

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

DISEÑO ESTRUCTURAL CENTRO DE SALUD RETAMAS EN LA CIUDAD DE TARIJA PROVINCIA CERCADO DISTRITO-10

1 CAPÍTULO I ANTECEDENTES

1.1 Situación problemática

1.1.1 Planteamiento

Actualmente el incremento de la población en la mancha urbana exige contar con mejores estructuras de uso común, como lo son los centros de salud que en este caso son los encargados de acoger los problemas de salud de la población.

Sumando así la problemática que cuenta la zona, la infraestructura donde se encuentra su centro de salud brinda un servicio multiuso, como panadería y para dar las misas, que claramente es inapropiado y por ello los habitantes optan por ir en busca de otro centro de salud a barrios más cercanos a la zona.

Este proyecto busca mejorar la calidad en la atención médica al barrio Retamas, teniendo en cuenta la importancia de contar con un centro de salud que cuente con ambientes amplios, con las condiciones de salubridad básicas.

Con la construcción del centro de salud se podrá evitar que la población tenga que recorrer grandes distancias hasta el centro de salud más cercano en busca de atención médica, ya que dicho centro de salud contempla todas las características básicas para un buen funcionamiento.

1.1.2 Formulación

- ¿De qué manera se podrá mejorar los ambientes para la atención médica en el barrio Retamas?

1.1.3 Sistematización del Problema

- ¿De qué manera la construcción de un centro de salud puede mejorar la atención médica?
- ¿Cuál es el motivo para que la gente recorra grandes distancias para una adecuada atención médica?

- ¿Qué parámetros deben tomarse en cuenta para el control permanente al momento de diseñar una infraestructura de salud?

1.2 Objeto de estudio

1.2.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural Centro de Salud Retamas en la ciudad de Tarija Provincia Cercado Distrito-10

1.2.2 Objetivos Específicos

- Verificar la topografía.
- Realizar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno.
- Analizar las cargas vivas y muertas sobre cada ambiente del centro de salud, de acuerdo a la función que tendrá cada uno de ellos.
- Realizar el cálculo estructural manual de acuerdo a la Norma Boliviana CBH –87, y comprobar resultados con el software computacional.
- Estimar el costo de la obra gruesa.
- Elaborar los planos estructurales correspondientes.
- Elaborar las especificaciones técnicas.

1.3 Justificación

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

1.3.1 Académica

Con la elaboración del proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CENTRO DE SALUD DEL BARRIO RETAMAS” se pretende dar a conocer los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera de ingeniería civil, priorizando el uso de las asignaturas de Estática, Resistencia de Materiales, Análisis Estructural, Hormigón Armado, Presupuesto y Evaluación Económica de obras y otras asignaturas complementarias que ayuden al desarrollo correcto del proyecto planteado.

Dicho proyecto terminado y aprobado servirá para poder contribuir a la zona con el diseño estructural para que en un futuro se pueda construir.

1.3.2 Técnica

Los motivos para realizar el presente proyecto de diseño se centran en los aspectos de mejorar la calidad de vida de los habitantes del lugar, brindándoles un diseño moderno con materiales de construcción innovadores y con un diseño estructural adecuado, empleando métodos de cálculo actuales utilizando un software de apoyo como lo es el CYPECAD, la Norma Boliviana CBH – 87.

Se emplearán alternativas de diseño buscando la mejor en cuanto a los aspectos técnicos y económicos, teniendo como principal parámetro la seguridad de la estructura, realizando el análisis de carga de la misma.

1.3.3 Social-Económico

Con el proyecto planteado se pretende mejorar la calidad en la atención médica en el barrio Retamas, dicho proyecto beneficiara directamente a los habitantes de esta zona, e indirectamente a los vecinos con la inclusión de negocios, como farmacias, puntos de venta de comidas, incluso funerarias.

El proyecto de centro de salud, al finalizar se tendrá un Precio Referencial del Costo del Proyecto, permitirá buscar el financiamiento para la posterior construcción.

1.4 Marco de referencia

1.4.1 Espacial

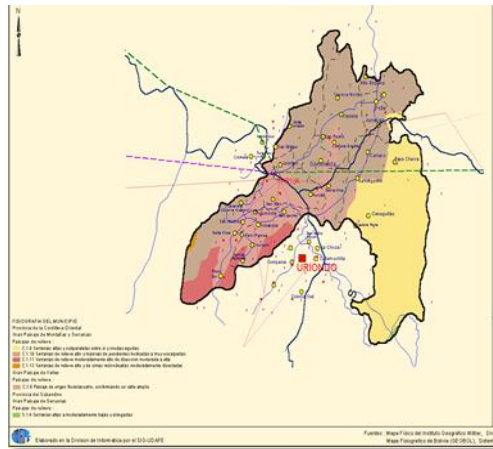
El proyecto está localizado en al barrio Retamas perteneciente al área urbana del Municipio de Tarija, Provincia Cercado del Departamento de Tarija, con coordenadas geográficas Latitud Sur 21°33'25.76" y Longitud Oeste 64°40'43.35" con una elevación de 1865 m.s.n.m. Cuenta con los servicios de luz, agua potable y conexión a gas domiciliaria, así también con transporte público.

Figura 1. 1 Mapa político de la provincia Cercado

País: Bolivia

Departamento: Tarija

Provincia: Cercado



Fuente: Internet(www.udape.gob.bo)

Figura 1. 2 Ubicación del Proyecto en el Barrio Retamas



Fuente: Internet (Google Earth Pro)

1.4.2 Temporal

En el diseño final del proyecto se estima una vida útil de 50 años como mínimo dentro de las condiciones de confortabilidad y seguridad del mismo.

1.5 Alcance del proyecto

1.5.1 Resultados a lograr

- ✓ Análisis del comportamiento de los elementos de la estructura que serán diseñados para su adecuada funcionabilidad.
- ✓ Identificación de los puntos o áreas críticas en la estructura, para así poder utilizar el debido refuerzo y asegurar el bienestar de los usuarios.
- ✓ Diseño de cada uno de los elementos de la estructura como ser vigas, columnas, zapatas y otros elementos incluidos en el proyecto.
- ✓ Diseño de escaleras de hormigón.
- ✓ Preparación del Presupuesto de Costos.
- ✓ Lograr utilizar el programa CYPECAD para el diseño de la estructura, teniendo como recomendaciones la Norma Boliviana CBH – 87.

1.5.2 Restricciones o limitaciones

- ✓ No se realizará el diseño de las instalaciones básicas (Agua potable, Alcantarillado Sanitario, Pluvial, Eléctrico, etc.).
- ✓ Los cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto en general serán solo de la obra gruesa y no de la obra fina.

1.5.3 Aporte Académico

Se realizará el cálculo de una losa alivianada con esferas de plástico.

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2 CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento topográfico

Entre los diferentes tipos de levantamiento topográfico que existen el que corresponde para este proyecto es.

Levantamiento catastral urbano: Es el levantamiento que se hace en ciudades, zonas urbanas y municipios para fijar linderos o estudiar las zonas urbanas con el objeto de tener el plano que servirá de base para la planeación, estudios y diseños de ensanches, ampliaciones, reformas y proyecto de vías urbanas y de los servicios públicos, (redes de acueducto, alcantarillado, teléfonos, electricidad, etc.).

Las operaciones que integran este trabajo son las siguientes:

- Establecimiento de una red de puntos de apoyo, tanto en planimetría como en altimetría.
- Relleno de esta red con tantos puntos como sea necesario para poder confeccionar un plano bien detallado.

2.2 Estudio de suelos

Suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el líquido y gas ocupan los espacios entre las partículas sólidas. En estado natural los suelos son sistemas de tres fases que consisten en estado sólido.

2.2.1 Ensayo del SPT

El ensayo de penetración estándar es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico. Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeo, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara normalizada (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro Exterior de 51mm e interior de 35mm, lo que supone la relación de áreas superior a 100) que permite tomar una muestra naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63.5Kg y 76.2cm respectivamente.

El objetivo del ensayo es poder definir la capacidad portante del suelo.

Este ensayo contempla dos etapas definidas, trabajo de campo y laboratorio.

2.2.1.1 Trabajo de campo

Se refiere a utilizar solamente el equipo del SPT, en esta etapa se desea saber el número de golpes que se requieren para que la punta de penetración se incruste 30cm en el suelo, por efecto de los golpes que se dan con el martillo de 63.5kg a una altura de 76.2cm.

2.2.1.2 Trabajo de laboratorio

El suelo muestreado en la etapa de campo, se debe proceder en el laboratorio mediante los ensayos de clasificación, esto implica que se debe realizar la granulometría, límites de Atterberg y clasificarlo por el sistema unificado de clasificación de suelo.

Para lo cual debemos definir lo siguiente:

Los suelos en general son llamados constituidos por grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas.

2.2.1.2.1 Granulometría

El análisis mecánico o granulometría es la determinación del rango del tamaño de las partículas presentes en el suelo, expresado como un porcentaje del peso total, se tienen 2 métodos para poder realizar dicha clasificación:

- Análisis granulométrico por mallas.
- Análisis granulométrico por hidrómetro.

2.2.1.2.1.1 Análisis granulométrico por mallas

El libro de Brajas dice. *“Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo”* (Braja M. Das, 2001, p. 2)¹

¹ BRAJAS M.DAS (Cuarta edición) Cap.1 Propiedades geotécnicas del suelo y del suelo reforzado. En 1.2.- Distribución granulométrica. Pag 2.

2.2.1.2.1.2 Análisis granulométrico por hidrómetro

El libro de Brajas dice. *“El análisis granulométrico con el hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de las partículas de suelo en agua.”* (Braja M. Das, 2001, p. 4)²

2.2.1.2.1.3 Límites del tamaño para suelos

AASTHO nos brinda una clasificación de las partículas dependiendo de su tamaño:

- Grava: Su tamaño se encuentra entre 76.2mm y 2mm
- Arena: Su tamaño es de 2mm a 0.075mm
- Limo: Su tamaño es de 0.075mm a 0.02mm

2.3 Estructura de sustentación de la edificación

2.3.1 Hormigón armado

“El hormigón armado dispone necesariamente de una ferralla armada formada por redondos corrugados de acero, la cual se coloca en los encofrados antes del hormigonado. Las armaduras del sistema, denominadas pasivas, se encargan de suplir la deficiente resistencia a tracción del hormigón.” (Borja Varona Moya, 2012, p. 11)³

El hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que sea muy útil en construcción ya que puede moldearse de muchas formas. Presenta una amplia variedad de texturas y colores y se utiliza para construir muchos tipos de estructuras como autopistas, calles, puentes, túneles, grandes edificios, etc.

2.3.2 Acero estructural.

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en cm² que se indican en la tabla 2.1.

² BRAJAS M.DAS (Cuarta edición) Cap1 Propiedades geotécnicas del suelo y del suelo reforzado. En 1.2.- Distribución granulométrica. Pag.4.

³ FCO. DE BORJA VARONA MOYA-Apuntes de Hormigón Armado. Cap.1.-Introduccion al Hormigón Armado. En. 2.- Componentes del Hormigón y tipos de hormigones. Pag.11

Tabla 2. 1 Diámetros y áreas de acero

Diámetro en mm	4	6	8	10	12	16	20	25
Área en cm ²	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909

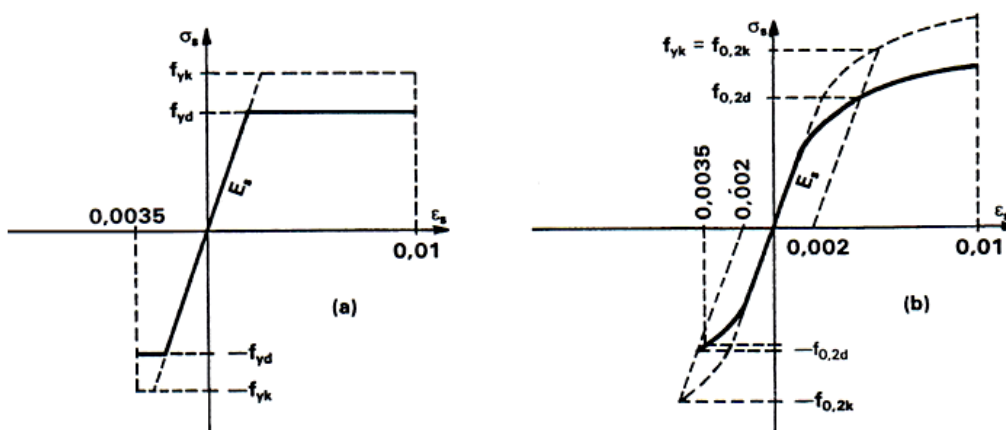
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Pg.18

2.3.3 Diagramas de cálculo de tensión-deformación.

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

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas se presentan en la figura 2.1.

