudio topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo.

El terreno para el emplazamiento del “Centro Comercial Porvenir” cuenta con una superficie útil de 19988,65 m², la topografía del lugar presenta una superficie relativamente plana, tiene una altitud promedio de 400,20 m.s.n.m. (Ver detalles Anexo A.1).

3.2. Análisis del estudio de suelos

La determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST), en tres pozos a diferentes profundidades, ubicados dentro de la zona donde se emplazará el “Bloque 1 Centro Comercial Porvenir” obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 3.1 Resultado del estudio de suelos

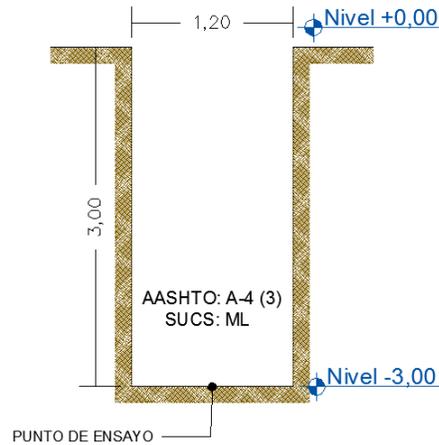
Pozo	Prof.	Clasificación del suelo		Resist. Nat. Adm.
Nº	(m)	SUCS	AASHTO	(kg/cm ²)
1	2,00	GW	A-1-a (0)	2,40
2	2,50	SC-SM	A-4 (1)	1,28
3	3,00	ML	A-4 (3)	1,57

Fuente: Elaboración propia

La resistencia admisible que se utilizará en el proyecto será la extraída del Pozo N°3 de 1,57 kg/cm².

Descripción del suelo obtenido en el Pozo N°3

- Tipo de suelo: suelo limo-arcilloso poco plástico ML, según la clasificación SUCS.
- Capacidad portante del suelo: 1,57 kg/cm².
- Profundidad del pozo: 3,00 m

Figura: 3.1 Pozo N°3

Fuente: Elaboración propia

Las planillas del estudio del suelo se encuentran detallado en el anexo A.2

También se realizó el cálculo por un método teórico conocido:

Capacidad de carga (M. Terzaghi).

$$q_{perm(neta)} = 1,70 \text{ kg/cm}^2$$

Ver detalle de cálculo en el anexo A.2

3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo. (Ver anexo A.11).

Los mismos que constan de cuatro plantas que presentan diferentes ambientes amplios y cómodos que cumplen con la necesidad de los comerciantes.

3.4. Planteamiento estructural.

La estructura debe resistir las solicitaciones a las que esté sometida permitiendo cumplir su funcionalidad.

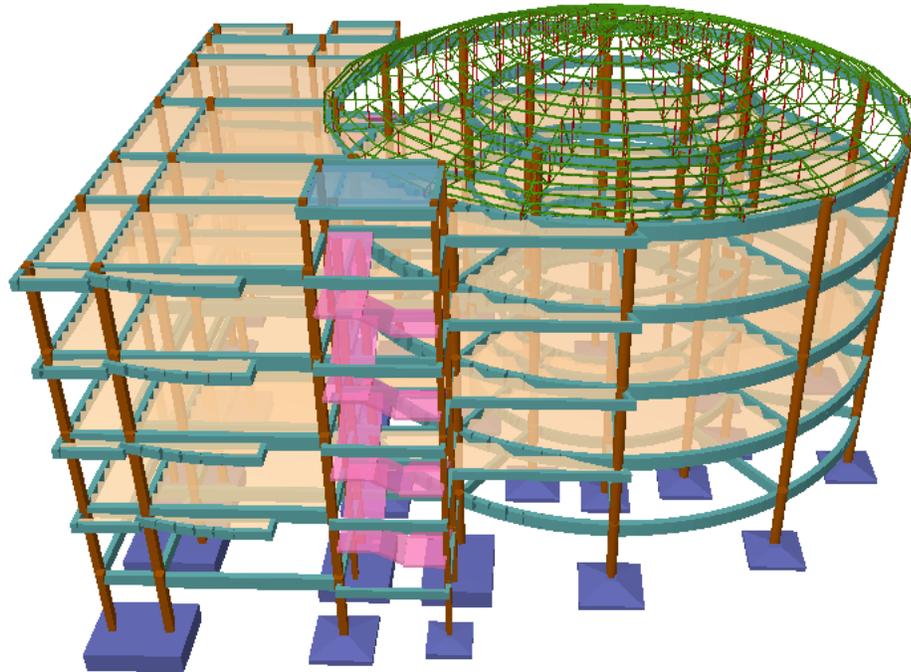
Todos los elementos deben estar diseñados siguiendo estrictamente el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87) y ANSI/AISC 360-10 (LRFD) para el diseño de la cubierta, debido a que se trata de una estructura metálica.

Tabla 3.2 Niveles de las plantas

Planta	Planta	Altura (m)	Cota (m)
6	Base de Tanques	2,50	16,20
5	Azotea-Cubierta	3,40	13,70
4	Tercer Piso	3,40	10,30
3	Segundo Piso	3,40	6,90
2	Primer Piso	3,40	3,50
1	Planta Baja (Viga de Arriostre)	0,10	0,10
0	Cimentación	-3,00	-3,00

Fuente: Elaboración propia

Figura: 3.2 Modelo estructural



Fuente: Elaboración propia

La estructura aporticada de hormigón armado, que estará compuesto por columnas de sección rectangular y circular, vigas de sección rectangular, losas reticulares, zapatas aisladas de sección cuadrada y cubierta metálica con secciones cuadradas y costaneras. Para el diseño de las zapatas se optó por elementos aislados debido a la economía y a la buena resistencia que se encontró en el suelo, las solicitaciones determinarán las dimensiones de las mismas. Todo este cálculo se lo realizará con la ayuda del paquete estructural CYPECAD 2017.m, con su respectiva verificación.

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

- **Estructura de sustentación:** Se realizó con ayuda del programa informático CYPECAD 2017.m.

A manera de verificar los resultados obtenidos con el programa, se realizará un cálculo de un elemento estructural, (losa, viga, columna, fundación) los cuales se encuentran más adelante, y se comparan los resultados obtenidos manualmente y con el programa, para así poder sacar conclusiones propias y específicas.

3.5.1. Normas consideradas

- Estructura de sustentación: Todos los elementos estructurales fueron diseñados con la Norma Boliviana del hormigón armado (CBH-87).
- Estructura de cubierta: Todos los elementos estructurales fueron diseñados con las especificaciones de la ANSI/AISC 360-10 y la normativa LRFD, volumen I y II.
- La normativa de viento que se utilizará será la Norma Argentina CIRSOC 102-2005

3.5.2. Materiales Utilizados

- **Estructura de sustentación:**

Hormigón

Resistencia Característica (a los 28 días) $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_c = 215000 \text{ kg/cm}^2$

Acero

Límite de fluencia	$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

➤ **Estructura de cubierta****Acero**

Módulo de elasticidad longitudinal	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson en periodo elástico	$\mu = 0,3$
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha_a = 12 \cdot 10^{-6} \text{ cm/cm } ^\circ\text{C}$
Acero ASTM	$A = 36 \text{ ksi}$
Límite de rotura mínimo	$f_u = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
Límite de fluencia mínimo	$f_y = 4080 \text{ Kg/cm}^2$

3.5.3. Acciones consideradas.**3.5.3.1. Estructura de hormigón armado.**

- **Gravitatorias.** - Se tomaron cargas vivas y muertas, todas ellas prescritas en la norma

Tabla 3.3 Sobrecargas de uso y cargas permanentes

Cargas Consideradas		Valor	Unidad
Cargas Permanentes	Sobrepiso y Acabados	80	kg/m ²
	Muro de Ladrillo (e=12 cm)	411	kg/m
	Muro de ladrillo 0,80 m altura	105	kg/m
	Muro cortina	170	kg/m
Sobrecargas de Uso	Carga Viva	400	kg/m ²
	Presión del viento planta baja	9,585	kg/m ²
	Presión del viento primer piso	9,668	kg/m ²
	Presión del viento segundo piso	11,680	kg/m ²
	Presión del viento tercer piso	13,568	kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia

- **Viento.** - Para una velocidad de 85 km/hr \approx 23,61 m/s.

3.5.3.2. Estructura Metálica.

- **Gravitatorias.** - Se tomaron cargas vivas y muertas, todas ellas prescritas en la norma.

Tabla 3.4 Sobrecargas de uso y cargas permanentes

Tipo de Servicio	Carga
Cubierta principal	kg/m ²
Sobrecarga de Uso	100
Carga de granizo	40
Presión del viento	15,02
Calamina galvanizada N°28	4,60
Calamina plástica N°12	2,10

Fuente: Elaboración propia

- **Viento.** - Para una velocidad de 85 km/hr ≈23,61 m/s

Los coeficientes de presión externa y los coeficientes para la velocidad de diseño de viento fueron extraídos de la norma “CIRSOC 102-2005” (Ver Anexo A.4)

3.5.4. Hipótesis de carga.

3.5.4.1. Estructura de hormigón armado.

- **E.L.U. de rotura hormigón.** - Las combinaciones de carga que se utilizaron fueron:

$$\text{HIPOTESIS I} \quad Y_{fg} * G + y_{fg} * Q$$

$$\text{HIPOTESIS II} \quad 0,90(Y_{fg} * G + y_{fg} * Q) + 0,90 * y_{fg} * W$$

Donde

$Y_{fg}, y_{fg} = 1,6$ = Coeficiente de ponderación de las acciones de efecto desfavorable

G = Cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

Q = Cargas variables, de explotación, de nieve, más acciones indirectas con carácter variable.

W = Carga del viento.

3.5.4.2. Estructura Metálica.

➤ E.L.U. de rotura Acero Método LRFD.-

Hipótesis I: $U1 = 1,4 D$

Hipótesis II: $U2 = 1,2D + 0,5 (Lr)$

Hipótesis III: $U3 = 1,2D + 1,6(Lr) + (0.8W)$

Hipótesis IV: $U4 = 1,2D + 0,5(Lr) + (1.3W)$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

W= Fuerzas de viento.

S= Carga de Granizo

3.5.4.3 Soldadura de miembros.

En la conexión por soldadura de miembros estructurales de acero laminado en caliente, el procedimiento más usado es el de soldadura por arco eléctrico. Esta se lleva a cabo al formarse un arco eléctrico (descarga eléctrica debida una diferencia de potencial muy grande) entre las piezas que se sueldan y el electrodo, mismo que se convierte en calor por la resistencia de la atmósfera que lo circunda.

La atmósfera alrededor del arco, y por tanto de la soldadura, es resultado de la fundición del material que recubre los electrodos, la cual protege a la soldadura del contacto directo con el oxígeno; de ahí que se le llama Soldadura de arco metálico protegido (SMAW). Por lo antes expuesto, el tipo de electrodo es muy importante, ya que afecta directamente las propiedades de la soldadura tales como la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos para la soldadura por arco se designan como E60XX, E70XX, etc.; donde los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en ksi, y los restantes especifican el tipo de recubrimiento.

El tipo de soldadura será de ranura con penetración completa a tope utilizando electrodos E60-13 e 2,5mm.

3.5.5. Diseño de la estructura metálica.

Toda la estructura metálica fue calculada y diseñada con aceros conformados en frio, perfiles de sección "C" costanera. Las uniones que se consideraron fueron soldadas.

3.5.5.1. Diseño de la correa.

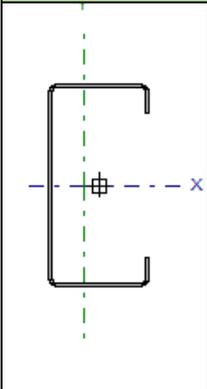
El diseño de las correas se realizó tomando en cuenta las especificaciones y limitaciones de la norma adoptada para el diseño ver Anexo A.4, tanto en cargas como en materiales. Las correas fueron modeladas tomando en cuenta las dimensiones comerciales de los elementos de acero, además de las vinculaciones exteriores que tendrán. La correa más solicitada se idealizó como una viga de un tramo de 3,754 m de longitud con dos apoyos, uno fijo y uno móvil que permitirá la dilatación del elemento ante los efectos térmicos

Diseño en Estados Límites Últimos

Perfil de Diseño

Para el diseño en estados límites últimos se verifica con la sección costanera C cuyas características geométricas son:

Tabla 3.5 Propiedades del perfil

Perfil: C 100x50x15x2									
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)									
	Nudos		Long.	Características mecánicas					
	Inicial	Final	(m)	Área	$I_x^{(1)}$	$I_y^{(1)}$	$I_t^{(2)}$	Z_x	Z_y
				(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)
	N483	N510	3,754	4,33	69,17	14,96	0,06	13,83	4,49
	<i>Notas:</i>								
<i>(1) Inercia respecto al eje indicado</i>									
<i>(2) Momento de inercia a torsión uniforme</i>									

Fuente: Elaboración propia

Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el Capítulo F de la ANSI/AISC 360-10.

Diseño a Flexión en Eje X:

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_f = 106 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Resistencia Nominal de la Flexión:

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_n = Z_x \cdot F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero. $F_y = 2548,42 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Z_x : Resistencia nominal de la sección. $Z_x = 13,83 \text{ cm}^3$

Calculando se tiene:

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 353 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Conociendo el valor de M_n se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión M_c

$$M_c = \phi_b \cdot M_n$$

M_c : resistencia de diseño a flexión

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia para flexión. $\phi_b = 0,95$

Calculando, se tiene:

$$M_c = \phi_b \cdot M_n = 335 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} = 0,315$$

$$0,315 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Diseño a Flexión en Eje Y:

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_f = 40 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Resistencia Nominal de la Flexión:

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_n = Z_y \cdot F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero. $F_y = 2548,42 \text{ kg/cm}^2$

Z_y : Resistencia nominal de la sección. $Z_x = 4,49 \text{ cm}^3$

Calculando se tiene:

$$M_n = Z_y \cdot F_y = 114 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Conociendo el valor de M_n se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexión M_c

$$M_c = \phi_b \cdot M_n$$

M_c : resistencia de diseño a flexión

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia para flexión. $\phi_b = 0,95$

Calculando, se tiene:

$$M_c = \phi_b \cdot M_n = 109 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} = 0,364$$

$$0,364 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el Capítulo G de la ANSI 2010 (LRFD)

Diseño a Cortante en eje X:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f = 31 \text{ kg}$$

Resistencia de Diseño a Cortante V_c :

Es la resistencia a cortante proporcionada por el perfil de diseño.

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = \phi_v \cdot V_n$$

La resistencia nominal a cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

Cálculo de A_w :

$$h = 42 \text{ mm}$$

h : Altura del tramo recto del alma

$$t = 2 \text{ mm}$$

t : Espesor del alma

$$A_w = h \cdot t = 0,84 \text{ cm}^2$$

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante

Cálculo de F_v :

Cuando
$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{kv \cdot \frac{E}{F_y}}$$

El valor de F_v será igual a:

$$F_v = 0,6 F_y = 1529,05$$

Resistencia nominal a cortante V_n :

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

$$V_n = A_w \cdot F_v = 1260 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v \cdot V_n$$

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante. $\phi_v = 0,95$

$$V_c = 1197 \text{ kg}$$

Para la resistencia a corte en la dirección del eje X se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} = 0,025$$

$$0,025 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Diseño a Cortante en eje Y:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f = 160 \text{ kg}$$

Resistencia de Diseño a Cortante V_c :

Es la resistencia a cortante proporcionada por el perfil de diseño.

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = \phi_v \cdot V_n$$

La resistencia nominal a cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

Cálculo de A_w :

$$h = 92 \text{ mm}$$

h : Altura del tramo recto del alma

$$t = 2 \text{ mm}$$

t : Espesor del alma

$$A_w = h \cdot t = 1,84 \text{ cm}^2$$

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante

Cálculo de F_v :

Cuando
$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{F_y}}$$

El valor de F_v será igual a:

$$F_v = 0,6 F_y = 1529,05$$

Resistencia nominal a cortante V_n :

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

$$V_n = A_w \cdot F_v = 2760 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v \cdot V_n$$

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante. $\phi_v=0,95$

$$V_c = 2673 \text{ kg}$$

Para la resistencia a corte en la dirección del eje Y se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} = 0,06$$

$$0,06 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Diseño a Compresión:

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_f = 316 \text{ kg}$$

Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión

$$P_n = A_e F_n$$

Donde:

A_e: Área de la sección eficaz.

Para $\lambda_c > 1,5$

$$F_e = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

F_e: Tensión elástica de pandeo tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey}

$$F_{ex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$

Donde:

E: Módulo de Young E=2069317,02 kg/cm²

K_x: Factor de longitud eficaz para el eje X. K_x = 1

L: Longitud de la barra. L = 3,745 m

$$F_{ex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2} = 2312,07 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de Young E=2069317,02 kg/cm²

K_y: Factor de longitud eficaz para el eje Y. K_y = 1

L: Longitud de la barra. L = 3,745 m

$$F_{ey} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2} = 500,15 \text{ kg/cm}^2$$

F_e: Tensión elástica de pandeo tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey}

$$F_e = 500,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 2,26$$

$$F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y = 438,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_e F_n = 1792 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \varphi_c P_n = 1523 \text{ kg}$$

Se debe satisfacer:

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

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} = 0,207$$

$$0,207 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Diseño a flexión combinada con compresión

Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\varphi_c P_n} > 0,15$

$$\eta \leq 1$$

$$\eta = \frac{P_f}{\varphi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\varphi_{bx} M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\varphi_{by} M_{ny} \alpha_y}$$

Calculo de α_x

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}}$$

Donde:

$$P_{Ex} = 1 - \frac{\pi E I_x}{(k_x L)^2}$$

$$P_{Ex} = 1 - \frac{\pi E I_x}{(k_x L)^2} = 10022 \text{ kg}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}} = 0,97$$

Calculo de α_y

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}}$$

Donde:

$$P_{Ey} = 1 - \frac{\pi E I_x}{(k_y L)^2}$$

$$P_{Ey} = 1 - \frac{\pi E I_y}{(k_y L)^2} = 2168 \text{ kg}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}} = 0,85$$

Donde:

ϕ_c : Factor de resistencia para compresión.	$\phi_c = 0,85$
P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.	$P_f = 316 \text{ kg}$
P_n : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4.	$P_n = 1792 \text{ kg}$
ϕ_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	$\phi_{bx} = 0,95$
C_{mx} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje X.	$C_{mx} = 1,0$
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	$M_{fx} = 106 \text{ kgm}$
M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X	$M_{nx} = 353 \text{ kgm}$
ϕ_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	$\phi_{by} = 0,95$
C_{my} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje Y.	$C_{my} = 1,0$

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} = 40 \text{ kgm}$$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y

$$M_{ny} = 114 \text{ kgm}$$

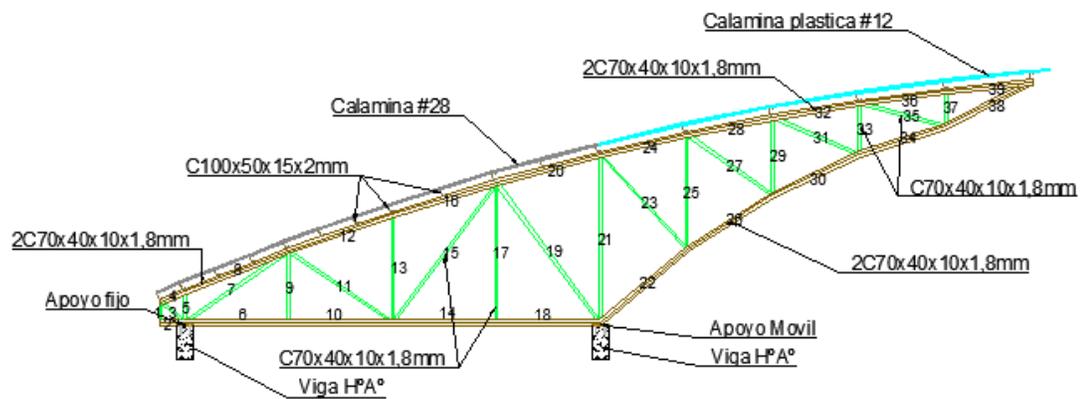
$$\eta \leq 1$$

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny} \alpha_y} = 0,959$$

$$0,959 \leq 1 \text{ OK}$$

3.5.5.2. Diseño de la cercha metálica.

Figura: 3.3 Modelo estructural



Fuente: Elaboración propia

Después de verificar los elementos de la cercha sometidos a los distintos esfuerzos producidos por las combinaciones de carga para el método LRFD se obtiene el diseño final el cual se muestra en la Tabla 3.6 donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha (Ver diseño de la cercha metálica en Anexo A.5)

Tabla 3.6 Elementos de la cercha metálica

Elemento	Long. (m)	Efic. "η (%)"	Tipo de Perfil
1	0,30	8,64	C70x40x10x1,8mm
2	0,35	14,67	2C70x40x10x1,8mm
3	0,46	16,72	C70x40x10x1,8mm
4	0,38	53,14	2C70x40x10x1,8mm
5	0,45	77,37	C70x40x10x1,8mm
6	1,50	44,00	2C70x40x10x1,8mm
7	1,83	87,43	C70x40x10x1,8mm
8	1,62	32,56	2C70x40x10x1,8mm
9	1,04	13,08	C70x40x10x1,8mm
10	1,50	23,36	2C70x40x10x1,8mm
11	1,83	18,58	C70x40x10x1,8mm
12	1,59	73,60	2C70x40x10x1,8mm
13	1,57	40,65	C70x40x10x1,8mm
14	1,50	8,58	2C70x40x10x1,8mm
15	2,52	22,95	C70x40x10x1,8mm
16	1,56	28,90	2C70x40x10x1,8mm
17	2,03	2,48	C70x40x10x1,8mm
18	1,50	10,28	2C70x40x10x1,8mm
19	2,52	73,78	C70x40x10x1,8mm
20	1,56	17,88	2C70x40x10x1,8mm
21	2,43	73,40	C70x40x10x1,8mm
22	1,64	7,82	2C70x40x10x1,8mm
23	1,85	13,90	C70x40x10x1,8mm
24	1,28	13,29	2C70x40x10x1,8mm
25	1,65	28,63	C70x40x10x1,8mm
26	1,48	7,35	2C70x40x10x1,8mm
27	1,52	11,76	C70x40x10x1,8mm
28	1,27	15,30	2C70x40x10x1,8mm
29	1,11	8,56	C70x40x10x1,8mm
30	1,38	9,69	2C70x40x10x1,8mm
31	1,36	8,29	C70x40x10x1,8mm
32	1,27	17,26	2C70x40x10x1,8mm
33	0,74	6,34	C70x40x10x1,8mm
34	1,31	9,73	2C70x40x10x1,8mm
35	1,29	10,42	C70x40x10x1,8mm
36	1,26	12,54	2C70x40x10x1,8mm
37	0,50	10,96	C70x40x10x1,8mm
38	1,40	11,14	2C70x40x10x1,8mm
39	1,26	10,18	2C70x40x10x1,8mm

Fuente: Elaboración propia

3.5.5.3. Diseño de la placa de anclaje.

$P_u = 2718 \text{ kg}$ Reacción

$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

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

$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo último de tensión del acero estructural

$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad

El refuerzo de diseño en el área de apoyo de la viga de hormigón armado, cuando las barras metálicas se apoyan en la viga es necesario que se distribuya en el área suficiente para evitar que sobre esfuerce el hormigón la carga se transmite a través de la placa que está ligada a la viga con cuatro pernos.