Figura 2. 1 . Diagramas de cálculo tensión-deformación

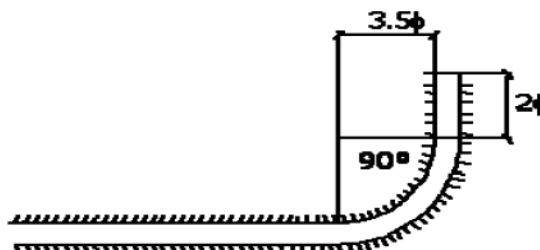


Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Pg.42

2.3.4 Anclaje.

La patilla norma, para barras corrugadas, está formada por un cuarto de circunferencia de radio interior a $3.5 \varnothing$, con una prolongación recta igual a $2 \varnothing$.

Figura 2. 2 Patilla norma para barras corrugadas



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Pg.221

La longitud practica de anclaje, en prolongación recta l_b puede calcularse, para las barras corrugadas:

Para barras en posición I:

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

Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1,4 m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi \geq 15\text{cm}$$

Donde:

ϕ = diámetro de la barra, en cm.

m = coeficiente numérico, con los valores indicados en función del tipo de acero (ver Tabla 2.2)

f_{yk} = límite elástico garantizado del acero en MPa

Posición I de adherencia buena, para las armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° , o que, en el caso de formar un ángulo inferior a 45° , están situadas en la mitad inferior de la sección, o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.

Posición II de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores. En esta posición, las longitudes de anclaje serán iguales a 1,4 veces las de la posición I.

Tabla 2. 2 Valores de coeficiente numérico “m”

Hormigón	m		
	AH400	AH500	AH600
H15	18		
H17,5	16	21	
H20	14	19	23
H25	12	15	19
H30	10	13	17
H35	9	12	16
H40	8	11	15
H50	7	10	14

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Pg222

Anclaje de cercos y estribos.

EL anclaje de los estribos, horquillas y cercos se efectúan normalmente mediante ganchos, patillas, bucles o armaduras transversales soldadas.

El tipo de anclaje empleado no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento.

Se considera que hay anclaje total:

- Cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual
 - 5 \varnothing ó 50 mm. A continuación de un arco de círculo de 135° o más
 - 10 \varnothing ó 70 mm. A continuación de un arco de círculo de 90°
- Si en la longitud de anclaje hay:
 - Por lo menos dos barras transversales soldadas.
 - una sola barra transversal soldada de diámetro por lo menos igual a 1.4 veces el del estribo.

2.3.5 Adherencia entre el hormigón y el acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese

adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. “*La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: asegurar el anclaje de las barras, y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones, de su tensión longitudinal*” (Montoya, Hormigón Armado, 2009, p. 115)⁴

Ecuación de la tensión media de la adherencia τ_m :

$$\tau_m = \frac{P}{\pi \cdot \phi \cdot l_b}$$

Tensión límite de la adherencia τ_{bd} :

$$\tau_{bd} = 0.32 f_{ck}^{2/3} \quad (f_{ck} \text{ en Mpa})$$

2.3.6 Disposición de armaduras

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 consecutivas, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes.

- 2 centímetros.
- El diámetro de la barra más gruesa.
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido.

2.3.7 Recubrimiento

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cerco y estribos) y la superficie de hormigón más cercana. El objeto del

⁴ Montoya, Jiménez.; Hormigón Armado. (15ª. ed.). Cap. 9 El Hormigón Armado. En 9.2.- La adherencia entre el hormigón y el acero. Pag.115.

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) Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza, será igual o superior al diámetro de dicha barra o 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.

Tabla 2. 3 Recubrimientos Mínimos

Para losas y paredes 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 cm.
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm.
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado “CBH-87”

2.4 Base de cálculo

2.4.1 Estados límites últimos

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya que por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Los estados límites incluyen:

- Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).
- Estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte, o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural).
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje).
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección).

2.4.2 Coeficiente de seguridad

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_s = 1,5$
- Coeficientes de ponderación de las acciones
- De efecto desfavorable..... $\gamma_{fg}=\gamma_{fq}=1,6$
- De efecto favorable permanente..... $\gamma_{fg}=0,9$
- De efecto favorable variable..... $\gamma_{fq}=0$

Tabla 2. 4 Estados límites últimos - Coeficientes de minoración

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Reducido (1)	+0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	-0,10

Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado, Pág. 51

Tabla 2. 5 Estados límites últimos - Coeficientes de ponderación de las acciones

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos y exclusivamente materiales	-0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+0,20

Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado, Pág. 51

2.4.3 Hipótesis de carga

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

Hipótesis I:	$\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$
Hipótesis II:	Hipotesis II: $0.9(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$
Hipótesis III:	Hipotesis III: $0.8(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

donde:

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

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

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

W: Valor característico de la carga del viento.

W_{eq}: Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$. En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:

$$W_{eq} = 0.25W$$

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

2.5 Elementos estructurales

2.5.1 Vigas

La viga es un elemento estructural que está sometido esencialmente a flexión que resiste cargas transversales en ángulo recto respecto al eje longitudinal de la viga, las cargas recibidas de las losas son transmitidas a las vigas y las pasan a las columnas y/o muros de carga.

2.5.1.1 Diseño de armadura por flexión

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con lo dispuesto en 8.1 de la Norma CBH87, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales.

Para el cálculo de secciones en agotamiento o estados límites últimos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

- De acuerdo con el teorema de Bernoulli: Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a las solicitaciones. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total l/h sea superior a 2.

Los esfuerzos principales M , Q y N

- Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir que no existen deslizamiento entre ambos materiales.
- Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a:
0.0035 en flexión simple o compuesta, recta o esviada.
0.002 en compresión simple.
- El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0.010
- Se aplicarán a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momento, igualando la resultante de las tensiones del hormigón y el acero (solicitud resistente) con la solicitud actuante.
- Los diagramas de cálculo tensión-deformación, relativos al hormigón y al acero.
- En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas solicitaciones.

Proceso de cálculo a flexión simple

- Primeramente, se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_f mostrado en la tabla 2.4 de este capítulo.

$$Md = M * \gamma_f$$

- Se calculará el momento reducido de cálculo.

$$\mu_a = \frac{Md}{f_{cd} * bw * d^2}$$

Donde:

bw = ancho transversal de la viga.

d = canto útil.

f_{cd} = resistencia de diseño del hormigón.

- Se determinará el valor de μ_{lim} , valor que se obtiene en función del tipo de acero tal como se muestra en la siguiente tablas.

Tabla 2. 6 Valores Límites

ACERO	f_{yk}	ε_{lim}	μ_{lim}	ω_{lim}
B 400 S y B 400 SD	400	0.668	0.332	0.460
B 500 S	500	0.617	0.316	0.424

Calculados con $\gamma_s = 1.15$

f_{yk} en N/mm^2 (MPa)

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya 14va Edición, Pág. 281

Si: $\mu_{lim} > \mu_d$ (No necesita armadura a compresión.)

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

Cálculo de las armaduras.

Para el primer caso cuando la viga no necesita armadura a compresión se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, es decir:

- Con él μ_d se obtiene la cuantía mecánica de la armadura ω obteniendo de la tabla 2.6
- Se calcula la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$As = \omega * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

ω = Cuantía mecánica de la armadura.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero.

As = área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a tracción.

- Se calculará la armadura mínima y el valor ω_{min} se obtendrá del punto 8.1.7.3. de la norma CBH-87

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

Solo se aplica a secciones rectangulares.

- De las dos áreas s secciones rectangulares se tomará el valor mayor.

En el siguiente caso es cuando la viga necesite armadura a compresión debido a que $\mu_{lim} \leq \mu d$ se deberá seguir los siguientes pasos.

- Como se tiene que $\mu d > 0.252$ procede a dimensionar la armadura a tracción $A_{s_{lim}}$ que es capaz de resistir un momento M_{lim} para $x = 0.45d$, entrando a la tabla 2.6 obtenemos la cuantía mecánica ω_{lim}
- Entonces la armadura límite será:

$$A_{s_{lim}} = 0.3096 * \frac{fcd * bw * d}{f_{yd}}$$

Tabla 2. 7 Tabla universal para flexión simple o compuesta.

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

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya 14va Edición, Pág. 278

- El valor del momento límite para esa profundidad de eje neutro es:

$$M_{lim} = 0.252 * fcd * bw * d^2$$

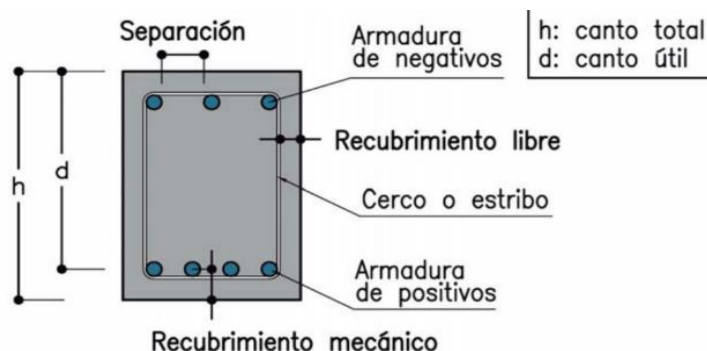
Esta ecuación fue determinada a partir del momento reducido $\mu_{lim}(x = 0.45d)$

- El momento flector que falta para resistir ($\Delta M = Md - M_{lim}$) se va a resistir mediante un incremento de armadura simétrica (equilibrada), tanto en compresión como en tracción (ΔA_s) para que así garanticemos que la fibra neutra no baje.
- Realizando sumatoria de momentos, encontramos la cantidad de armadura (ΔA_s) para que pueda resistir la sección un momento (ΔM).

$$\Delta A_s = \frac{\Delta M}{f_y d * (d - d_2)}$$

Nota: en el caso de acero de compresión hay que verificar si es que está fluyendo, en el caso que no lo esté la armadura será anti-simétrica.

Figura 2. 3 Disposición de armadura



Fuente: <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/64345/HOR-TRANS-2R.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.

2.5.1.2 Diseño de armadura de corte

Para el cálculo de estribos se tiene los siguientes casos para el diseño:

$$Vd \leq V_{cu} = 0,50 * \sqrt{fcd} * bw * d$$

Donde:

Vd = esfuerzo cortante real actuante.

V_{cu} = esfuerzo resistiendo por el H°

$$f_{yd} \leq 42 \text{ KN/cm}^2$$

Para el análisis de cortante se tiene los siguientes casos:

- Caso 1 ($V_d \leq V_{cu}$)

No necesita armadura A_s transversal el H° resiste solo y se coloca A_{smin} , por tanto, se coloca la expresión de armadura mínima que da la norma CBH-87.

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Caso 2 ($V_{cu} \leq V_d \leq V_{ou}$)

En este caso se necesita armadura transversal, antes se verifica que el cortante de diseño V_d sea menor que el cortante que produce la falla se agotamiento por compresión oblicua V_{ou} .

$$V_{ou} = 0,3 * f_{cd} * b_w * d$$

$$A_s > \begin{cases} A_s = \frac{V_{su} * s}{0,9 * d * f_{yd}} \\ A_{smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La separación entre estribos según la norma CBH-87 nos dice:

$$e \leq \begin{cases} 30cm \\ 0,85d \\ 3b_w \end{cases}$$

- Caso 3 ($V_d > V_{ou}$)

El esfuerzo cortante donde se está diseñado es mayor al esfuerzo cortante de la biela de compresión. Lo más recomendado es caminar la sección.

2.5.2 Columnas

Las columnas o pilares de hormigón armado formaron piezas, generalmente verticales en la que sollicitación normal es 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.” (Montoya, Hormigón Armado, 2000, pp. 327-328)⁵

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.

2.5.2.1 Longitud de pandeo

Estructura intraslacional, aquellas cuyo nudo, bajo sollicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.

Estructuras traslacional aquellas cuyo nudo, bajo sollicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyo efecto no pueden ser despreciados desde el punto de vista de estabilidad del conjunto.

Pilares aislados, los pilares isostáticos, o los de pórticos en los que puede suponerse que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía

⁵ Montoya Jiménez, Pedro.; Hormigón Armado. (14ª. ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.1.- Generalidades. Pag. 327-328.

con el valor de la carga. Longitud de pandeo l_0 la distancia entre puntos de inflexión de la deformación.

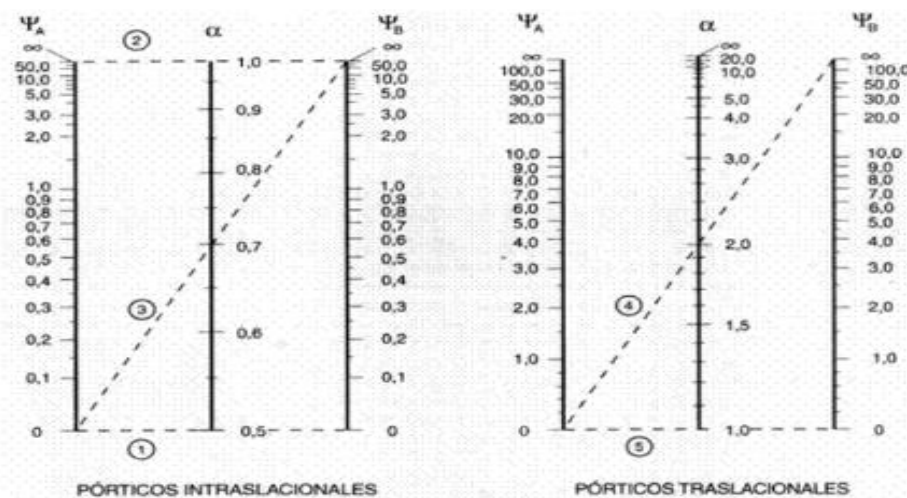
Tabla 2. 8 Coeficiente de longitud de pandeo de las piezas aisladas.

Sustentación de la Pieza	α
Un extremo libre y otro empotrado	2
Articulado en ambos extremos	1
Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en otro	0.7
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.5

Fuente: Tabla 20.1 Hormigón Armado, Jiménez Montoya 15va Edición, pág. 268.

Para determinar la longitud de pandeo para columnas que encuentren en un piso se debe de recurrir a los monogramas que la norma CBH-87 nos facilita.

Figura 2. 4 Nomogramas para determinar el coeficiente de pandeo.



Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado, Pág. 84.

2.5.2.2 Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una sección constante a la relación $\lambda_g = l_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión “h” de la sección en el plano de pandeo y la esbeltez mecánica a la relación.

$$\lambda = \frac{l_u * \alpha}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:

l_u = Longitud libre de la columna.

α = coeficiente de pandeo.

I = Inercia de la sección en el plano de análisis.

A = Área de la sección transversal.

Si la esbeltez mecánica λ es inferior a 35, es despreciable los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no es necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Cuando $35 < \lambda < 100$, pueden aplicarse los métodos aproximados descritos en 8.3.5.2 y 8.3.5.3 de la Norma Boliviana CBH-87.

En pilares aislados, si $100 < \lambda < 200$, así como en estructuras traslacionales, la comprobación frente al pandeo debe realizarse según método general prescrito en 8.3.2.1 en la Norma Boliviana CBH-87.

Esta norma no cubre los casos en que la esbeltez mecánica λ de los pilares sea superior a 200

2.5.2.3 Columnas cortas de hormigón reforzado

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez mecánica es menor a 35 o geométricamente a 10 se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección y por la resistencia de los materiales con lo que está construida. Se considera que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

2.5.2.4 Columnas intermedias

Este tipo de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica $35 < \lambda < 100$, donde para poner resolverlas se acudirá a los métodos aproximados recomendados por la Norma CBH-87 en su punto 8.3.5.2.

Método de la excentricidad ficticia

Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de $100 (\lambda \leq 100)$.

- Excentricidad de primer orden (e_o): excentricidad inicial o de primer orden, no es menor que la excentricidad accidental, siendo e_o igual a M/N , donde “M” es el momento exterior aplicado de primer orden y “N” la carga axial actuante.

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{Nd}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{Nd}$$

- Excentricidad constructiva (e_c): La excentricidad constructiva, toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal. Según el punto 8.3.2.3. de la norma CBH-87 nos da la siguiente ecuación para este tipo de excentricidad.

$$e_c = \frac{h}{20} \geq 2cm$$

Siendo “h” el lado donde está sometido el pandeo en cualquier dirección.

- Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden) (e_{fic}): no tiene ningún significado físico, se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad ficticia tal que sumada a la excentricidad de primer orden “ e_o ”, tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficiente apropiado.

$$e_{fic} = \left(0,85 + \frac{fyd}{1200} \right) * \frac{c + 20e_o}{c + 10e_o} * \frac{l_o^2}{i} 10^{-4}$$

- Excentricidad final (e_f): No es más que la suma de todas las excentricidades.

$$e_f = e_o + e_a + e_{fic}$$

2.5.2.5 Flexión esviada

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

- En aquellos donde no se presenta simetría en su forma de vista en plano como las secciones en L que tiene lados desiguales.
- En aquellas secciones donde son simétricas en forma y están armadas en asimétricamente respecto al plano de simetría, y en aquellas secciones por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitud que no está en el plano de simetría.

Algunas vigas que pueden estar sometidas a cargas lateras, viento, empuje de la tierra en muros y cimientos, empuje de agua de depósitos, empuje del material almacenado en sitios.

La mayoría de pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultarían de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

Se debe evitar en lo posible el diseño a flexión esviada debido a la complejidad y a la ausencia hasta ahora de métodos prácticos para su tratamiento.

2.5.2.6 Sección rectangular con armadura simétrica

En este apartado se tratará de la flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras y simétricas, en la que la única incógnita es la armadura total.

En el cálculo de estructuras de hormigón armado es habitual no hacer variar en el dimensionamiento la sección de hormigón, ya que ello exigirá en general un nuevo cálculo de esfuerzo y en muchos elementos resulta aconsejable el armado de barras del

mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de los pilares de edificación en los que en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de signo distinto así también en todo caso el armado asimétrico exigirá un control de obra especial. Además, siendo importante los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz. Para su dimensionamiento más sencillo y práctico se expondrá el siguiente procedimiento.

Ábacos adimensionales en roseta

Este método es igual o parecido a los diagramas de iteración en flexión recta.

Este método se obtiene un conjunto de superficies de iteración (N , M_x , M_y), estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarla por planos $N=\text{cte}$. En cada hoja puede agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea original de Gresser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos $((v, \mu_x, \mu_y))$, son válidos para una sección rectangular, cualquier sea dimensión y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada por la misma disposición de armadura, recubrimientos, tipo de acero y el límite plástico del mismo, basta entrar con el cual será nuestra cuantía mecánica total necesaria para la sección que estamos dimensionando.

El procedimiento para entrar al ábaco es el siguiente:

- Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h$$

- Cálculo de los esfuerzos reducidos.

$$v = \frac{Nd}{U_c} \quad \mu_x = \frac{Nd * e_{fx}}{U_c * h} \quad \mu_y = \frac{Nd * e_{fy}}{U_c * b}$$

- Definir los valores de momento reducido para entrar al ábaco.

$$\mu_1 = \text{Mayor } (\mu_x, \mu_y)$$

$$\mu_2 = \text{Menor } (\mu_x, \mu_y)$$

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definida la distribución de las armaduras para los pilares se entra a los ábacos en roseta correspondiente. Si el valor de " v " no es redondo, se obtendrá " w " por la interpolación entre los resultados correspondientes a los redondos de " v " entre los que situado el dado.

Los ábacos para flexión esviada están expuestos en el libro de "Jiménez Montoya-Hormigón Armado".

2.5.2.7 Consideración de diseño

La norma CBH-87 especifica algunas limitaciones en las dimensiones, el esfuerzo, la resistencia lateral y otros aspectos relacionados con columnas de hormigón, algunas de las limitaciones más importantes son las siguientes:

- La menor dimensión de las columnas debe ser de 25 cm.
- El diámetro mínimo de las barras comprimidas más delgadas debe ser 12mm.
- El número mínimo de barras longitudinales será, de 4 en secciones rectangulares y de 6 en secciones circulares; siendo la separación entre dos consecutivas de 35cm, como máximo. Sin embargo, en el caso de pilares con $b < 40$ cm, será suficiente colocar una barra en cada esquina.
- 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 barra mayor y que $6/5$ del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contactos.
- El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.
- La separación " s " entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las cantidades siguientes
 - 15 veces el diámetro mínimo de las longitudinales
 - La menor dimensión de la sección
 - $0.85d$
 - 30 cm

- La norma recomienda para las armaduras longitudinales de la pieza sometida a compresión simple compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas A_1 y A_2 las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0,05 * Nd$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0,05 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0,05 * Nd$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0,05 * A_c * f_{cd}$$

2.5.3 Losa alivianada con vigueta

2.5.3.1 Propiedades del hormigón

“La vigueta es un elemento prefabricado y presforzado en el cual el concreto se caracteriza por tener resistencia a la compresión (f'_c) de mayor calidad que el utilizado en construcciones coladas in situ. Los valores típicos de f'_c para elementos prefabricados y presforzados varían entre 350 y 500 kg/cm². La calidad y resistencia del concreto usado para la fabricación de las viguetas permite la reducción de las dimensiones de la sección, lo que lleva a la disminución de costos, así como a reducir el peso propio de la losa” (Manual de diseño estructural de sistemas de piso a base de vigueta pretensada y bovedilla, 2008, p. 3).⁶

2.5.3.2 Propiedades del acero de presfuerzo

El acero usado para pretensar viguetas es de alto contenido de carbono, con una resistencia promedio de 17500kg/cm², este es conocido como alambre de presfuerzo. Los alambres de presfuerzo individuales se fabrican laminado en calientes lingotes de acero hasta obtener alambres redondos, después del enfriamiento pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas requeridas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10mm y las

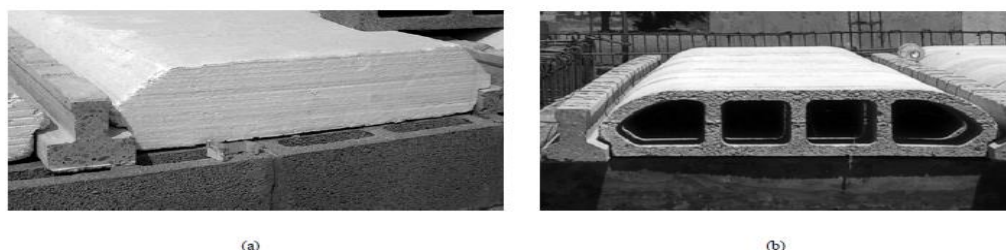
⁶ Manual de diseño estructural de sistemas de piso a base de viguetas de pretensada y bovedilla. Cap.1.- Propiedades de materiales. En 1.1.- Propiedades del concreto Pag.3

resistencias varían de 16000 a 19000 kg/cm². Los alambres de 5, 6, 7mm de diámetro pueden presentar acabado liso, dentado y tridentado.

2.5.3.3 Bovedillas

Son elementos que se apoyan sobre las viguetas y sirven para aligerar el sistema de piso. Las bovedillas se fabrican de hormigón ligero (con agregados de pomex o tepetzil) de poli estireno o fibra y pueden tener diversos peraltes.