Área de la placa base

$$A = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = 38,06 \text{ cm}^2$$

El área a adoptar es $L = 25 \text{ cm}$ $B = 25 \text{ cm}$.

$$A = 25 \cdot 25 = 625 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espesor de la placa:

$$m = \frac{L - 0,95d}{2} = 0,625 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2} = 9,70 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} = 3,31 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, n') = 9,70 \text{ cm}$$

$$t = l \cdot \sqrt{\frac{2Pu}{0,9 f_y \cdot L \cdot B}} = 0,589 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

Diseño de pernos de anclaje

$$A_g = \frac{T_u}{0,75 \cdot \phi_t \cdot F_u} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Si:

$$A_g = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_g}{\pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_g}{\pi}} = 1,22 \text{ cm}$$

$$d = 1,22 \text{ cm} \approx 12 \text{ mm}$$

Determinar el área de la superficie requerida

$$A_{pst} = \frac{T_u}{4 \cdot \phi_t \cdot \sqrt{f_c d}} = 76,57 \text{ cm}^2$$

Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{pst}}{\pi}} = 4,94 \text{ cm}$$

Para A36 mínima longitud $12 d = 14,4 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$

3.5.6. Estructura de Sustentación de la Edificación

De acuerdo con el modelo estructural se compone de elementos de hormigón armado, que fueron diseñados de acuerdo a las especificaciones y limitaciones de la normativa

adoptada, de cada elemento estructural se tomó el de máximas solicitaciones para su verificación estructural.

3.5.6.1. Diseño de Losa reticular

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

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

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

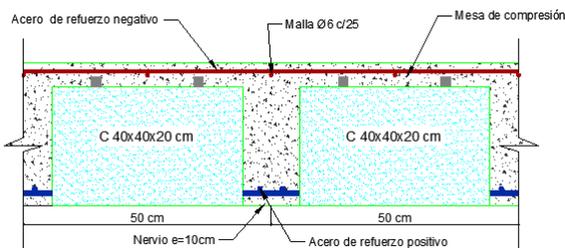
$$\text{luz} = 0,50 \text{ m}$$

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

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

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$



➤ Armadura longitudinal

$$\frac{h_f}{h} = 0,2 \quad ; \quad \frac{l}{b_w} = 10 \quad ; \quad \frac{2l}{b - b_w} = 2,50$$

Con los valores de las relaciones anteriores y de tabla 6 (Anexo A.3): $K = 0,515$

$$b_e = k * (b - b_w) + b_w = 30,60 \text{ cm}$$

Por normas:

$$b_1 = 8 h_f \rightarrow b_1 = 40 \text{ cm}$$

$$b'_e = 2b_1 + b_w = 90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} b_e = 30,60 \text{ cm} \\ b'_e = 90 \text{ cm} \end{array} \right\} b_e \leq \text{menor valor}$$

Se adopta un $\rightarrow b_e = 35 \text{ cm}$

Se debe comprobar:

$$b_w \geq \frac{1}{8}(h - h_f) \rightarrow 10 > 2,5 \quad \text{OK!}$$

$$l \leq 12 \cdot b \rightarrow 50 \leq 600 \quad \text{OK!}$$

➤ Momento positivo

$$M_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) = 426912,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_o = 426912,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

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

➤ **Dimensionamiento del nervio a flexión**

Armadura positiva

$$\rightarrow M_d = 235000 \text{ kg} \cdot \text{cm} < \rightarrow M_o = 426912,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right] = 2,38 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De tabla $\omega_s \text{ mín} = 0,0028 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = \omega_s \text{ mín} \cdot b_w \cdot d = 0,644 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_{s \text{ mín}} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 2,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usarán 3Ø10mm

$$A_{S3\text{Ø}10\text{mm}} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$2,36 \text{ cm}^2 > 2,28 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Armadura negativa

$$\rightarrow M_d = 250000 \text{ Kg} \cdot \text{cm} < \rightarrow M_o = 426912,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$y = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right] = 2,78 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\omega_s \text{ mín} = 0,0028 \rightarrow$ Cuantía mecánica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = \omega_s \text{ mín} \cdot b_w \cdot d = 0,644 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_{s \text{ mín}} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 2,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usarán 2Ø 10mm + 1Ø 12mm

$$A_{S2\emptyset 10\text{mm}} + A_{S1\emptyset 12\text{mm}} = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$2,70 \text{ cm}^2 > 2,66 \text{ cm}^2$$

➤ **Dimensionamiento del nervio a esfuerzo cortante**

$$V_d = 3420 \text{ kg} \quad f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 1483,5 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 9660 \text{ kg}$$

$$V_{cu} = 1483,5 \leq V_d = 3420 \leq V_{oc} = 9660$$

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 1936,5 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 2,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_s > A_{smin}$, se adopta el mayor

$$A_s = 2,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna:

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_{spierna} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distribución de armadura

Se usaran 4Ø6 mm $\Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

$$1,13 \text{ cm}^2 > 1,05 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Separación:

$$s = \frac{100}{N^{\circ}b} = 25\text{cm}$$

Disposición Ø6mm c/25cm

➤ **Armadura de reparto**

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

$$A_s \geq \frac{500 \cdot h_f}{f_y}$$

A_s = Armadura de reparto en una dirección (cm^2/m)

h_f = Espesor mínimo de la losa superior (cm) = 5cm

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de las varillas (kg/cm^2) = 5000 kg/cm^2

$$A_s = \frac{500 \cdot 5}{5000} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \emptyset 6} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$A_{4\emptyset 6} = 4 * 0,28 = 1,13 \text{ cm}^2$$

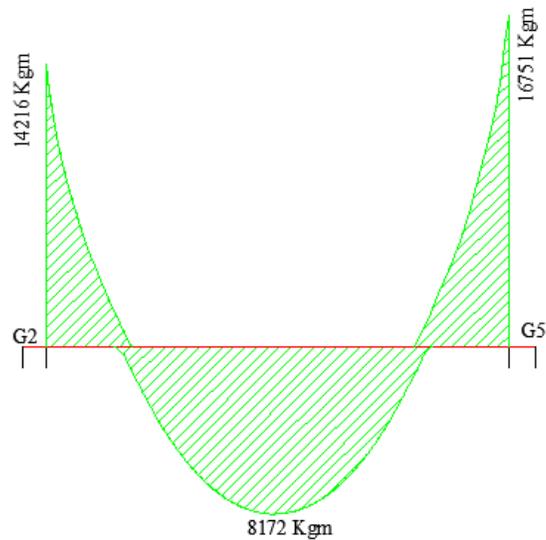
⇒ Por lo que se dispondrá una malla de varillas de ¼” $\Phi 6\text{mm}$ cada 25 cm, en ambas direcciones, o sea que se estaría disponiendo un área de acero $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$.

3.5.6.2. Diseño de la viga de H°A°

Se realizará el cálculo de las armaduras positivas, negativas y de corte de la viga más solicitada del Nivel de losas del “Bloque 1 Centro Comercial Porvenir”, y se compararan con los resultados obtenidos mediante el programa CYPECAD 2017.m.

➤ **Armadura a flexión**

Figura 3.4 Momento Flector



Fuente: Elaboración propia

Datos:

$h =$	50 cm	Altura de sección
$b =$	25 cm	Base de sección
$r_g =$	2 cm	Recubrimiento geométrico
$r_m =$	3,6 cm	Recubrimiento mecánico
$f_{ck} =$	210 kg/cm ²	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk} =$	5000 kg/cm ²	Resistencia característica del acero
$\gamma_c =$	1,5	Coficiente minoración del hormigón
$\gamma_s =$	1,15	Coficiente minoración del acero
$d =$	46,4 cm	Altura efectiva

Armadura negativa izquierda

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

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

$$M_d = 14216 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow \mu_d = 0,1887$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente del Anexo A.3 tabla 5

$$\omega = 0,2176 \text{ Valor interpolado}$$

Cuantía Geométrica Mínima

Para vigas Anexo A.3 tabla 2

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0,0028$$

Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 8,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = \omega_{min} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{s \text{ mín}} = 3,25 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s \text{ mín}}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 8,13 \text{ cm}^2$$

Distribución de armadura

$$\text{Se usaran } 2\text{Ø}16 \text{ mm} + 1\text{Ø}25 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 8,929 \text{ cm}^2$$

$$8,929 \text{ cm}^2 > 8,13 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Armadura positiva

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

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

$$M_d = 8172 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow \mu_d = 0,1084$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente del Anexo A.3 tabla 5

$$\omega = 0,1178 \text{ Valor interpolado}$$

Cuantía Geométrica Mínima

Para vigas Anexo A.3 tabla 2

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{\min} = 0,0028$$

Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 4,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{s \min} = 3,25 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s \min}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$\mathbf{A_s = 4,44 \text{ cm}^2}$$

Distribución de armadura

Se usaran 2Ø16 mm + 1Ø10 mm $\Rightarrow A_s = 4,805 \text{ cm}^2$

$$\mathbf{4,805 \text{ cm}^2 > 4,44 \text{ cm}^2 \text{ OK}}$$

Armadura negativa derecha

Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

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

$$M_d = 16751 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow \mu_d = 0,2223$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente del Anexo A.3 tabla 5

$$\omega = 0,2646 \text{ Valor interpolado}$$

Cuantía Geométrica Mínima

Para vigas Anexo A.3 tabla 2

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{\min} = 0,0028$$

Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 9,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{s \min} = 3,25 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s \min}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$\mathbf{A_s = 9,88 \text{ cm}^2}$$

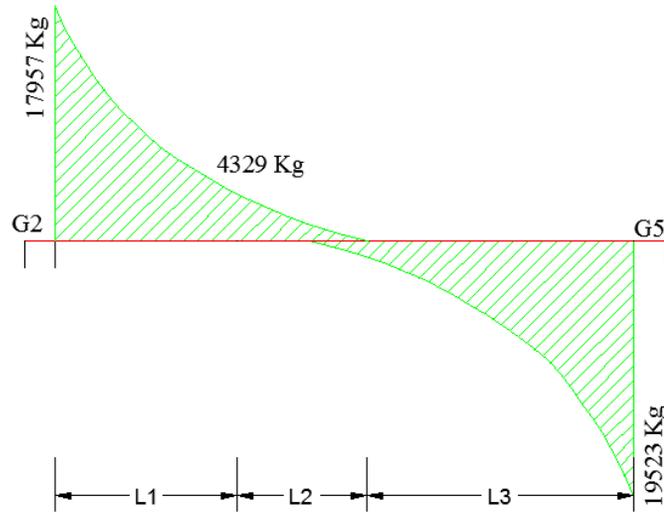
Distribución de armadura

$$\text{Se usaran } 2\text{Ø}16 \text{ mm} + 2\text{Ø}20 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 10,30 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{10,30 \text{ cm}^2 > 9,65 \text{ cm}^2 \text{ OK}}$$

➤ **Armadura a corte**

Figura 3.5 Cortante



Fuente: Elaboración propia

Armadura cortante izquierda tramo 1

Procedimiento de cálculo

Cortante de diseño $V_d = 17957 \text{ kg}$

Longitud del tramo 1 $\Rightarrow L1 = 2,10 \text{ m}$

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \Rightarrow f_{vd} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d \Rightarrow V_{cu} = 6863 \text{ kg}$$

Condición: $V_d > V_{cu} \Rightarrow 17957 \text{ kg} > 6863 \text{ kg}$

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

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \Rightarrow V_{ou} = 48720 \text{ kg}$$

Debe de cumplirse: $V_{cu} < V_d < V_{ou}$

$$6863 \text{ kg} < 17957 \text{ Kg} < 48720 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu} \Rightarrow V_{su} = 11094 \text{ kg}$$

Armadura transversal necesaria por metro ($t = 100\text{cm}$)

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} \Rightarrow A_s = 6,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_{smin} = 1,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_s > A_{s \text{ mín}}$, se adopta el mayor

$$\mathbf{A_s = 6,11 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Armadura transversal para una pierna:

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_{spierna} = 3,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distribución de armadura

Numero de barras

$$N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} \Rightarrow N^{\circ}b = 7$$

$$7\emptyset 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 3,521 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{3,521 \text{ cm}^2 > 3,06 \text{ cm}^2 \text{ OK}}$$

Separación

$$S = \frac{t}{N^{\circ}barras} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

Distribución de armadura para el tramo

Estribos Ø8mm c/15cm

Armadura cortante tramo 2

Procedimiento de cálculo

Cortante de diseño $V_d = 4329 \text{ kg}$

Longitud del tramo 2 $\Rightarrow L_2 = 1,50 \text{ m}$

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \Rightarrow f_{vd} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d \Rightarrow V_{cu} = 6863 \text{ kg}$$

Condición: $V_d < V_{cu} \Rightarrow 4329 \text{ kg} < 6863 \text{ kg}$

Como cumple $V_d < V_{cu}$ armamos con A_{smin}

Armadura transversal necesaria por metro ($t = 100\text{cm}$)

Armadura mínima

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_{smin} = 1,61 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$\mathbf{A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Armadura transversal para una pierna:

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_{spierna} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distribución de armadura

Numero de barras

$$N^\circ b = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} \Rightarrow N^\circ b = 2$$

$$2\emptyset 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 1,006 \text{ cm}^2$$

$$1,006 \text{ cm}^2 > 0,81 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Separación

$$S = \frac{t}{N^{\circ} \text{barras}} \Rightarrow S = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Condicion: } S \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,85d \end{cases} \begin{matrix} 30 \text{ cm} \\ 40,8 \text{ cm} \end{matrix}$$

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

Distribución de armadura para el tramo

Estribos Ø8 mm c/30 cm

Armadura cortante derecha tramo 3

Procedimiento de cálculo

Cortante de diseño $V_d = 19523 \text{ kg}$

Longitud del tramo 3 $\Rightarrow L_3 = 3,07 \text{ m}$

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \Rightarrow f_{vd} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d \Rightarrow V_{cu} = 6863 \text{ kg}$$

Condición: $V_d > V_{cu} \Rightarrow 19523 \text{ kg} > 6863 \text{ kg}$

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

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \Rightarrow V_{ou} = 48720 \text{ kg}$$

Debe de cumplirse: $V_{cu} < V_d < V_{ou}$

$$6863 \text{ kg} < 13523 \text{ Kg} < 48720 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu} \Rightarrow V_{su} = 12660 \text{ kg}$$

Armadura transversal necesaria por metro ($t = 100 \text{ cm}$)

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} \Rightarrow A_s = 6,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_{smin} = 1,61 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Como $A_s > A_{s \text{ mín}}$, se adopta el mayor

$$\mathbf{A_s = 6,97 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Armadura transversal para una pierna:

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_{spierna} = 3,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distribución de armadura

Numero de barras

$$N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} \Rightarrow N^{\circ}b = 7$$

$$7\emptyset 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 3,521 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{3,521 \text{ cm}^2 > 3,49 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{OK}}$$

Separación

$$S = \frac{t}{N^{\circ}barras} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

Cantidad de armadura para el tramo

Estribos $\emptyset 8 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$

3.5.6.3. Diseño estructural de columnas

Las columnas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante. La columna que se verificará será la E4 en su tramo comprendido entre sobrecimiento y primer piso, cuyas características geométricas son las siguientes:

Datos:

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$L = 3,40 \text{ m}$$

$$N_d = 153520 \text{ kg}$$

$$M_x = 890 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

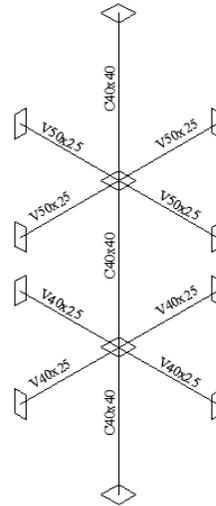
$$M_y = 1370 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$F_{ck} = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$F_{yk} = 5000 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$



COTA B					
ELEMENTO	h (cm)	b (cm)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	L(cm)
C-40x40	40	40	213333,33	213333,33	340
C-40x40	40	40	213333,33	213333,33	340
V-50x25	50	25	260416,67	65104,17	550
V-50x25	50	25	260416,67	65104,17	600
V-50x25	50	25	260416,67	65104,17	654
V-50x25	50	25	260416,67	65104,17	638
COTA A					
ELEMENTO	h (cm)	b (cm)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	L(cm)
C-40x40	40	40	213333,33	213333,33	340
C-40x40	40	40	213333,33	213333,33	300
V-40x25	40	25	133333,33	52083,33	550
V-40x25	40	25	133333,33	52083,33	600
V-40x25	40	25	133333,33	52083,33	654
V-40x25	40	25	133333,33	52083,33	638

Calculo de la Longitud de pandeo:

Se calculará el coeficiente α con los valores de Ψ :

$$\Psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ col.}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ vigas}}$$

En A:	En B:
$\Psi_x = 1,53$	$\Psi_x = 0,73$
$\Psi_y = 3,91$	$\Psi_y = 2,93$

Comprobación de estructuras intraslacionales

Para determinar si la estructura es traslacional o no, se debe cumplir la siguiente condición según la norma CBH-87.

$$h \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq 0,6 ; \text{ si } n \geq 4$$

n= número de plantas

Traslacionalidad en el eje "X"

$$h \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI_x}} \leq 0,6$$

$0,99 \leq 0,6$ es traslacional en el eje "X"

Traslacionalidad en el eje "Y"

$$h \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI_y}} \leq 0,6$$

$0,99 \leq 0,6$ es traslacional en el eje "Y"

Entrando, con los valores obtenidos, al Anexo 3 - Abaco 1 se obtiene los valores de α :

$$\alpha_x = 1,30 \quad \alpha_y = 1,75$$

Se tomará el valor de α mayor:

$$\alpha = 1,75$$

Longitud de pandeo Tramo A-B:

$$l_o = \alpha \cdot L_{col} = 595,00 \text{ cm}$$

Cálculo de esbeltez

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_o}{\sqrt{I_x/A}} = 51,53 \quad \lambda_y = \frac{l_o}{\sqrt{I_y/A}} = 51,53$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_{gx} = \frac{l_o}{b} = 14,88 \quad \lambda_{gy} = \frac{l_o}{h} = 14,88$$

Las condiciones para determinar si una columna es considerada corta o larga, son las siguientes:

$$\left. \begin{array}{l} \lambda \leq 35 \\ \lambda_g \leq 10 \end{array} \right\} \text{Columna corta (no se debe verificar a pandeo)}$$

$$\left. \begin{array}{l} 35 \leq \lambda \leq 100 \\ 10 \leq \lambda_g \leq 29 \end{array} \right\} \text{Columna larga (se debe verificar a pandeo)}$$

Como la columna calculada se encuentra dentro de la clasificación de columna larga, se debe realizar el cálculo para que la carga sea aplicada a una distancia "ef" desfasada del centro

Cálculo de excentricidad

Excentricidad de primer orden:

$$e_o = \frac{M}{Nd} \rightarrow \begin{array}{l} e_{ox} = 0,58 \text{ cm} \\ e_{oy} = 0,89 \text{ cm} \end{array}$$

Excentricidad accidental:

$$e_a \geq \begin{cases} \frac{b \text{ o } h}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_{ax} = 2 \text{ cm} \\ e_{ay} = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Excentricidad de adicional a efectos de 2° orden:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$h = 40 \text{ cm}$ (para ambas direcciones)

$$e_{ficx} = 4,23 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = 4,44 \text{ cm}$$

Excentricidad final

$$e_f = e_o + e_a + e_{fic} \rightarrow \begin{cases} e_{fx} = 6,81 \text{ cm} \\ e_{fy} = 7,33 \text{ cm} \end{cases}$$

Cálculo de momentos de distribución

$$Md = Nd \cdot e_f \rightarrow \begin{cases} Md_x = 1025007,23 \text{ kgcm} \\ Md_y = 1105169,52 \text{ kgcm} \end{cases}$$

Capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h = 224000 \text{ kg}$$

Esfuerzos reducidos

Axil reducido:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = 0,69$$

Momentos reducidos:

$$\left. \begin{cases} \mu_x = \frac{Md_x}{U_c \cdot b} = 0,117 \\ \mu_y = \frac{Md_y}{U_c \cdot h} = 0,126 \end{cases} \right\} \rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0,126 \\ \mu_2 = 0,117 \end{cases}$$

Con los esfuerzos reducidos se debe determinar " ω " a partir del Anexo 3 - Abaco 2

$$\omega = 0,32$$

Capacidad mecánica del acero

$$U_s = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 71680 \text{ kg}$$

Cálculo de armadura longitudinal

$$A_s = \frac{U_s}{f_{yd}} = 16,49 \text{ cm}^2$$

Distribución de armadura

Se usaran $4\emptyset 20\text{mm} + 4\emptyset 12\text{mm} \Rightarrow A_s = 17,09 \text{ cm}^2$

$17,09 \text{ cm}^2 > 16,49 \text{ cm}^2$ OK

Calculo de armadura transversal

$$\emptyset_{estribo} \geq \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \emptyset_{\max(\text{armadura long.})} = 5 \text{ mm} \\ \emptyset 6 = 6 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \emptyset_{estribo} = 6 \text{ mm}$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} b \text{ ó } h (\text{menor dimensión de la pieza}) = 40 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot \emptyset_{\min(\text{armadura longitudinal más delgada})} = 18 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow s = 15 \text{ cm constructivo}$$

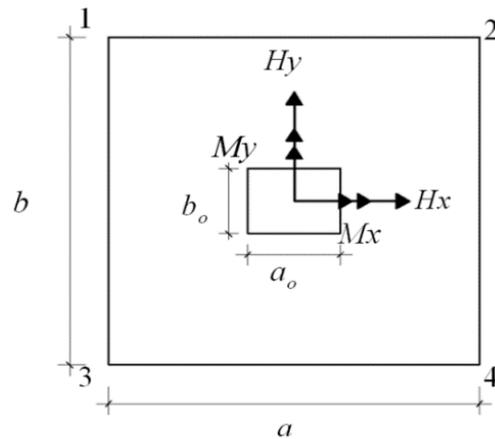
Se usarán $\emptyset 6 \text{ mm c}/15\text{cm}$

3.5.6.4. Diseño estructural de zapatas

Zapata correspondiente a columna E4

Datos:

$a_o =$	40	cm	Dimensión de columna en eje x
$b_o =$	40	cm	Dimensión de columna en eje y
$N =$	142760	kg	Carga de servicio
$Q_x =$	-80	kg	Cortante de servicio en eje x
$Q_y =$	120	kg	Cortante de servicio en eje y
$M_x =$	-130	kg·m	Momento de servicio en eje x
$M_y =$	200	kg·m	Momento de servicio en eje y
$f_{cd} =$	140	kg/cm ²	Resistencia cálculo de hormigón
$f_{yd} =$	4347,83	kg/cm ²	Resistencia cálculo del acero
$\sigma_{adm} =$	1,57	kg/cm ²	Resistencia del terreno
$\gamma_f =$	1,6		Coficiente de mayoración



Determinación de las dimensiones de la zapata:

$$A_{nec} = \frac{N + P}{\sigma_{adm}}$$

Dónde: $P=0,10 \text{ N}$

$$A_{nec} = \frac{N + P}{\sigma_{adm}} = 100023 \text{ cm}^2$$

Zapata cuadrada:

$$a, b = \sqrt{A_{nec}} = 316,264 \text{ cm} \approx 320 \text{ cm}$$

$$a = 320 \text{ cm} ; b = 320 \text{ cm}$$

Sección de la zapata

$$A = a \cdot b = 102400 \text{ cm}^2$$

Área de la zapata \geq Área necesaria

$$102400 \text{ cm}^2 \geq 100023 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Canto útil de la zapata:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \Rightarrow f_{vd} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} \Rightarrow K = 9,42$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot K - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} \Rightarrow d_1 = 58,36 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + K} \Rightarrow d_2 = 41,73 \text{ cm}$$

Canto total $h = 65 \text{ cm}$

Recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$

Diámetro $\emptyset = 2 \text{ cm}$

Canto útil $d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow d = 59 \text{ cm}$

Momentos corregidos:

$$M_x^* = M_x + Q_x h \Rightarrow M_x^* = -18200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y^* = M_y + Q_y h \Rightarrow M_y^* = 27800 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Calculo del Peso propio de zapata

$$P_p = V_{\text{vol}} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$P_p = (a \cdot b \cdot h) \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \Rightarrow P_p = 16640,00 \text{ kg}$$