Figura 2. 5 (a) Bovedilla de Poliestireno; (b) Bovedilla de arena-cemento



Fuente: Manual de Diseño Estructural de Sistemas de Piso a base de Vigueta Pretensada y Bovedilla, Pág. 5.

2.5.3.4 Procedimiento constructivo

Forjado parcialmente prefabricados, constituidos como piezas compuestas de vigueta prefabricadas y una parte hormigonada in situ, con la sección aligerada con poli estireno expandido, básicamente las viguetas son hormigón pretensado.

En este tipo de fijados de viguetas semi-resistentes, hasta el endurecimiento in situ, la pieza prefabricada debe resistir el peso propio del forjado más eventuales sobrecargas de construcción.

Figura 2. 6 Forjado unidireccional de viguetas pretensadas.



Fuente: https://nanopdf.com/download/forjados-unidireccionales-con-viguetas-nervios_pdf

Determinación del canto del forjado

Se lo realiza empleando tabla 2.9, según la condición de apoyos y cargas actuantes en el forjado.

Tabla 2. 9 Valores de relación canto/luz

	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4
Tramos simplemente apoyados	1/24	1/20	1/18	1/14
Vanos extremos de tramos continuos	1/28	1/24	1/20	1/18
Vanos internos de tramos continuos	1/32	1/28	1/24	1/20
Voladizos	1/16	1/14	1/12	1/10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Pág. 198

Siendo:

Caso 1: Forjados que no han de soportar tabique ni muros.

Caso 2: Forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de yeso.

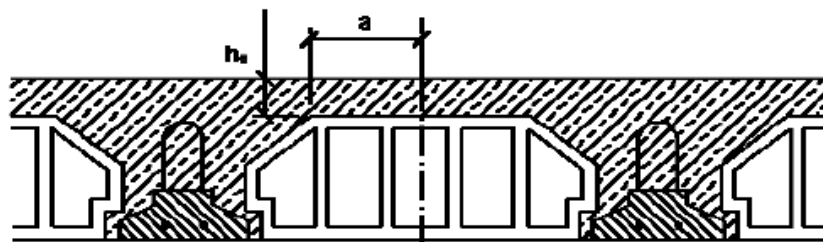
Caso 3: Forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con morteros y cal.

Caso 4: Forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de cemento.

Determinación del espesor de la capa de compresión “ho”

Este no debe ser inferior a 3cm ni a $(a/6)$ siendo “a” la distancia del punto considerado al centro de la pieza. según figura 2.7

Figura 2. 7 Detalles de forjado.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH - 87, Pág. 195

Determinación de la 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.

La armadura de reparto está constituida por barras separadas como máximo 30cm.

El área de la sección de armadura requerida en función del tipo de acero y del espesor “ho”, de la losa de hormigón en el centro, en la indicada en la tabla.

Tabla 2. 10 Área de sección de la armadura de reparto.

Espesor de la losa de hormigón ho en cm	Área de la sección de armadura de reparto A_s , en cm^2/m , con acero del tipo			
	AH215L	AH400	AH500	AH600
≤4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,500	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,93

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH - 87, Pág. 197

Determinación de la armadura negativa

Se lo realizará de manera clásica, asimilando como una viga de ancho “bw=100cm”

2.5.3.5 Diseño de carga gravitacional

A continuación, se muestran los pasos para diseñar un elemento pretensado:

2.5.3.6 Fuerza de tesado de los alambres

Comenzar calculando la fuerza que los alambres de pretensado transmiten a la vigueta para ver si resiste la transmisión del presfuerzo.

- Los alambres tienen un esfuerzo a la ruptura $f_{pu} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$. Se tensará al 80% según manda el código ACI318 sección 18.5, para obtener la fuerza inicial en el gato (fsi).

Nota. - Lo que nosotros tenemos que garantizar que inmediatamente en el momento de la transferencia los esfuerzos de tracción en el acero de presfuerzo no excedan al $0.74f_{pu}$.

- Una vez obtenido el esfuerzo inicial por alambre se decide el número de alambres que se usaran, obteniendo la fuerza de transferencia.
- Obteniendo la fuerza de transferencia, será necesario encontrar el área de la sección que se trabaja, pues no se puede esforzar más de lo que permite el código ACI318 en su sección 18.4

Tabla 2. 11 Esfuerzos admisibles según código ACI318-14

Descripción	Notación	MKS
Esfuerzo adm. A la tracción en $t = 0$	f_{ti}	$0.80 * \sqrt{f'c}$
Esfuerzo adm. A la compresión en $t = 0$	F_{ci}	$0.60 * \sqrt{f'c}$
Esfuerzo adm. A la tracción en $t = \infty$	F_{ts}	$1.60 * \sqrt{f'c}$
Esfuerzo adm. A la compresión en $t = \infty$	f_{cs}	$0.45 * \sqrt{f'c}$

Fuente: Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI318-14), Pág. 433

2.5.3.6.1 Diseño de la vigueta como elemento individual

Como ya se sabe que la vigueta resiste la transmisión del presfuerzo, se pasa a diseñar dicho elemento como vigueta individual, para que se auto-soporte simplemente apoyada.

- Se tiene que obtener la fuerza útil (F_u) de presfuerzo $F_u = F_i - \text{Perdidas}$. Las pérdidas de presfuerzo serán estimadas según el código AASHTO y ACI
- Se tiene que obtener las prioridades geométricas de la sección simple, que son el centroide e inercia.
- Con las prioridades de la sección y la fuerza útil se está en el momento de poder obtener el estado de esfuerzos en la fibra superior e inferior debido al presfuerzo.
- Ver la deflexión de la vigueta simplemente apoyada que ocasiona el presfuerzo (contra flecha).

2.5.4 Losa armada en dos direcciones

- **Losa maciza**

Se llama así cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa, estas losas están soportadas por vigas compactadas de mayor peralte, o por vigas de otros materiales independientes e integrados a la losa. Las losas macizas generalmente resultan más caras, a menos que se vuelvan competitivas al hacerla más delgada.

Cuando se sustenta en sus cuatro bordes, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de losas bidireccionales.

Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5cm a los indicados para losas alivianadas; así se podrá tener:

- h=12 Para luces menores o iguales a 4m
- h=15 Para luces menores o iguales a 5.50m
- h=20 Para luces menores o iguales a 6.50m
- h=25 Para luces menores o iguales a 7.50m

La resistencia y rigidez de estas losas es muy buena. Las solicitaciones de diseño dependen de las cargas y las condiciones de apoyo. Además, la relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor de lados de la losa debe ser ≤ 2 porque trabajar en sus dos direcciones.

Existen tablas para el diseño de losas como ser las de Czerny. La armadura de flexión bien sea de momentos positivos o negativos, debe disponerse con una disposición transversal.

- **Principales características y descripción de losas macizas**

Materiales y equipo

Los materiales requeridos para su construcción son: hormigón y acero, además del encofrado y el apuntalamiento que requiere debido a su posición. En cuanto al equipo es el mismo que se usa la ejecución de los otros elementos una mezcladora con equipo necesario para elevar el hormigón fresco y depositarlo en el encofrado correspondiente.

Funcionalidad

Al tener espesor constante se apoyan en sus bordes cualquiera sea la forma de sustentación de cada uno de ellos. Su canto total no debe ser menor a $l/40$ ni a 8cm. Cuando trabaja en sus dos direcciones genera momentos flexionantes máximos positivos y máximos negativos los que se calculan aplicando las tablas de Czerny. Tienen como ventaja fundamental su sencillez armado, encofrado y además que soportan grandes sobrecargas.

2.6 Escaleras

Las escaleras y rampas son los elementos de la estructura que conectan un nivel con otro. La comodidad que brindan al usuario depende en gran medida de su inclinación. En este sentido, es recomendable una inclinación de 20° a 50° . Para pendientes menores lo usual es emplear rampas.

Las escaleras presentan diferentes tipos de secciones. Los pasos miden entre 25 y 30cm y los contrapisos entre 16 y 19cm. Como regla practica se considera que una escalera bien proporcionada si cumple la siguiente relación:

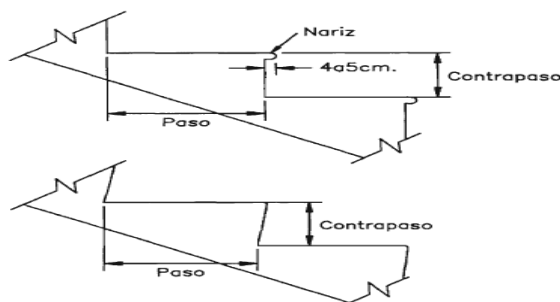
$$61 \text{ cm} \leq 2c + p \leq 64 \text{ cm}$$

Donde:

C= Longitud del contrapaso

P= Longitud del paso

Figura 2. 8 Diferentes secciones de escaleras.



Fuente: Diseño de estructuras de Hormigón, Teodoro Harmsen, Pág. 232.

Como regla práctica se puede utilizar la siguiente expresión para una escalera bien proporcionada:

$$h + 2C = K$$

Donde:

h= huella

c= contrahuella

Algunos autores nos recomiendan los siguientes valores para K.

- Según Blondel:

K = 59 cm para viviendas.

K = 66 cm para Edificios públicos.

- Según Tournus o Neufert:

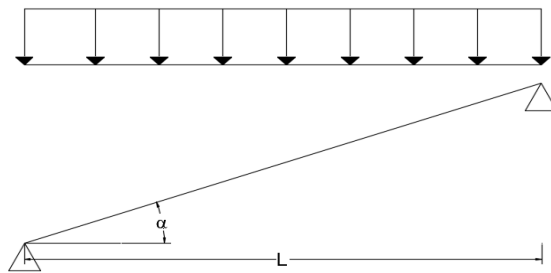
K = 61 a 64 cm o $h - c \approx 12 \text{ cm}$

2.6.1 Cargas de sollicitación

Son estructuras inclinadas y las cargas actúan verticalmente. La determinación de los momentos flectores se puede realizar de dos maneras:

- En proyección horizontal.

Figura 2. 9 Tramo de escalera con las cargas verticales.



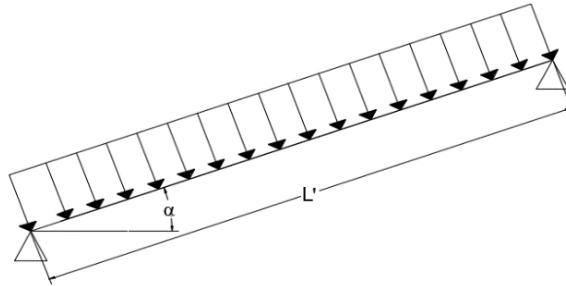
Fuente: Elaboración propia.

El momento máximo para este tipo de carga es:

$$M_{\max(+)} = \frac{q_u * L^2}{8}$$

- Proyección inclinada

Figura 2. 10 Tramo de escalera con las cargas inclinadas.



Fuente: Elaboración propia.

El momento máximo para esta forma de carga es

$$M_{\max(+)} = \frac{q_u * L'^2}{8}$$

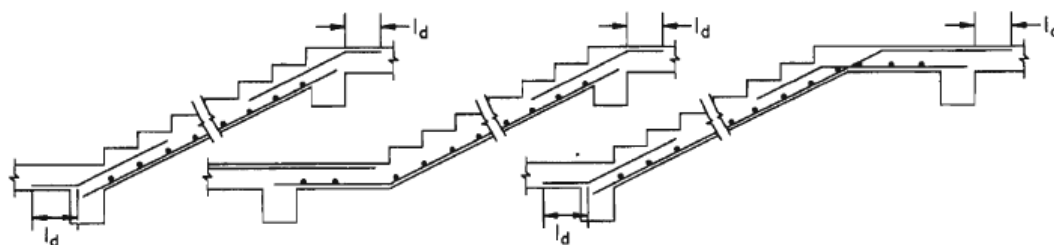
Los resultados de acuerdo a los dos métodos empleados son iguales, pero se recomienda usar el primero que es el de proyección horizontal dado que se asimila una viga horizontal, pero sin olvidar que las reacciones resultan inclinadas en los apoyos fijos.