Corrección de la Normal

$$N^* = N + P_p \Rightarrow N^* = 159400 \text{ kg}$$

Calculo de esfuerzos en la zapata:

$$\sigma_1 = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6M_x^*}{a \cdot b^2} + \frac{6M_y^*}{a^2 \cdot b} \Rightarrow \sigma_1 = 1,557 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{a \cdot b} - \frac{6M_x^*}{a \cdot b^2} + \frac{6M_y^*}{a^2 \cdot b} \Rightarrow \sigma_2 = 1,559 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6M_x^*}{a \cdot b^2} - \frac{6M_y^*}{a^2 \cdot b} \Rightarrow \sigma_3 = 1,554 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N^*}{a \cdot b} - \frac{6M_x^*}{a \cdot b^2} - \frac{6M_y^*}{a^2 \cdot b} \Rightarrow \sigma_4 = 1,556 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4}{4} \Rightarrow \sigma = 1,557 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \leq \sigma_{amd}$$

$$1,557 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1,57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

Determinación de la armadura a flexión

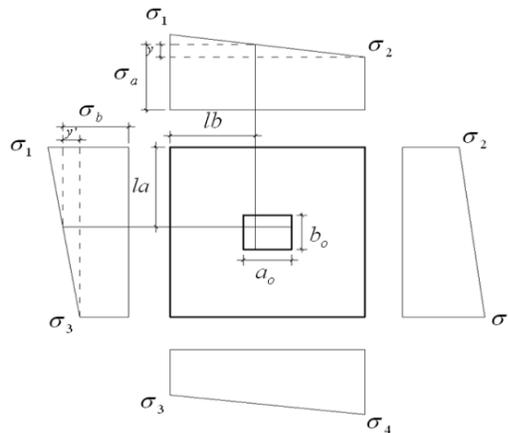
Dirección x

$$lb = \frac{a - a_0}{2} + 0,15a_0 \Rightarrow lb = 146,00 \text{ cm}$$

Dirección y

$$la = \frac{b - b_0}{2} + 0,15b_0 \Rightarrow la = 146,00 \text{ cm}$$

Calculo de Momentos



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} = \frac{y}{a - lb}$$

$$y = (a - lb) \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} \Rightarrow y = -0,0011 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = y + \sigma_2 \Rightarrow \sigma_a = 1,558 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{b} = \frac{y'}{b - la}$$

$$y' = (b - la) \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{b} \Rightarrow y' = 0,0016 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = y' + \sigma_3 \Rightarrow \sigma_b = 1,556 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del momento de diseño en la dirección "a"

$$M_a = \frac{\sigma_a \cdot lb^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) \cdot lb}{2} \cdot \left(\frac{2}{3}lb\right) - \frac{h \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot lb^2}{2}$$

$$M_a = 14867,13 \text{ kg} \cdot \text{cm/m}$$

$$M_{ad} = 1,6bM_a \Rightarrow M_{ad} = 7611968,12 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

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

Donde:

El ancho de diseño es el lado mayor de la zapata $b = 320 \text{ cm}$

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{bd^2f_{cd}} \Rightarrow \mu_a = 0,047$$

$$\omega = \mu_a(1 + \mu_a) \Rightarrow \omega = 0,049$$

Cuantía geométrica mínima

Para losas Anexo A.3 tabla 2

Cuando $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \omega_{\min} = 0,0015$

Armadura necesaria:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 30,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \omega_{\min} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{s\min} = 28,80 \text{ cm}^2$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 30,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se usaran } 12\emptyset 20 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 37,68 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{37,68 \text{ cm}^2 > 30,56 \text{ cm}^2 \text{ OK}}$$

Distribución de la armadura $\emptyset 20\text{mm}$ c/ 27,5 cm

Calculo del momento de diseño en la dirección "b"

$$M_b = \frac{\sigma_b \cdot la^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_b) \cdot la}{2} \cdot \left(\frac{2}{3}la\right) - \frac{h \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot la^2}{2}$$

$$M_b = 14859,21 \text{ kg} \cdot \text{cm/m}$$

$$M_{bd} = 1,6bM_b \Rightarrow M_{ad} = 7607916,87 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

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

Donde:

El ancho de diseño es el lado mayor de la zapata $a = 320$ cm

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{ad^2f_{cd}} \Rightarrow \mu_b = 0,047$$

$$\omega = \mu_b(1 + \mu_b) \Rightarrow \omega = 0,049$$

Cuantía geométrica mínima

Para losas Anexo A.3 tabla 2

Cuando $f_{yk} = 5000$ kg/cm² $\rightarrow \omega_{min}=0,0015$

Armadura necesaria:

$$A_s = \omega \cdot a \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 30,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot a \cdot d \Rightarrow A_{smin} = 28,80 \text{ cm}^2$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 30,56 \text{ cm}^2$$

Se usaran 12Ø20 mm $\Rightarrow A_s = 37,68 \text{ cm}^2$

$$37,68 \text{ cm}^2 > 30,56 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Distribución de la armadura 20mm c/ 27,5 cm

Verificación al vuelco:

$$\gamma_x = \frac{N^*}{M_x^*} \cdot \frac{a}{2} = 1401 \geq 1,5 \text{ OK}$$

$$\gamma_y = \frac{N^*}{M_y^*} \cdot \frac{b}{2} = 917 \geq 1,5 \text{ OK}$$

Verificación al deslizamiento:

Cohesión $C=0,5$ kg/cm² anexo A.3 tabla 8 $C_d = 0,5C$

$$\gamma_x = \frac{(a \cdot b)}{H_x} \cdot C_d = 320 \geq 1,5 \text{ OK}$$

$$\gamma_y = \frac{(a \cdot b)}{H_y} \cdot C_d = 213 \geq 1,5 \quad \mathbf{OK}$$

Verificación esfuerzo cortante:

Dirección x

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_0}{2} - d \right) \leq d_2 \cdot f_{vd}$$

$$178,45 \leq 247,04 \quad \mathbf{OK}$$

Dirección y

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - b_0}{2} - d \right) \leq d_2 \cdot f_{vd}$$

$$178,45 \leq 247,04 \quad \mathbf{OK}$$

Verificación de Punzonamiento:

Verificamos por punzonamiento en la sección A_c :

$$A_c = 2(a_0 + d + b_0 + d)d_1 \Rightarrow A_c = 23344 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} [a \cdot b - (a_0 + d)(b_0 + d)] \leq A_c \cdot 2f_{vd}$$

$$206109,75 \leq 276392,96 \quad \mathbf{OK}$$

Comprobación de adherencia: Zapata flexible $v > 2h$; $k = 2$

$$V_{da} = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \left(\frac{a - a_0}{2} + 0,15a_0 \right) \Rightarrow V_{da} = 104214,8 \text{ kg}$$

Dirección x

$$\tau_{ba} = \frac{V_{da}}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \emptyset} \leq f_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$25,60 \leq 53,92 \quad \mathbf{OK}$$

Dirección y

$$V_{db} = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \left(\frac{a - a_0}{2} + 0,15a_0 \right) \Rightarrow V_{db} = 104214,8 \text{ kg}$$

$$\tau_{bb} = \frac{V_{da}}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \emptyset} \leq f_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$25,60 \leq 53,92 \text{ OK}$$

3.5.7. Estructuras complementarias

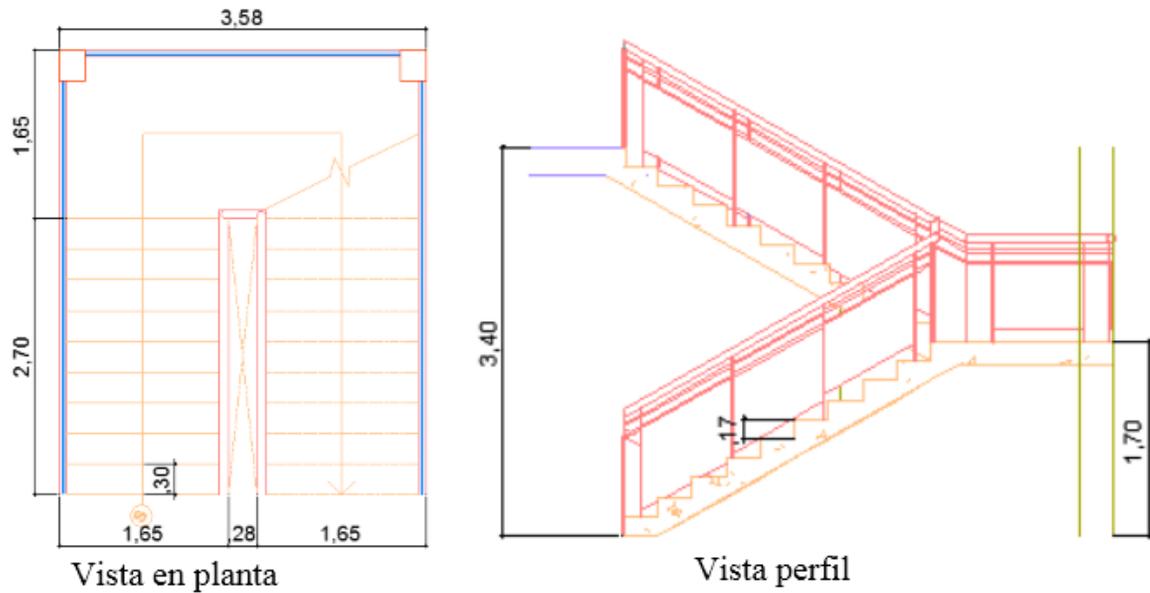
3.5.7.1. Diseño estructural de escaleras

Las escaleras por su tipo de apoyo pueden ser simplemente apoyadas o empotradas.

Fernández Chea indica que “por condiciones de que no existe el empotramiento perfecto, las gradas se consideran simplemente apoyadas” de esta manera se consiguen momentos positivos son mayores a los que se presentarían en la condición de empotramiento, pero con la observación que se estaría diseñando una escalera con momentos negativos cero en los apoyos.

Si el empotramiento se realiza en una viga se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos, pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple.

De esta manera se evitarán las figuraciones tanto en los apoyos (momentos negativos), como en los centros de vano (momentos positivos).

Figura 3.6 Características geométricas de la escalera**Fuente:** Elaboración propia**Datos:**

Desnivel:	$h =$	3,4 m
Ancho del tramo de escalera:	$b =$	1,65 m
Huella:	$P =$	30 cm
Contrahuella:	$C_p =$	17 cm
Longitud horizontal del tramo 1:	$L_{1_} =$	2,7 m
Longitud inclinada del tramo 1:	$L_{1/} =$	3,19 m
Longitud horizontal de losa de descanso:	$L_{_} =$	1,45 m
Longitud horizontal del tramo 2:	$L_{2_} =$	2,7 m
Longitud inclinada del tramo 2:	$L_{2/} =$	3,19 m
Ancho ojo escalera:	$A_{oe} =$	28 cm
Recubrimiento:	$r =$	3 cm
Peso específico del hormigón:	$\gamma_{H^\circ} =$	2500 kg/m ³
Resistencia característica de la sección:	$f_{ck} =$	210 kg/cm ²

Resistencia característica del acero:	$f_{yk} =$	5000 kg/cm ²
Coefficiente de minoración del hormigón:	$\gamma_c =$	1,5
Coefficiente de minoración del acero:	$\gamma_s =$	1,15
Coefficiente de mayoración de cargas:	$\gamma_f =$	1,6
Cuantía mínima:	$\omega_{\min} =$	0,0015
Carga por acabados:	C. acab =	60 kg/m ²
Carga por barandado:	CP. bar =	20 kg/m ²
Sobrecarga de uso:	SC =	400 kg/m ²

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \Rightarrow f_{vd} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Dimensionamiento

Primer tramo

a) Espesor de la losa

$$t = \begin{cases} t = \frac{Ln}{20} \Rightarrow t = 13,50 \text{ cm} \\ t = \frac{Ln}{25} \Rightarrow t = 10,80 \text{ cm} \end{cases}$$

El espesor será un valor constructivo aproximado al promedio del t calculado:

$$t_{\text{prom}} = 12,15 \text{ cm} \quad t \text{ constructivo: } t = 15 \text{ cm}$$

b) Angulo de inclinación de la huella

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}} \Rightarrow \cos \alpha = 0,870$$

c) Altura inicial

$$h = \frac{t}{\cos \alpha} \Rightarrow h = 17,24 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

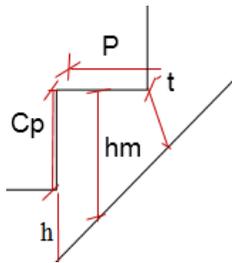
d) Altura media

$$h_m = h + \frac{Cp}{2} \Rightarrow h_m = 25,50 \text{ cm}$$

e) Canto útil

$$d = t - r \Rightarrow d = 15 \text{ cm}$$

f) Diagrama de partes de la escalera



Paso: P = 30 cm

Contra paso: Cp = 17 cm

Altura media: hm = 25,50 cm

Espesor de losa: t = 15 cm

Canto útil: d = 12 cm

➤ Cargas que actúan sobre la escalera

1) Losa de tramo de subida

a) Peso propio de la escalera

$$PP_{1-} = \gamma_{H^\circ} \cdot hm \cdot b \Rightarrow PP_{1-} = 1051,88 \text{ kg/m}$$

b) Cargas permanentes

$$C.P. \text{ acab}_{1-} = C. \text{ acab} \cdot b \Rightarrow C.P. \text{ acab}_{1-} = 99 \text{ kg/m}$$

$$C.P. \text{ bar}_{1-} = 20 \text{ kg/m}$$

$$C.P._{1-} = C.P. \text{ acab} + C.P. \text{ bar} \Rightarrow C.P._{1-} = 119 \text{ kg/m}$$

c) Carga de diseño

$$q_{d1-} = SC \cdot b \Rightarrow q_{d1-} = 660 \text{ kg/m}$$

Carga total (mayorada) en proyección horizontal:

$$q_{u1-} = 1.6(PP_{1-} + C.P. + SC) \Rightarrow q_{u1-} = 2929,40 \text{ kg/m}$$

Peso propio en proyección inclinada mayorada:

$$q_{PP/} = 1.6 \cdot \frac{PP_1 + C.P}{\cos \alpha} \Rightarrow q_{PP/} = 2153,28 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga total en proyección inclinada mayorada:

$$q_{sc/} = 1.6 \cdot \frac{q_{d1-}}{\cos \alpha} \Rightarrow q_{sc/} = 1213,76 \text{ kg/m}$$

Carga total en proyección inclinada:

$$q_{u/} = q_{PP/} + q_{sc/} \Rightarrow q_{u/} = 3367,04 \text{ kg/m}$$

2) Losa de descanso

a) Peso propio de la losa

$$PP_- = \gamma_H \cdot t \cdot \left(b + \frac{b_{oe}}{2} \right) \Rightarrow PP_- = 618,78 \text{ kg/m}$$

b) Cargas permanentes

$$C.P. \text{ acab} = C. \text{ acab} \cdot \left(b + \frac{b_{oe}}{2} \right) \Rightarrow C.P. \text{ acab} = 107,40 \text{ kg/m}$$

$$C.P. \text{ bar} = 20 \text{ kg/m}$$

$$C.P. = C.P. \text{ acab} + C.P. \text{ bar} = 127,40 \text{ kg/m}$$

c) Carga de diseño

$$q_d = SC \cdot \left(b + \frac{A_{oe}}{2} \right) \Rightarrow q_d = 176,00 \text{ kg/m}$$

Peso propio total mayorado:

$$q_{PP_-} = 1.6 \cdot (PP_- + C.P.) \Rightarrow q_{PP_-} = 1193,90 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga total mayorada:

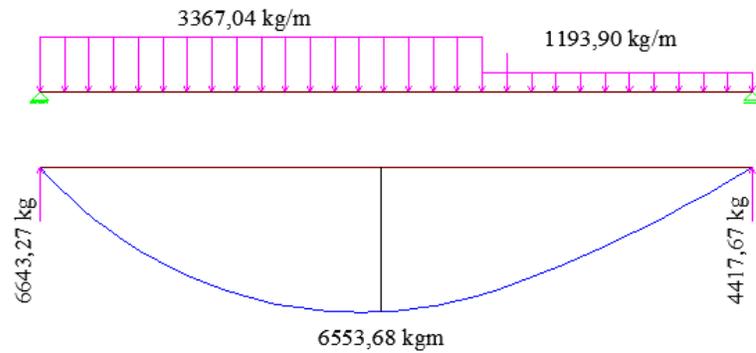
$$q_{d_-} = 1.6 \cdot q_d \Rightarrow q_{d_-} = 1145,60 \text{ kg/m}$$

Carga total mayorada:

$$q_{u_-} = q_{PP_-} + q_{d_-} \Rightarrow q_{u_-} = 2339,50$$

➤ **Análisis de cargas para momento positivo**

Figura 3.7 Aplicando sobrecarga en tramo inclinado



Fuente: Elaboración propia

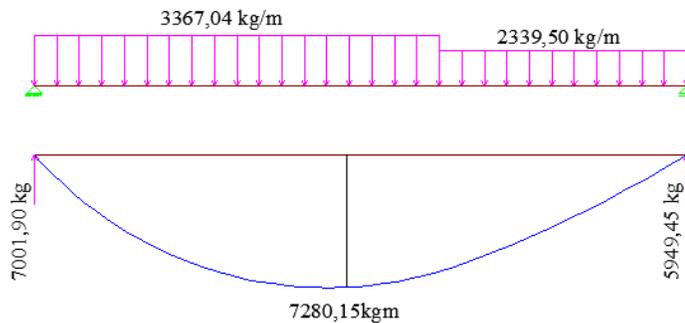
$$M_{\text{máx}} (+) = 6553,68 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_a = 6643,27 \text{ kg}$$

$$R_b = 4417,67 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 6643,27 \text{ kg}$$

Figura 3.8 Aplicando sobrecarga en ambos tramos



Fuente: Elaboración propia

$$M_{\text{máx}} (+) = 7280,15 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_a = 7001,90 \text{ kg}$$

$$R_b = 5949,45 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 7001,90 \text{ kg}$$

Solicitaciones máximas (envolvente)

$$Md_{(+)} = 7280,150 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$Ra = 7001,900 \text{ kg}$$

$$Rb = 5949,450 \text{ kg}$$

$$Vmáx = 7001,900 \text{ kg}$$

➤ **Análisis de cargas para momento negativo**

Figura 3.9 Empotrado en ambos tramos



Fuente: Elaboración propia

$$M_{(-)} = 4774,160 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

➤ **Armaduras de refuerzo (Momento positivo)**

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow \mu_d = 0,2189$$

Cuantía geométrica $\omega_s = 0,2596$

Armadura positiva:

$$A_s = \omega_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} \Rightarrow A_s = 16,55 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{s \min} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida: $A_s = 16,55 \text{ cm}^2$

Distribución de armadura

Numero de barras

$$N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{s\phi}} \Rightarrow N^{\circ}b = 15$$

Armadura a utilizar: 15Ø12 mm $\Rightarrow A_s = 16,96 \text{ cm}^2$

Separación

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N_{barras} - 1} \Rightarrow s = 11,27 \text{ cm}$$

$s = 10 \text{ cm constructivo}$

Armadura positiva: 17Ø12 mm c/10 cm

➤ **Armaduras de refuerzo (Momento negativo)**

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow \mu_d = 0,1435$$

Cuantía geométrica $\omega_s = 0,063$

Armadura negativa:

$$A_s = \omega_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ck}} \Rightarrow A_s = 4,02 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{s \min} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida: $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Distribución de armadura

Numero de barras

$$N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{s\phi}} \Rightarrow N^{\circ}b = 9$$

Armadura a utilizar: 9Ø8 mm $\Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

Separación

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} \Rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

Armadura negativa: 9Ø8 mm c/20 cm

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$L_1 = L_{1/} + L_- \Rightarrow L_1 = 464 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \omega_{min} \cdot L_1 \cdot d \Rightarrow A_{st} = 8,35 \text{ cm}^2$$

Distribución de armadura

Numero de barras

$$N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} \Rightarrow N^{\circ}b = 17$$

Armadura a utilizar: 17Ø8 mm $\Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

Separación

Separación

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} \Rightarrow s = 28,58 \text{ cm}$$

$s = 25 \text{ cm constructivo}$

Armadura positiva: 19Ø8 mm c/25 cm

➤ **Verificación al corte**

Cortante máxima de servicio: $V_{max} = 6643,27 \text{ kg}$

Cortante mayorado: $V_d = 10629,23 \text{ kg}$

Cortante resistido por el hormigón: $V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 11793,84 \text{ kg}$

Comprobación si necesita o no armadura transversal

$$V_d = 10629,23 \text{ kg} < V_{cu} 11713,84 \text{ kg}$$

No necesita armadura trasversal

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución de la estructura.

La buena inversión y la adecuada secuencia de construcción, se ve ligado al estudio de las especificaciones técnicas, los precios unitarios los cómputos métricos.

Realizados estos estudios podemos señalar el presupuesto monetario que se llevara la construcción y el planeamiento y cronograma que conllevara construirlo.

3.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto, ver Anexo A.10 Especificaciones Técnicas.

3.6.2. Resumen de cómputos métricos y precios unitarios.

El presupuesto general del proyecto toma en cuenta los ítems más importantes y significativos, en los precios unitarios del proyecto se incluyen el costo de la mano de obra, materiales, herramientas, equipos cargas sociales, gastos generales administrativos, impuestos y utilidades.

Los parámetros tomados en cuenta para este presente proyecto se mencionan a continuación:

Tabla 3.10 Parámetros

Parámetros	
Cargas sociales	55,00%
IVA	14,94%
IT	3,09%
Herramientas menores	5,00%
Gastos Generales	10,00%
Utilidad	10,00%

Fuente: Elaboración Propia

Cargas Sociales: Se toma el menor rango de 55% de las cargas sociales de seguridad e higiene, antigüedad, subsidios, porque los proponentes a adjudicarse la obra aran en % más elevado a un costo mayor por lo tanto es conveniente hacer a un gasto menor.

IVA: Es un tributo que recae directamente al consumidor de bienes y servicios de los materiales de construcción que es del 14,94% paga.

IT: Es el gasto de transición de cuentas mediante bancos que se paga de 3,09%.

Herramientas Menores: Es la incidencia de equipo de herramientas que se utiliza para construcción se toma 5%.

Gasto Generales: Son gastos de la empresa que requiere de personales, preparación de documentos legales, administrativos, secretariado, seguridad, chofer, etc. Se toma un 10%.

Utilidad: Es 10% de las ganancias la empresa que se toma en cuenta

3.6.3. Presupuesto general.

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda del programa PRESCOM 2013-2018, con un tipo de cambio al dólar de 6,96 Bs, dando un monto de 4772680,26 Bs, que equivale a 685075,10 \$us.

Aquí se muestra el presupuesto confeccionado todo esto en base a los cómputos métricos y la obtención del análisis realizado de precios unitarios. Los cuales se detallan en los Anexo A.6 donde se presenta los cómputos métricos y Anexo A.7 se presenta los precios unitarios respectivamente.