Las cargas serán aquellas que se encuentran permanentemente como los escalones, el peso propio de la losa, el peso de la carpeta de mortero empleado para el piso, el peso del cielo raso y el de las barandas de 1.35KN sobre los escalones de acuerdo a la norma NB1235002.

2.6.2 Diseño de armaduras

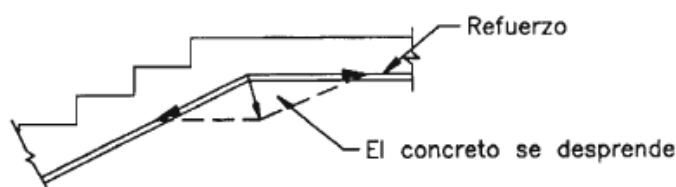
La armadura de la losa de escalera debe ser colocada de tal forma que la resultante de las fuerzas del acero en ambos lados de un quiebre no genere el desprendimiento del hormigón. En la dirección perpendicular a la armadura principal se coloca la armadura de reparación. Respecto del encofrado, debe cuidarse no generar ángulos agudos ya que el retiro de las maderas resulta dificultoso.

Figura 2. 11 Detallamiento de la armadura principal y transversal.



Fuente: Diseño de estructuras de Hormigón, Teodoro Harmsen, Pág. 235.

Figura 2. 12 Distribución incorrecta del refuerzo



Fuente: Diseño de estructuras de Hormigón, Teodoro Harmsen, Pág. 235.

El porcentaje de acero de la armadura principal a flexión del tramo de la escalera será determinado con la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0,85 * fcd}{fyd} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Md}{0,85 * fcd * b * d^2}} \right)$$

La armadura por retracción y temperatura será determinada según lo recomendado por la norma CBH-87 en el punto 8.1.7.3 donde nos dice que la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos a 0.0015 para aceros AH500.

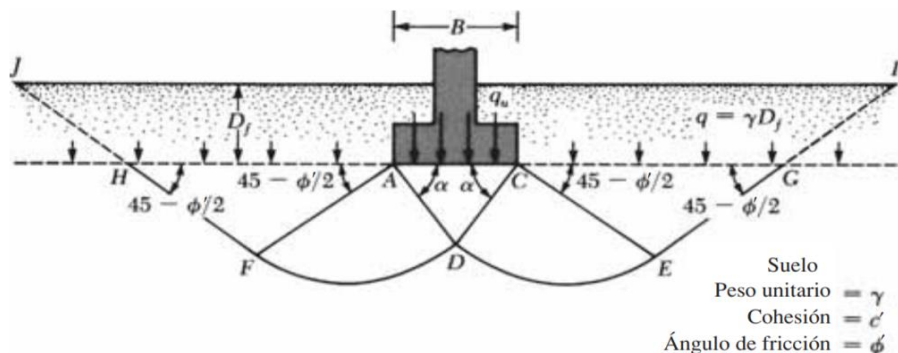
2.7 Cimentaciones

Dependiendo de las necesidades de la edificación y en especial de las características del suelo se pueden diseñar diferentes tipos de fundaciones superficiales como ser: zapatas de fundación, vigas de fundación y losas de fundación.

2.7.1 Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga

Terzaghi sugirió para una cimentación con tinua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0). El efecto del suelo por encima del fondo de la cimentación también puede suponerse y ser remplazado por una sobrecarga equivalente.

Figura 2. 13 Falla de la capacidad de carga



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica-Braja M. Das. Pag.481

$q = \gamma D_f$ (donde γ = peso unitario del suelo). La zona de la falla bajo la cimentación se puede dividir en tres partes.

- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF siendo arcos de una espiral logarítmica.
- Dos zonas pasivas Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi$). Observe que la sustitución del suelo por encima del fondo de la cimentación por un suplemento q equivalente, se desprecia la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ.

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la forma.

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} * \gamma B N_\gamma \quad (\text{cimentación en franja})$$

C' = Cohesión del suelo

γ = Peso unitario del suelo

$q = \gamma D_f$

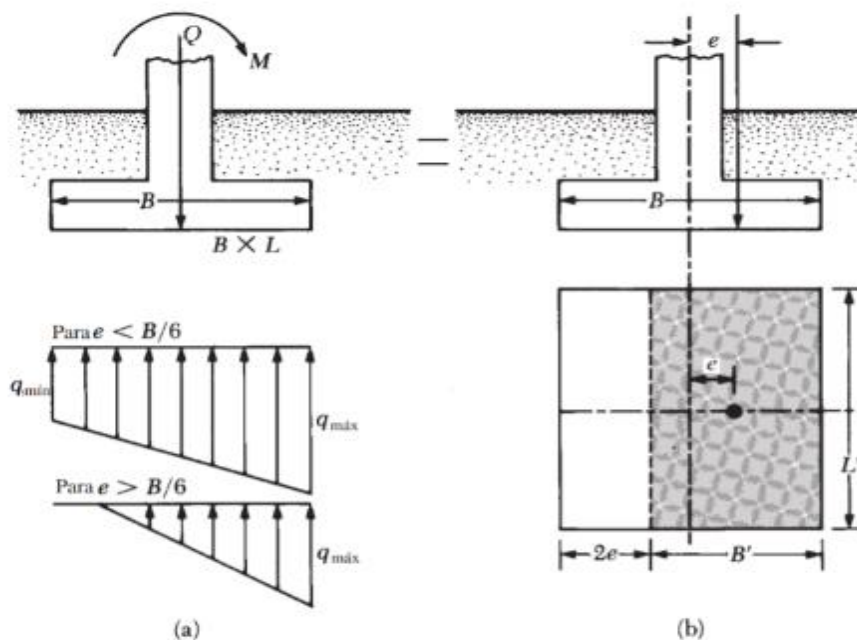
N_c , N_q , N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales y solo son funciones del ángulo de fricción del suelo ϕ'

2.7.2 Cimentaciones cargadas excéntricamente

Al igual que con la cimentación de un muro de contención, hay varios casos en los que las cimentaciones están sometidas a momentos, además de la carga vertical. En tales casos, la distribución de la presión ejercida por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es.

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

Figura 2. 14 Cimentaciones cargadas excéntricamente



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica-Braja M. Das. Pag.491

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Q = Carga vertical total

M= Momento sobre la cimentación

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

El factor de seguridad para tales tipos de carga contra la falla en la capacidad de carga puede ser evaluado utilizando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), que se conoce generalmente como el método de área efectiva. El siguiente es el procedimiento de Meyerhof paso a paso para la determinación de la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga.

1. La figura 2.15b muestra un sistema de fuerza equivalente al mostrado en la figura 2.15a. La distancia e es la excentricidad, o

$$q_{max} = \frac{M}{Q}$$

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Observe que, en estas ecuaciones, cuando la excentricidad e se convierte en $B/6$, q_{min} es 0. Para $e > B/6$, q_{min} será negativa, lo que significa que la tensión se desarrolla. Debido a que el suelo no puede tener ningún tipo de tensión, habrá una separación entre la cimentación y el suelo subyacente. La naturaleza de la distribución de la presión sobre el suelo será como se muestra en la figura 2.15a. El valor de q_{max} es entonces

$$q_{max} = \frac{Q}{3L(B - 2e)}$$

2. Determinar las dimensiones efectivas de la cimentación cuando

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{longitud efectiva} = L$$

Tenga en cuenta que, si la excentricidad fuera en la dirección de la longitud de la cimentación, entonces el valor de L' sería igual a $L - 2e$. El valor de B' sería igual a B . La más pequeña de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es la anchura efectiva de la cimentación.

3. Para la capacidad última de carga.

$$q'u = c'NcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + \frac{1}{2}\gamma B'N\gamma F\gamma sF\gamma dF\gamma i$$

4. La carga última total que la cimentación puede sostener es.

$$Q_{ult} = \underbrace{q'u(B')}(A')$$

Donde A'= área efectiva

5. El factor de seguridad contra la falla en la capacidad de carga es.

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q}$$

2.7.3 Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

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

Para condiciones normales de control de calidad:

$$\gamma_c = 1,50 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15 \quad ; \quad \gamma_f = 1,60$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad ; \quad F_d = F_k * \gamma_f$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a + b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}$$

$$d_3 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} \leq \frac{2(b - b_o)}{4 + k}$$

Donde:

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t}$$

$$f_{vd} = 0.5\sqrt{f_{cd}} \text{ (kp/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{a * b}$$

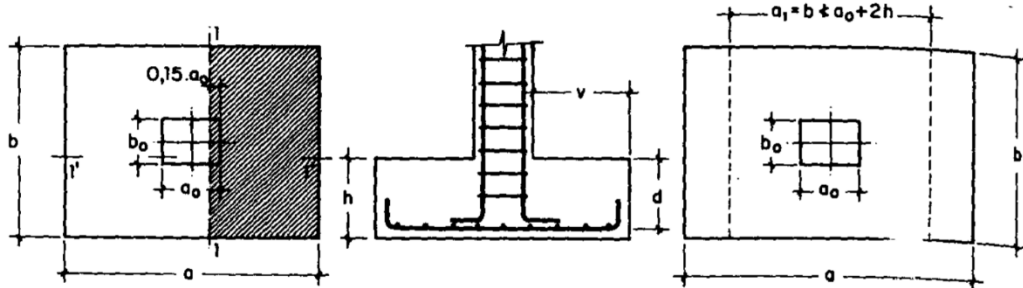
Determinación de la armadura de tracción

Secciones 1-1 y 1'-1'; 0.15*a_o y 0.15*b_o

Carga del terreno

$$\sigma = \frac{N}{a * b}$$

Figura 2. 15 Calculo a flexión de una zapata flexible



Fuente: Jiménez Montoya 14(edición) Pag.510

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

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

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} > A_{min} = \rho_{min} * b * d$$

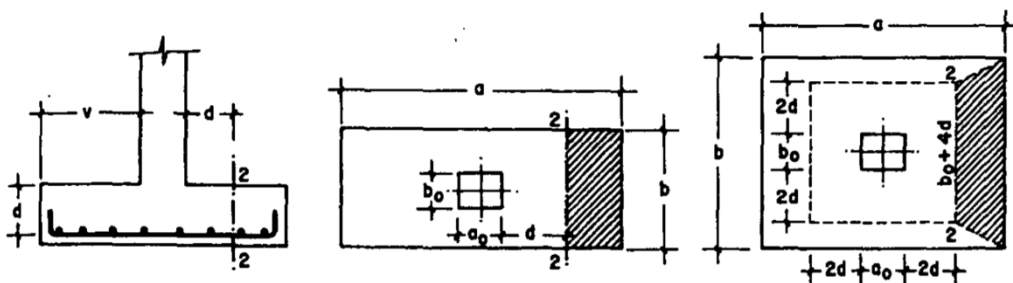
$$\rho_{min} = 0,0018 \left(\frac{p}{AE} - 400 \right)$$

Comprobación al cortante y punzonamiento.

• Zapatas rígidas ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)

- 1) cuando el vuelo sea $v \leq 1,5 * b$; la sección de referencia 2-2 a una distancia $d/2$ de la cara del soporte, su ancho es $b_0 + d \neq b$, y su canto $d_2 \neq 1.5 * v_2$; se debe verificar que:

Figura 2. 16 Comprobaciones a esfuerzo cortante y a Punzonamiento



Fuente: Jiménez Montoya 14(edición) Pag.511

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} * \frac{(b * b_o + d) * (a - a_o - d)}{4} \leq 2 * f_{vd} * (b_o + d) * d_2$$

2) Cuando el vuelo sea $v > 1,5 * b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante, separada a una distancia d del parámetro del soporte, de ancho b y canto d_3 .

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

- **Zapatas flexibles ($v > 2h$), en alguna dirección principal)**

Se debe realizar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. A cortante es idéntica a la indicada para zapatas rígidas en el apartado anterior.

Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$; en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal. La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los parámetros del soporte, es decir, en la sección $A_c = 2(a_o + d + b_o + d) * d_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} (a * b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_c * 2f_{vd}$$

Para soportes muy alargados $a_o > 2b_o$:

$$f_{yd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) * \sqrt{f_{cd}}$$

Comprobación de adherencia

Secciones: 1-1 y 1'-1', el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{Y_f * N}{a} \left(\frac{a - a_o}{2} \right) + 0.15 * a_o$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$\tau_b = \frac{Y_d}{0.9 * d * n * \pi * \emptyset} = f_{cd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}}$$

Donde: n = número de barras de diámetro \emptyset

$K=0,95$ para zapatas rígidas y $k= 2$ para zapatas flexibles

2.8 Estrategia para la ejecución de la obra

2.8.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son un conjunto de disposición que norman las exigencias sobre los materiales a utilizar en determinada actividad, las pruebas de control de calidad en las diferentes etapas de la construcción y las modalidades para la medida y el pago de la obra ejecutada. También incluyen una descripción de los procedimientos más usuales y lógicos para construir las obras de manera que éstas se ajusten a los requisitos especificados.

Se puede afirmar que las especificaciones son las “reglas del juego” en cuanto a que en ellas se define “como hacer las cosas” y “que” usar en la construcción de tal manera que la obra en sí quede “bien hecha”. En el caso de la realización de estudios, o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

En resumen, las especificaciones técnicas son propiedades para cada actividad a realizar y están conformadas por:

- Descripción de la actividad.
- Materiales, herramientas y equipo a utilizar.
- Forma de ejecución.
- Medición y pago.

2.8.2 Precios unitarios

Es el conjunto de costos directos e indirectos que reflejan el precio de una actividad o ítem de obra.

El precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución.

El precio unitario, consecuentemente se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos indirectos (CI) en relación con el volumen de obra y, por lo tanto, la expresión matemática del precio unitario puede escribirse de la siguiente manera:

$$PU = CD + CI$$

Los costos directos son los que engloban el costo del material, el costo de la mano de obra y el costo del equipo del equipo a utilizar.

Por el análisis de precios unitarios se hará empleo del formulario “B-2” análisis de precios unitarios, propuesto en los documentos base de contratación de obras empleados en nuestro País

2.8.3 Cómputos métricos

El cómputo métrico es un problema de mediciones longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas, computar es entonces medir, cómputo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- Establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico supone el conocimiento de los procedimientos constructivos de la práctica y su éxito depende en gran medida de una experiencia sólida. El trabajo de medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la obra misma, o sobre los planos.

Cómputo en plano. - Significa realizar los trabajos de medición en los planos del proyecto con la ayuda de un escalímetro teniendo mucho cuidado en la observación de las escalas.

Cómputo en obra. - Este trabajo se lo efectúa en el lugar de la obra, cuando ésta se encuentra en la ejecución con la ayuda de una cinta métrica en flexómetro de acuerdo a las normas establecidas.

2.8.4 Presupuesto

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra o de una de sus partes. Es como su nombre lo indica la predicción de un hecho futuro cuya magnitud debe representar con toda la exactitud con que ella pueda determinarse.

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma y por ende la suma del costo parcial de todas las actividades nos da el presupuesto total de la obra.

2.8.5 Planteamiento y cronograma

El propósito principal de la planificación es establecer un conjunto detallado de directrices que permita al equipo de trabajo saber exactamente:

Saber exactamente qué tiene que hacerse, quién lo tiene que hacer y cuándo se tiene que hacer además es necesario que:

Que las actividades requeridas para completar el proyecto estén delineadas y coordinadas de manera precisa.

Que los recursos necesarios estén disponibles cuándo y dónde sean necesarios y en la cantidad correcta.

Saber cuáles actividades se pueden realizar simultáneamente y cuáles tienen que hacerse secuencialmente.

Entender que en todo proyecto siempre estará presente la incertidumbre y la necesidad de manejar los riesgos a los cuales se expone el proyecto.

2.8.6 Técnicas para la programación del proyecto

Se tienen las siguientes técnicas:

Diagrama de Gantt. – Los diagramas de Gantt son un método habitual para la programación de proyectos.

Gráfica que muestra tanto la cantidad de tiempo, como la secuencia en la cual pueden desempeñarse las actividades.

Gráfica de planeación usada para programar recursos y asignar tiempos.

El principal inconveniente del Diagrama de Gantt es que no muestra adecuadamente las interrelaciones entre las actividades y los recursos.

Método de redes. - Gráfica integrada por las FLECHAS que representan las ACTIVIDADES y por círculos o NODOS que representa los eventos, ambos unidos de forma tal, que permiten indicar gráficamente la relación de dependencia cronológica y secuencial.

Forman parte de este método el camino crítico CPM y la Técnica de evaluación y revisión de programas PERT.

Estas dos técnicas siguen los pasos básicos:

- Definir el proyecto y todas sus actividades o tareas importantes.
- Definir las relaciones entre las actividades: decidir qué actividades deben preceder y cuáles deben seguir a las otras.
- Dibujar el grafo que conecta todas las actividades.
- Asignar las estimaciones de duración y coste a cada actividad.
- Calcular el camino de mayor duración del grafo. Este es el denominado camino crítico.

Microsoft Project. - Es un software especializado en administración de proyectos, es una opción para generar informes que incluyen desglose de costos por cada actividad, pronósticos de materia prima, análisis de tiempo y estado del trabajo, siendo sus ventajas las siguientes.

- Útil para dibujar redes de proyecto.
- Identificar el programa del proyecto.
- Permite dar seguimiento a las actividades individuales en términos de tiempo, costo y uso de recursos.

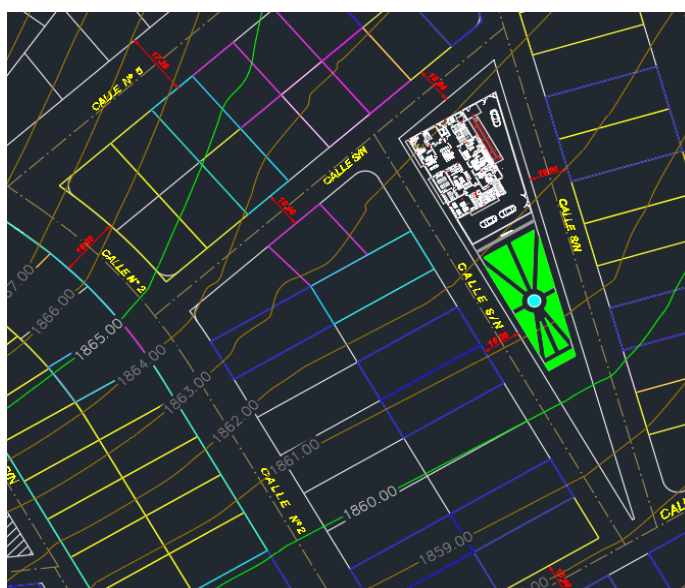
CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

3 CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Levantamiento topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la Presidenta de barrio Retamas de la ciudad de Tarija, el terreno cuenta con una superficie útil de 1930,569 m², topográficamente se considera una superficie semiplano con un desnivel máximo de 1m, a partir de la cota 1863,00 msnm hasta la cota 1862,00 msnm

Figura 3. 1 Curvas nivel



Fuente: Elaboración propia

3.2 Análisis del estudio de suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST).

Dicho ensayo se realizó en dos pozos, ubicados en lugares estratégicos del terreno con profundidades variables.

El estudio de suelos fue elaborado por la empresa CEPAS CONSULTORA Y CONSTRUCTORA. Dando como resultado lo que indica a continuación.

Tabla 3. 1 Características del suelo

Muestra	Profundidad (m)	δ_{Adm} (kg/cm ²)
S-01	2,00	1,85
S-02	3,00	1,75
S-02	4,00	2,26

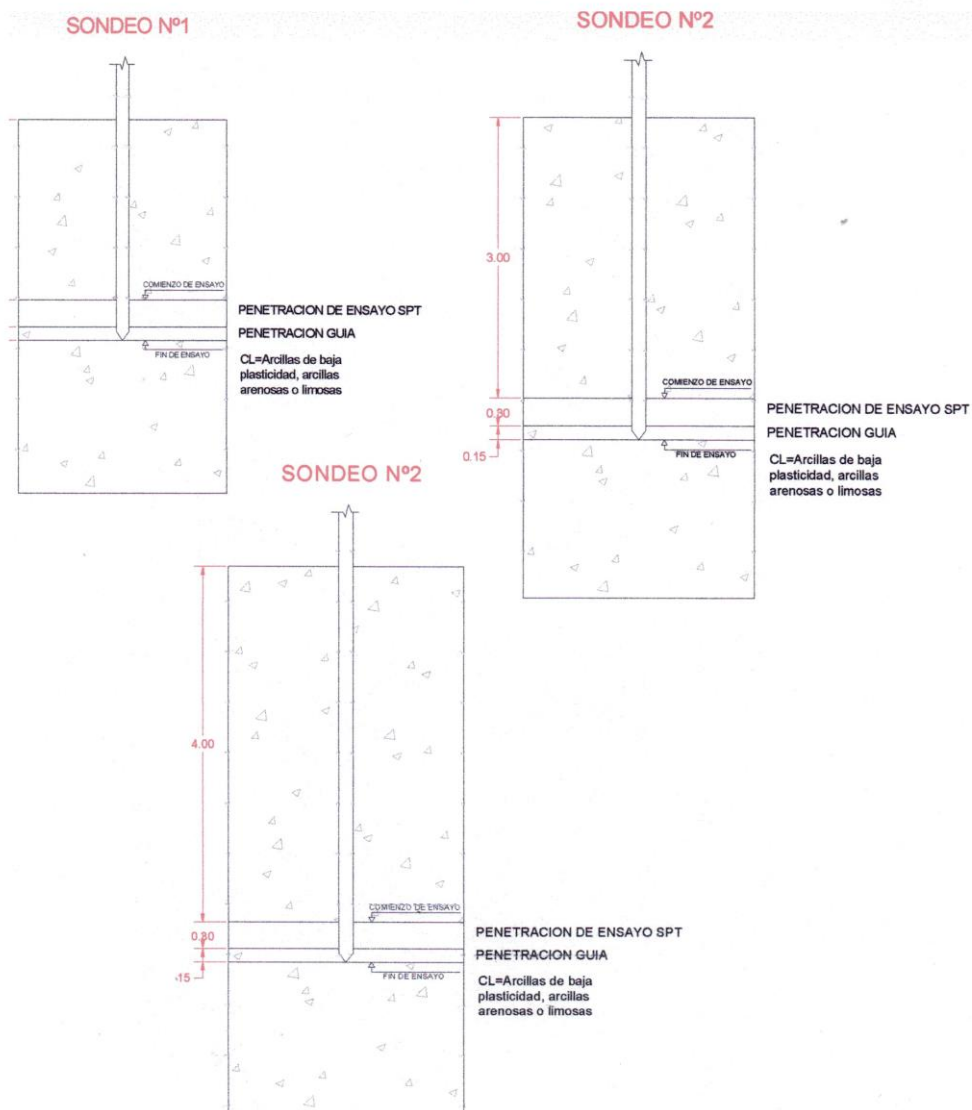
Fuente: CEPAS Consultora y constructora

Tabla 3. 2 Propiedades Físico-Mecánicas

SONDEO S-01	
Profundidad	2,00metros
Número de golpes	21
Descripción	CL= Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcilla arenosa o arcilla limosa.
Humedad Natural	9,52%
Capacidad	1,85(kg/cm ²)
SONDEO S-02	
Profundidad	3,00metros
Número de golpes	19
Descripción	CL= Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcilla arenosa o arcilla limosa.
Humedad Natural	10,09%
Capacidad	1,75(kg/cm ²)
SONDEO S-02	
Profundidad	4,00metros
Número de golpes	25
Descripción	CL= Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcilla arenosa o arcilla limosa.
Humedad Natural	10,51%
Capacidad	2,26(kg/cm ²)

Fuente: CEPAS Consultora y constructora

Figura 3. 2 Perfil Geotécnico



Fuente: CEPAS Consultora y constructora

Para el presente proyecto se tomará como medida de seguridad la resistencia más desfavorable, como resultado se tiene el pozo S-02, siendo este un suelo Arcilloso, Clasificación AASHTO A-6(7); Clasificación SUCS (CL), con una capacidad portante de 1,75 kg/cm².