3.6.4. Plazo de ejecución.

Para la construcción del Bloque 1 “Centro Comercial Porvenir” se tiene un plazo de ejecución de 365 días calendario, pudiendo este estar sujeto a plazos modificatorios por cuestiones medio ambientales o conflictos sociales, debidamente justificados. En el Anexo A.9 se presenta el cronograma general de actividades para el proyecto

CAPITULO IV
APORTE ACADÉMICO

CAPITULO IV: ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS CURVAS

4.1. Introducción

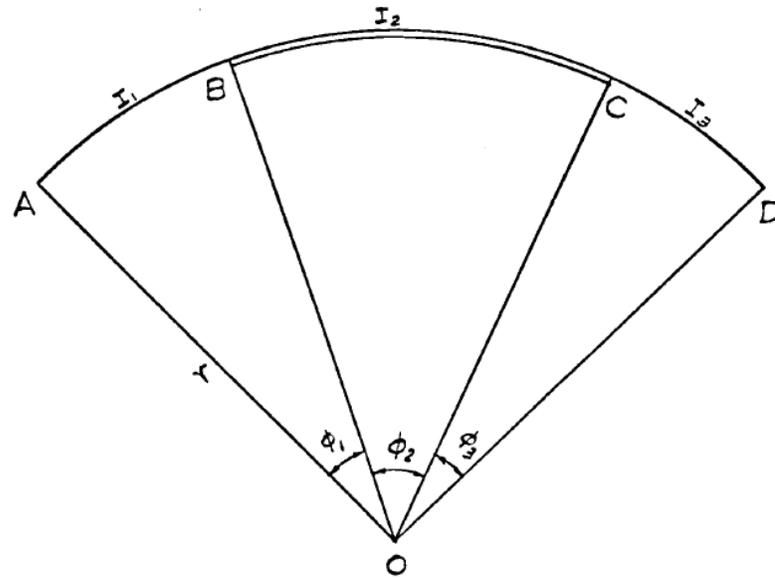
Las vigas curvas en planta se utilizan para soportar pisos curvos en edificios, balcones, rampas y pasillos curvos, depósitos circulares y estructuras similares. En una viga curva, el centro de gravedad de las cargas que actúan de manera normal al plano de curvatura se encuentra fuera de la línea que une sus soportes. Esta situación desarrolla momentos de torsión en la viga, además de momentos de flexión y fuerzas de corte. Para mantener la estabilidad de la viga contra la sobrecarga, el soporte debe ser fijo o continuo. En este capítulo, se presenta el diseño de vigas curvas sometidas a cargas normales al plano de curvatura.

4.2. Marco teórico

La diferencia en el análisis y el diseño entre las vigas curvas en planta y las vigas rectas se debe principalmente a la presencia de movimiento torsional inducido por la carga vertical. Por lo tanto, para tales miembros, es necesario diseñar para el momento a flexión y el momento a torsión, así como el corte transversal.

La capacidad de resistir el momento a torsión se expresa mediante la rigidez torsional que se define como el momento torsional que, cuando se aplica a un extremo que es libre de girar, produce un ángulo de giro unitario con respecto al otro extremo que se supone que está completamente, cuanto mayor es la rigidez torsional, mayor es la resistencia al par. El valor de la rigidez torsional depende de la forma de la sección. Se encontró que las secciones de caja tienen valores comparativamente grandes de rigidez torsional y se usan ampliamente en el diseño de puentes. Sin embargo, la sección rectangular también se usa comúnmente.

Figura 4.1 Viga curva continua horizontal



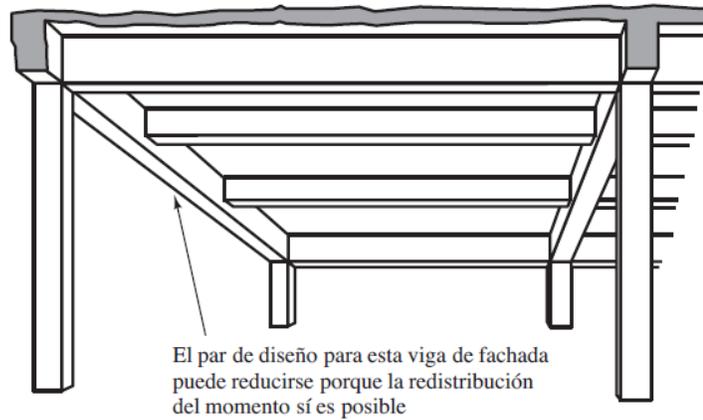
Fuente: Wong, Y. (1970) *Horizontally curved beam analysis and design* (Master of Science) Oregon State University

Para la resolución manual de este tipo de vigas se emplearan métodos energéticos.

4.2.1. Momentos torsionales que se han de considerar en el diseño.

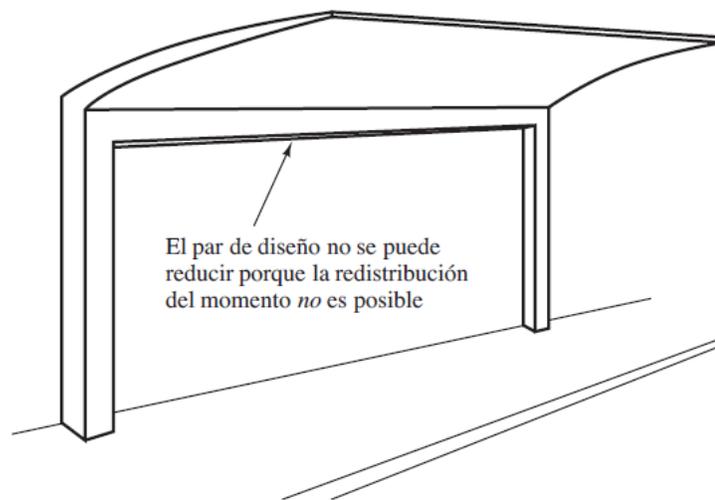
Es de excepcional importancia distinguir entre:

Torsión de compatibilidad. Es la debida a la necesidad de compatibilizar las deformaciones mediante rotaciones angulares de la pieza considerada con las contiguas, pero sin que los pares torsores sean necesarios para el equilibrio. En el sentido que parte de la estructura bajo consideración se tuerce para mantener las deformaciones de la estructura compatibles.

Figura 4.2 Torsión de equilibrio

Fuente: Jack MacCormac, *Diseño de concreto reforzado*

Torsión de equilibrio. En una estructura estáticamente determinada hay sólo una trayectoria a lo largo de la cual un momento de torsión se puede transmitir a los soportes. Este tipo de momento de torsión, no puede reducirse por medio de una redistribución de fuerzas internas o por un giro del miembro. En resumen, los pares torsores son necesarios para el equilibrio de la pieza.

Figura 4.3 Torsión de compatibilidad

Fuente: Jack MacCormac, *Diseño de concreto reforzado*

4.2.2. Torsión

Toda pieza prismática de hormigón que tenga solicitación de torsión simple o acompañada de flexión y esfuerzo cortante se calculara según a lo que a continuación se indica con las armaduras longitudinales y transversales que se prescriben.

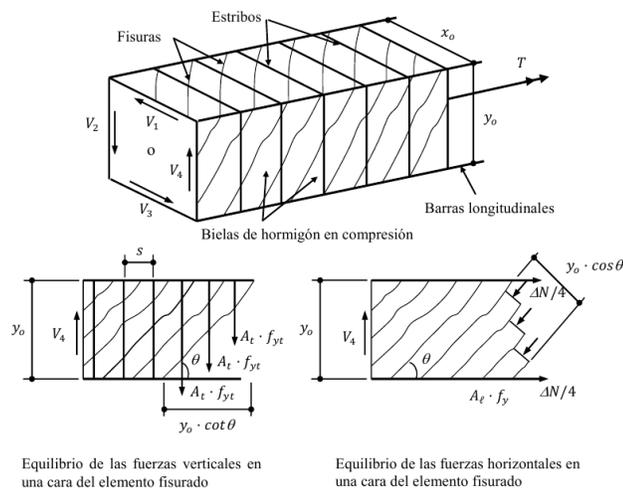
4.2.3. Torsión en elementos de hormigón armado

Para resistir momentos de torsión mayores a la torsión de fisuración T_{cr} el elemento de hormigón armado debe ser reforzado con estribos cerrados no muy espaciados y barras longitudinales.

Cuando un elemento de hormigón armado tiene refuerzo adecuado, éste se agrietará para un momento de torsión igual o un poco mayor al T_{cr} donde las fisuras formarán un patrón helicoidal. Después del agrietamiento, la resistencia a torsión del hormigón se reduce a la mitad de la de un elemento sin agrietamiento, por lo tanto, el refuerzo de acero debe resistir la diferencia de momento de torsión

En la siguiente figura se muestra la analogía de la cercha espacial que es utilizada para el análisis y diseño de elementos de hormigón armado sometidos a torsión.

Figura 4.4 Analogía de la cercha espacial para el análisis de los efectos de torsión en elementos de hormigón armado



Fuente: Cordoba, C. *Diseño de estructuras de hormigón armado*

La analogía de la cercha espacial representa una simplificación del comportamiento actual bastante razonable ya que la resistencia a la torsión del elemento está controlada por la resistencia del refuerzo transversal independientemente de la resistencia del hormigón

4.2.4. Comprobaciones relativas al hormigón

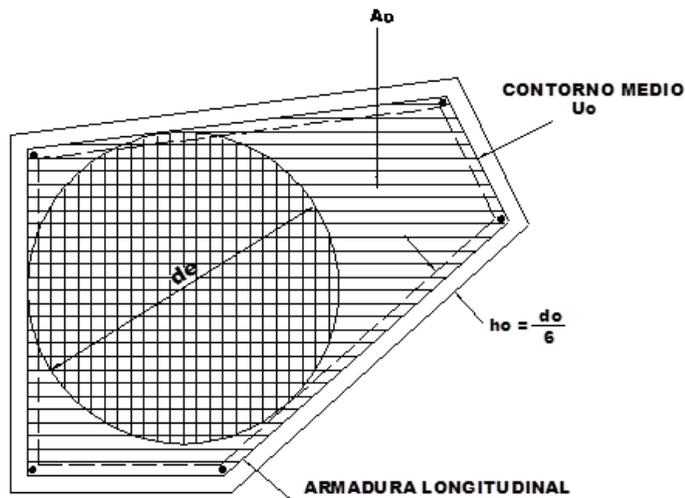
Toda pieza maciza de sección convexa cuyos ángulos sean superiores a los 60° (véase figura 4.5), se podrá asimilar para el cálculo a una sección hueca equivalente de paredes delgadas llamada sección eficaz definida por:

- El contorno poligonal medio u_e constituido por líneas paralelas al perímetro exterior a la sección, cuyos vértices son los centros de las armaduras longitudinales, y que define la línea media de las paredes.
- El espesor eficaz “ h_e ” de las paredes que viene dado por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{d_e}{6}$$

Dónde: d_e = el diámetro efectivo del mayor círculo que se pueda inscribir en el contorno u_e

Figura: 4.5 Sección convexa



Fuente: CBH-87 (Código boliviano del hormigón)

La condición de agotamiento, por compresión, del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, viene dada por:

$$T_d \leq T_{u1} = 0,36f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e$$

Donde:

T_d = momento torsor de cálculo, actuante en la sección

T_{u1} = momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón

A_e = área envuelta por el contorno medio de las sección hueca, eficaz

h_e = espesor eficaz.

4.2.5. Comprobaciones relativas a las armaduras

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{A_e \cdot A_t}{s} f_{td}$$

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2A_e}{u} f_{yd} \cdot A_{s1}$$

Donde:

T_d = momento torsor de cálculo, actuante en la sección

T_{u2} = momento de agotamiento por tracción de la armadura transversal

T_{u3} = momento torsor por agotamiento por tracción de la armadura longitudinal

f_{td} = resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal

A_e = área envuelta por el contorno medio de las sección hueca, eficaz

A_t = área de la sección de una de las barras de los cercos, o de la malla que constituyen la armadura transversa.

A_{s1} = área de la sección de armaduras longitudinales

u = perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz

s = separación entre cercos o entre barras de la malla

4.2.6. Disposiciones relativas a las armaduras

La armadura longitudinal estará constituida por barras paralelas a la directriz de la pieza distribuidas con separación uniforme no superior de 30 cm, en un contorno de lados paralelos al perímetro exterior de la sección. Las secciones circulares llevarán como mínimo seis (6) barras longitudinales

La distancia entre cercos medida paralelamente al eje de la pieza no deberá superar el 85% de la menor dimensión del núcleo del hormigón rodeado por los cercos ni tampoco los 30 cm.

4.2.7. Torsión y flexión combinadas

Si una sección sometida a torsión con momento torsor de cálculo “ T_d ” esta además sometida a flexión con esfuerzo cortante reducido V_{rd} , la condición de agotamiento por compresión del hormigón es:

$$\frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_{rd}}{V_{u1}} \leq 1$$

Donde:

T_{u1} = momento torsor de agotamiento por compresión del hormigón.