- **Determinación de la capacidad portante del terreno con la fórmula de Terzaghi**
Sondeo N°2 a 3 metros de profundidad

γ = Densidad del suelo = 20 kn/m³

Df= Profundidad = 3m

B= menor dimensión del pozo 1,5

N= número de penetración medido= 19

Ángulo de fricción: 7,60°

Cohesión del suelo:

$$N_{60} = \frac{N * \eta_H * \eta_B * \eta_S * \eta_R}{60}$$

Donde:

N₆₀= Número de penetración estándar corregido para condiciones de campo

N= Número de penetración medido= 19

η_H = eficiencia del martillo (%) = 45

η_B = Corrección para el diámetro de la perforación = 1

η_S = Corrección del muestreo = 1

η_R = Corrección para la longitud de la varilla= 0,75

Tabla 3. 3 Variación de η_H , η_B , η_S , η_R

4. Variación de η_R	
Longitud de la varilla (m)	η_R
>10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

1. Variación de η_H (%)

País	Tipo de martillo	Lanzamiento del martillo	η_H (%)
Japón	Anillos	Caída libre	78
	Anillos	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	45
Argentina	Anillos	Cuerda y polea	45
	Anillos	Cuerda y polea	60
China	Anillos	Cuerda y polea	50

2. Variación de η_B

Diámetro(mm)	η_B
60–120	1
150	1,05
200	1,15

3. Variación de η_S

Variable	η_S
Muestreado estándar	1,0
Con revestimiento para arena densa y arcilla	0,8
Con revestimiento para arena suelta	0,9

Fuente: Braja M. Das (2015). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 4^{da} edición

$$N_{60} = \frac{19 * 45 * 1 * 1 * 0,75}{60}$$

$$N_{60} = 10.687$$

$$C_u = K * N_{60} = 4,4 \frac{KN}{m^2} * 10,687$$

El valor de K es aproximadamente de 4,4KN/m². “Fundamentos de ingeniería geotécnica. Braja M. Das. Pág. 296.”

$$C_u = 47,025 \text{ kn/m}^2$$

Según el libro de “Mecánica de Suelos y Cimentación de Crespo Villala. Capítulo 20 Pag.295” Para zapatas cuadradas $c = 0,867 * c_u$

$$C = 0,867 * 47,025 = 40,77 \text{ KN/m}^2$$

$$C = 40,77 \text{ kn/m}^2 = 4077 \text{ Kg/m}^2$$

Los factores de capacidad de carga (ruptura localizada) para un ángulo de rozamiento de $\phi = 7,6^\circ$

Tabla 3. 4 Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ' (grad)	N_c	N_q	N^{α}_{γ}	ϕ' (grad)	N_c	N_q	N^{α}_{γ}
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Das Braja M. (2015). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 4^{da} edición

$N_c = 8,60$

$N_q = 2,21$

$N_{\gamma} = 0,35$

$q =$ Sobrecarga del suelo que está encima de la base de la zapata:

$$q = \gamma * D_f = 20 * 3 = 60 \text{ Kn/m}^2 = 6000 \text{ kg/m}^2$$

Para el tipo de ruptura localizada la capacidad de resistencia del suelo, para una zapata cuadrada es:

$$q_{adm} = 1,3 * c * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_{\gamma}$$

$$q_{adm} = 1,3 * 4077 * 8,6 + 6000 * 2,21 + 0,4 * 2000 * 1,5 * 0,35$$

$$q_{adm} = 59.260,86 \text{ kg/m}^2$$

FS = 3

$$q_{adm} = \frac{59.260,86}{3} = \frac{19.753,62Kg}{m^2}$$

$$q_{adm}=1,975kg/cm^2$$

- **Determinación de la capacidad portante del terreno con la fórmula de Terzaghi**
Sondeo N°2 a 4 metros de profundidad

γ = Densidad del suelo = 20,9 kn/m³

Df= Profundidad = 4m

B= menor dimensión del pozo 1,5

N= número de penetración medido= 25

Ángulo de fricción: 10°

Cohesión del suelo:

$$N_{60} = \frac{N * \eta H * \eta B * \eta S * \eta R}{60}$$

$$N_{60} = \frac{25 * 45 * 1 * 1 * 0,75}{60}$$

N60= 14.1

$$C_u = K * N_{60} = 4,4 \frac{KN}{m^2} * 14,1$$

El valor de K es aproximadamente de 4,4KN/m². “Fundamentos de ingeniería geotécnica. Braja M. Das. Pág. 296.”

Cu= 62,04 kn/m²

Según el libro de “Mecánica de Suelos y Cimentación de Crespo Villala. Capítulo 20 Pag.295” Para zapatas cuadradas $c' = 0,867 * c_u$

C'= 0,867* 62,04= 5378 KN/m²

C'=53,78kn/m²=5378Kg/m²

Los factores de capacidad de carga (ruptura localizada) para un ángulo de rozamiento de $\phi = 10^\circ$

$$N_c = 9,61$$

$$N_q = 2,69$$

$$N_\gamma = 0,56$$

q= Sobrecarga del suelo que está encima de la base de la zapata:

$$q = \gamma * D_f = 20,9 * 4 = 83,6 \text{ Kn/m}^2 = 8360 \text{ kg/m}^2$$

Para el tipo de ruptura localizada la capacidad de resistencia del suelo, para una zapata cuadrada es:

$$q_{adm} = 1,3 * c * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_{adm} = 1,3 * 5378 * 9,61 + 8360 * 2,69 + 0,4 * 2090 * 1,5 * 0,56$$

$$q_{adm} = 90.377,99 \text{ kg/m}^2$$

$$FS = 3$$

$$q_{adm} = \frac{90.377,99}{3} = \frac{30.125,99 \text{ Kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{adm} = 3,01 \text{ kg/cm}^2$$

Por seguridad se usará la capacidad portante de $1,75 \text{ kg/cm}^2$ que se encuentra a 3 metros de profundidad y se sabe que a 4 metros tiene capacidad de $2,26 \text{ kg/cm}^2$ por lo tanto no habrá problemas a futuro. EL informe del estudio de suelo en Anexo A-1

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El presente proyecto tiene un área de $505,11 \text{ m}^2$ y un perímetro de $90,46 \text{ m}$, además está conformado por los siguientes ambientes:

Planta baja: Enfermería, Baño personas con discapacidad, Baño mujeres, Baño hombres, Dormitorio portero, Sala de espera, Farmacia, Consultorio 1, Pesaje adultos, Pesaje niños, Rec. Archivos y fichaje, Depósito farmacia, Caja fuerte, Depósito activos fijos, Depósito final SRGS, Vestidor mujeres, Vestidor hombres, Consultorio odontológico.

Primer piso: Baño mujeres, Baño varones, Trabajo sucio, Trabajo limpio, Enfermería polivalente, Sala de espera, Balcón, Examen, Hematología, Bioquímica, Toma de muestras, Centrifugado, Recepción, Orientación, Laboratorio, Informes, Microscopía, Limpieza de material, Vacunatorio, Consultorio medicina tradicional, Consultorio médico 1, Consultorio médico 2.

Segundo piso: Terraza, Servicio social, Baño mujeres, Baño varones, Baño capacidades diferentes, Dirección, Comedor, Despensa, Cocina, Depósito, Sala multiusos, Balcón

Figura 3. 3 Planos arquitectónicos



Fuente: Elaboración propia

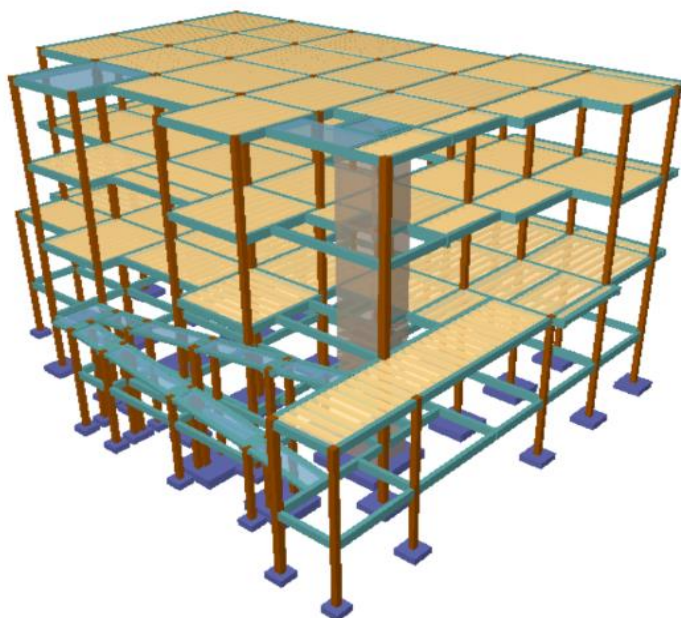
3.4 Modelo estructural

La descripción del modelo estructural obedece a la siguiente clasificación:

3.4.1 Estructura de Sustentación

- **Fundaciones:** Compuesta por zapatas aisladas.
- **Columnas:** Compuesta por secciones cuadradas.
- **Vigas y sobrecimientos:** Compuesta por secciones rectangulares.
- **Entrepisos:** Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losa maciza.

Figura 3. 4 Esquema estructural del Centro de Salud Retamas



Fuente: Elaboración propia

3.5 Datos generales del proyecto

3.5.1 Normativa de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó de los estados límites últimos empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87

- Coeficiente de minoración de resistencia de los materiales
 $\gamma_c=1,5$ (Hormigón)
 $\gamma_s=1,15$ (Acero)
- Coeficiente de mayoración de las cargas
 $\gamma =1,6$ (Fuerzas)

3.5.2 Materiales empleados

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplearon los materiales típicos que conforman el hormigón armado, presentado estos las siguientes características

- **Materiales empleados en el hormigón armado.**
 $F_{ck}=250 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del hormigón en compresión)
 $F_{yk}=5000 \text{ kg/cm}^2$ (Limite elástico característico del acero)
- **Nivel de control en la ejecución**
 El nivel de control en la ejecución de los diferentes elementos de hormigón armado para el proyecto es el control normal
- **Capacidad portante del suelo**
 La capacidad portante del suelo para el diseño del proyecto es $q_{adm}= 1,75 \text{ kg/cm}^2$

3.6 Análisis de carga y predimensionamiento

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CYPECAD en su versión 2018, se procederá a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa vigente en nuestro país, el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87

3.6.1 Cargas consideradas sobre la estructura

Se determinará dos tipos de cargas

Carga permanente: la cual comprende.

- Peso propio del forjado.
- Peso del sobre piso y acabados.
- Peso de muros más revoques.

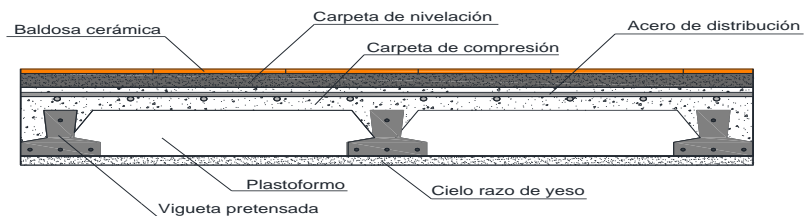
- Peso de baranda.
- Peso de escaleras.

Cargas accidentales

- Sobrecarga en la losa alivianada.
- Carga de sismo.
- Carga de viento.

Losa alivianada: Las cargas consideradas para la losa unidireccional son las que a continuación se mencionan:

Figura 3. 5 Corte transversal del forjado de la vigueta



Fuente: Elaboración propia

La carga muerta calculada a continuación corresponde a los acabados considerados sobre la losa alivianada.