V_{u1} = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del hormigón.

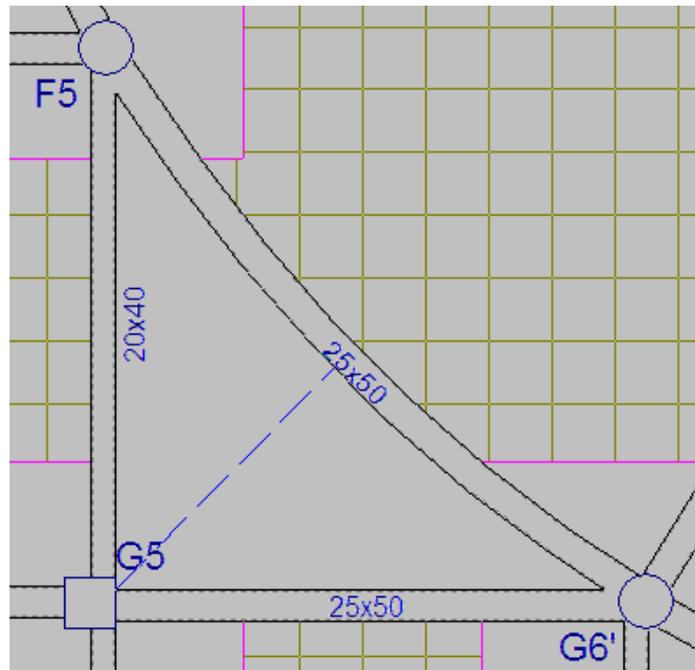
Las armaduras longitudinales se determinan separadamente para el momento torsor y el momento flector y se superponen tomando en cuenta que la de torsión debe distribuirse uniformemente en el contorno de la sección y la deflexión en la zona de tracción y si se requiere en la de compresión.

El cálculo de la armadura transversal se hará separadamente para torsión con esfuerzo cortante igual a cero y para esfuerzo cortante con momento torsor igual a cero, sumándose luego las áreas correspondientes.

4.3. Producto – Aporte

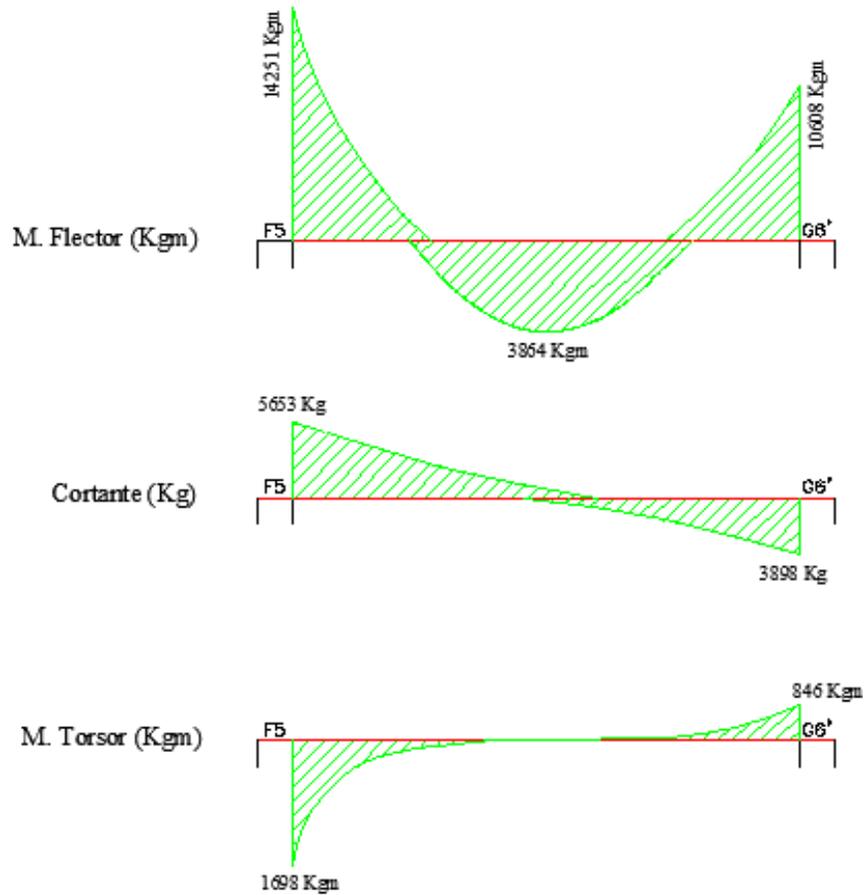
Se analizará la viga curva ubicada en el tercer piso entre las columnas F5-G6'

Figura 4.6 Viga curva



Fuente: Elaboración propia (Cypecad 2017.m)

Figura 4.7 Diagrama de esfuerzos



Fuente: Elaboración propia

Datos:

$h =$	50 cm	Altura de sección
$b =$	25 cm	Base de sección
$r =$	2 cm	Recubrimiento de Armaduras
$f_{ck} =$	210 kg/cm ²	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk} =$	5000 kg/cm ²	Resistencia característica del acero
$\gamma_c =$	1,5	Coficiente minoración del hormigón
$\gamma_s =$	1,15	Coficiente minoración del acero
$d =$	48 cm	Altura efectiva

➤ **Armadura a flexión**

Siguiendo el procedimiento descrito en 3.5.6.2 se obtiene la siguiente armadura:

$$\text{Izquierda } A_s = 7,43 \text{ cm}^2; 2\emptyset 12\text{mm} + 2\emptyset 20\text{mm} \Rightarrow A_{s\emptyset} = 8,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Centro } A_s = 3,36 \text{ cm}^2; 2\emptyset 12\text{mm} + 2\emptyset 10\text{mm} \Rightarrow A_{s\emptyset} = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Derecha } A_s = 5,58 \text{ cm}^2; 2\emptyset 12\text{mm} + 2\emptyset 16\text{mm} \Rightarrow A_{s\emptyset} = 6,28 \text{ cm}^2$$

➤ **Armadura a corte**

Siguiendo el procedimiento descrito en 3.5.6.2 se obtiene la siguiente armadura:

$$\text{Armadura transversal izquierda: } A_{sp} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{m}; \emptyset 6 \text{ c}/30\text{cm}$$

$$\text{Armadura transversal derecha: } A_{sp} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{m}; \emptyset 6 \text{ c}/30\text{cm}$$

➤ **Armadura a torsión izquierdo**

Procedimiento de cálculo

$$\text{Momento torsor de diseño } T_d = 1698 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobaciones relativas al hormigón:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_{u1} = 0,36 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e$$

$$h_e = \frac{d_e}{6} \Rightarrow h_e = 4,17$$

$$A_e = 954,86$$

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$1698 \text{ kg}\cdot\text{m} \leq 2005 \text{ kg}\cdot\text{m} \text{ Ok}$$

Comprobaciones relativas a las armaduras: trasversal

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2 A_e \cdot A_t}{s} f_{yd} = 783,262 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$1698 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 783,262 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{No cumple}$$

Es necesario calcular armadura transversal por torsión

Asumiendo una separación inicial de $s = 15 \text{ cm}$, despejando el área necesaria se tiene:

$$A_t = \frac{T_d \cdot s}{2 \cdot A_e \cdot f_{yd}} = 0,327 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal total necesaria

$$A_{st} = A_t + A_{sv} = 0,448 \text{ cm}^2$$

Una barra de $\varnothing 8 \text{ mm}$ tiene $0,503 \text{ cm}^2$

Armadura transversal $\varnothing 8 \text{ c}/15 \text{ cm}$

Comprobaciones relativas a las armaduras: longitudinal

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2A_e}{u} f_{yd} \cdot A_{s1}$$

$$T_{u3} = 6725,54 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$1698 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 6725 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

No requiere armadura por torsión

➤ Armadura a torsión derecho

Procedimiento de cálculo

Momento torsor de diseño $T_d = 846 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Resistencia de diseño del hormigón

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

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobaciones relativas al hormigón:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_{u1} = 0,36 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e$$

$$h_e = \frac{d_e}{6} \Rightarrow h_e = 4,17$$

$$A_e = 954,86$$

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$846 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 2005 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Comprobaciones relativas a las armaduras: transversal

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2 A_e \cdot A_t}{s} f_{yd} = 783,262 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$846 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 783,262 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{No cumple}$$

Es necesario calcular armadura transversal por torsión

Asumiendo una separación inicial de $s = 15 \text{ cm}$, despejando el área necesaria se tiene:

$$A_t = \frac{T_d \cdot s}{2 \cdot A_e \cdot f_{yd}} = 0,153 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal total necesaria

$$A_{st} = A_t + A_{sv} = 0,274 \text{ cm}^2$$

Una barra de $\varnothing 8 \text{ mm}$ tiene $0,503 \text{ cm}^2$

Armadura transversal $\varnothing 8 \text{ c}/15 \text{ cm}$

Comprobaciones relativas a las armaduras: longitudinal

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2A_e}{u} f_{yd} \cdot A_{s1}$$

$$T_{u3} = 5318,155 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$846 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 5318 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

No requiere armadura longitudinal por torsión

➤ **Torsión y flexión combinadas**

$$\frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_{rd}}{V_{u1}} \leq 1$$

Lado izquierdo

$$0,96 \leq 1 \text{ OK cumple}$$

Lado derecho

$$0,50 \leq 1 \text{ OK cumple}$$

4.4. Conclusiones del aporte académico

Una vez realizado el análisis y diseño de vigas curvas se concluye lo siguiente:

- Determinar si se trata de torsión de equilibrio o torsión de compatibilidad y si la torsión puede o no ser despreciada.
- Las vigas curvas con momento torsor de compatibilidad, no es necesario calcular armadura por torsión.
- Las vigas curvas con momento torsor de equilibrio, es necesario calcular armadura por torsión.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Realizado el diseño estructural del “**BLOQUE 1 CENTRO COMERCIAL PORVENIR**” se generan las siguientes conclusiones:

- Como se ha propuesto en los objetivos generales y específicos se ha llegado a cumplir de manera satisfactoria la realización del diseño estructural del “**BLOQUE 1 CENTRO COMERCIAL**” garantizando su estabilidad y resistencia requerida.
- El estudio topográfico facilitado por el gobierno municipal de Bermejo, se concluye que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variaciones de desnivel.
- El estudio de suelo se realizó en los ambientes del laboratorio de suelos de la UAJMS, la capacidad portante de 1,57 kg/cm² para el diseño de las zapatas aisladas a una profundidad de 3 m, se pudo observar que la uniformidad del terreno es muy variable de suelo granular a fino.
- Para el diseño de la estructura de sustentación de cubierta se lo realizo con ayuda del programa Cype 3D 2017.m en base a la norma ANSI S100-2007 (LRFD)(USA)
- El diseño estructural del proyecto se realizó en base a la normativa vigente en nuestro país CBH-87.
- La estructura de hormigón se determinó que es traslacional debido a que no cumple con la comprobación 8.3.3 de la norma CBH-87
- La estructura se diseñó con vigas peraltadas que arriostran todas las columnas y se colocó ábacos donde el momento negativo sobre columnas, supera al máximo momento resistido por la losa reticular.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es de Bs. 4772680,26 que equivale a 685075,10 \$us, el costo contempla la estructura gruesa es decir solo obras preliminares, obra gruesa.
- El proyecto tiene un plazo de ejecución de 365 días calendarios.

5.2. RECOMENDACIONES

Entre las Recomendaciones que se pueden mencionar son las siguientes:

- Después de verificar la variabilidad de los estratos en el estudio de suelo se recomienda realizar nuevos estudios de suelos en varios puntos para evaluar la capacidad de carga de la cimentación, para constatar los resultados de ensayos de suelos obtenidos para la elaboración del presente proyecto.
- Para el armado de la cubierta metálica con perfiles conformados se recomienda emplear personal técnico especializado o calificado.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas, se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica CBH-87 (código boliviano del hormigón), para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- En la construcción se recomienda seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- Realizar una actualización del costo de la obra debido a que el costo de materiales es fluctuante en el tiempo.