La carga muerta corresponde al forjado de viguetas, es calculada por el programa CYPECAD, con las siguientes características:

- Forjado de viguetas de hormigón pretensado

Canto de bovedilla = 20cm

Espesor capa compresión= 5cm

Bovedilla: polietileno

Ancho del nervio= 12cm

Volumen de hormigón= $0,098\text{m}^3/\text{m}^2$

a) Cargas permanentes

• Peso propio del forjado

Se optará por una losa alivianada de viguetas de hormigón pretensado con complemento de plastoformo por ser una opción conveniente en el aspecto económico y técnico.

El programa CYPECAD 2018 introduce automáticamente el peso que corresponde a la geometría de la estructura, por lo tanto, se necesita calcular el peso debido al revestimiento cerámico, instalaciones, sobre piso para el cerámico y cielo falso para introducirlos en dicho programa

• Peso del sobre piso y acabados (ambientes)

1. Carpeta de nivelación de hormigón

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

$$\gamma = 2200\text{kg/m}^3$$

$$\text{Peso carpeta de nivelación} = 110\text{ kg/m}^2$$

2. Mortero para cerámico

$$h = 1,0\text{cm}$$

$$\gamma = 1500\text{kg/m}^3$$

$$\text{Peso mortero cerámico} = 15\text{ kg/m}^2$$

3. El peso del revestimiento cerámico

$$h = 1\text{cm}$$

$$\gamma = 1800\text{kg/m}^3$$

$$\text{Peso cerámico} = 18\text{ kg/m}^2$$

4. Peso Cielo Razo

$$h = 2\text{cm}$$

$$\gamma = 1250\text{kg/m}^3$$

$$\text{Peso cielo Razo} = 25\text{ kg/m}^2$$

Al programa se introduce la siguiente carga.

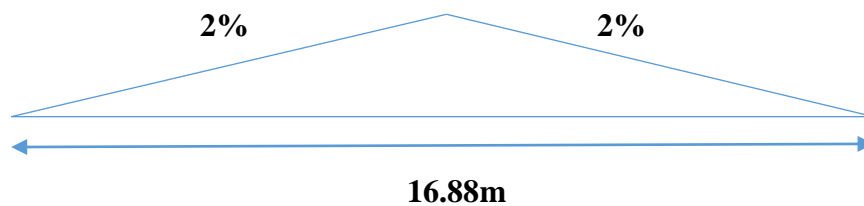
$$CM = \frac{110kg}{m^2} + \frac{15kg}{m^2} + \frac{18kg}{m^2} + \frac{25kg}{m^2} = \frac{168kg}{m^2}$$

Por lo tanto, la carga de sobre piso y acabado por metro cuadrado que actúa sobre los ambientes

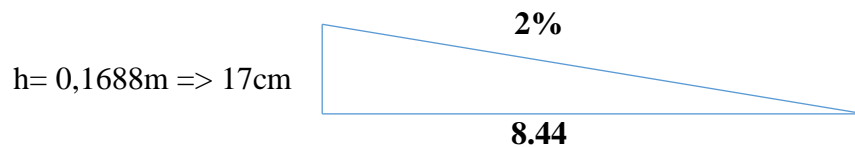
$$CM=170 \text{ kg/m}^2$$

- **Sobre forjado (Nivel Terraza)**

La terraza al ser una superficie plana expuesta a la intemperie debe tener una capa de contra piso de nivelación que ayude a desalojar el agua de lluvias y no convertirse así en un contenedor de la misma provocando algunas fallas como goteras prematuramente en la estructura.



Por tanto, se establece una pendiente de 2%



Entonces para toda la superficie se prevé un promedio de una capa de 8,5cm de altura como contra piso de nivelación repartido uniformemente.



$$CM = W_{\text{nivelacion}} + W_{\text{revoque}}$$

Carpeta de contra piso nivelación de hormigón

$$h = 8,5cm$$

$$\gamma = 2200kg/m^3$$

$$\text{Peso carpeta de nivelación} = 187kg/m^2$$

Peso revoque de cielo raso (yeso)

$h = 2\text{cm}$

$\gamma = 1250\text{kg/m}^3$

Peso revoque de yeso = 25kg/m^2

Al programa se introduce la siguiente carga

$$CM = \frac{187\text{kg}}{\text{m}^2} + \frac{25\text{kg}}{\text{m}^2} = \frac{212\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Por seguridad se adopta $CM = 212\text{kg/m}^2$

- **Peso propio de viga**

El programa CYPECAD 2018 calcula el peso propio de la viga

$$P_{pviga} = b * h * \gamma_{HA}$$

Donde:

b = Base da la viga

h = Altura de la viga (variable)

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

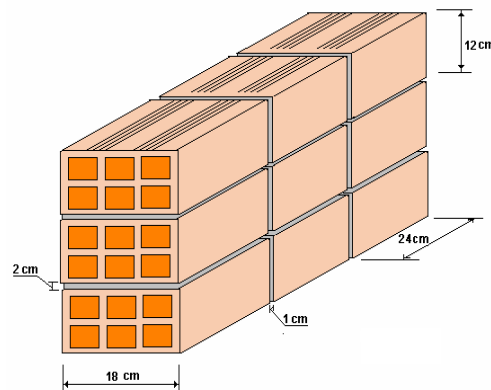
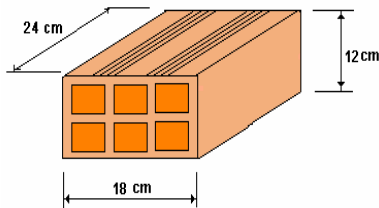
- **Peso de muros más revoque (Muro exterior)**

El espesor de las paredes es de 20cm, lo que implica el ladrillo en posición de 18 cm con revoque exterior e interior de 1cm

$$P = e * \gamma$$

Suponiendo junta vertical de 1cm

Junta horizontal de 2cm



Datos:

Ancho (a)	0,24 m
Alto(h)	0,12 m
Espesor (E)	0,18 m
Es. Mortero	0,02m
Peso	3,6 kg/pza.
Perdida ladrillo	8%

Cálculo del Número de ladrillo		
Número de ladrillo	$\frac{1}{(a + e) * (h + e)}$	27,47
Perdida por rotura	%*Número de ladrillo	29,66
Total de número de ladrillos		30 pza./m ²

Vol. de ladrillo en 1 m² de muro= 18*12*24*30= 155520cm³/m²

Vol. de mortero en m²= 100*100*18-155520= 0.02448m³/m² de mortero

Vol. de mortero con perdida = 0,02448+0,02448*0,1=0,026928 m³/m²

INSUMOS

Ladrillos 30pza/m²*3,6kg/pza.= 108kg/m²

Mortero 0,026928m³/m²*2100kg/m³= 56,54kg/m²

Revoque externo(mortero)= 0,010m*2100kg/m³= 21kg/m²

Revoque interno(yeso) 0,01m*1200kg/m³= 12kg/m²

Total= 108 + 56.54 + 21 + 12 = 197,54kg/m²

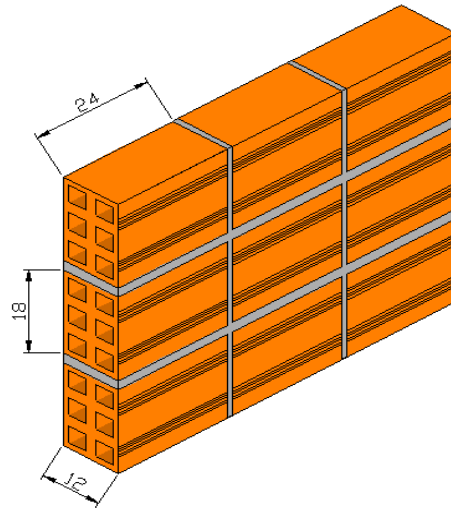
Para una altura h de muro de 3,96m= 197,54kg/m²*3,96m= 782,25kg/m

Por seguridad se adopta: **783kg/m**

- **Peso de muro interno**

Datos:

Ancho (a)	0,24 m
Alto(h)	0,18 m
Espesor (E)	0,12 m
Es. Mortero	0,02m
Peso	3,6 kg/pza.
Perdida ladrillo	8%
perdida de mortero	10%



Cálculo del número de ladrillo		
Número de ladrillo	$\frac{1}{(a + e) * (h + e)}$	19,23
Perdida por rotura	%*Número de ladrillo	20,76
Total de número de ladrillos		21 pza./m ²

Vol. de ladrillo en 1 m² de muro= 18*12*24*21= 108864cm³/m²

Vol. de mortero en m²= 100*100*12-108864= 0,011136m³/m² de mortero

Vol. de mortero con perdida = 0,011136+0,011136*0,1=0,01225 m³/m²

INSUMOS

Ladrillos 21pza/m²*3,6kg/pza.= 75,6kg/m²

Mortero 0,01225m³/m²*2100kg/m³= 25,725kg/m²

Revoque externo(mortero)= 0,010m*2100kg/m³= 21kg/m²

Revoque interno(yeso) 0,01m*1200kg/m³= 12kg/m²

Total= 75,6 + 25,73 + 21 + 12 = 134,33kg/m²

Para una altura h de muro de 3,96m= 134,33kg/m²*3,96m= 531,947kg/m

Por seguridad se adopta: **535kg/m**

- **Peso de barandado**

Pasamanos de tubo galvanizado

Diámetro externo 2plg= 5,08cm (d1)

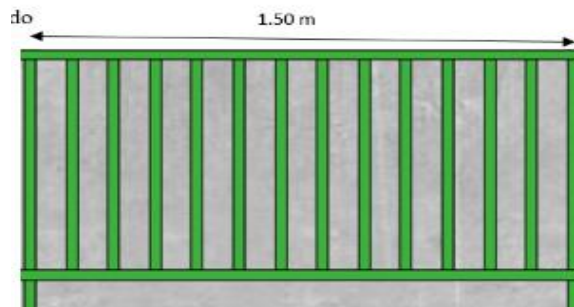
Diámetro interno 1,6plg= 4,06cm (d2)

Espesor= 1cm

Peso específico 7700kg/m³

Altura del pasamanos 1m

Figura 3. 6 Detalle de baranda de tubo galvanizado



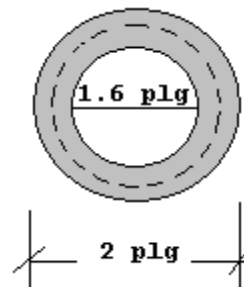
Fuente: Elaboración propia

$$\text{Área externa} = \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} = 20,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área interna} = \frac{\pi \cdot d_2^2}{4} = 12,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 20,27 \text{ cm}^2 - 12,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 7,32 \text{ cm}^2$$



$$\text{Carga baranda} = \gamma AG = \frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4} \cdot N \text{ barras}$$

$$\text{Carga baranda} = 7700 = \frac{\pi \cdot (0,0508^2 - 0,0406^2)}{4} \cdot 7$$

$$\text{Carga baranda} = 39,46 \text{ kg/m}$$

Se adoptará **40kg/m (para la rampa)**

Carga viva de barandado 1KN/m

• **Carpintería metálica con vidrio**

Vidrio de 6mm de espesor= 15kg/m²

La altura que se tiene es 3,96m

$$\text{Carga de vidrio} = \frac{15\text{kg}}{\text{m}^2} * 3,96\text{m} = \frac{59,4\text{kg}}{\text{m}}$$

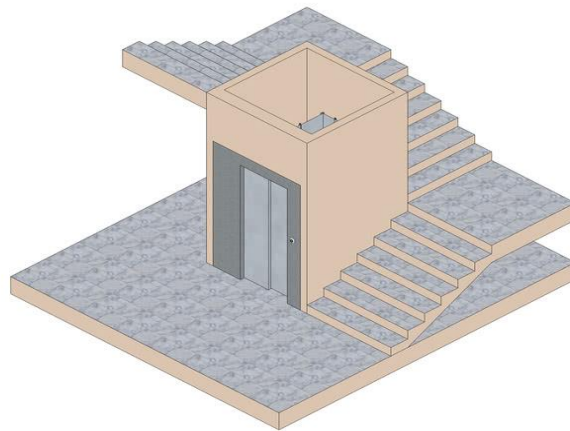
Se adoptará **60kg/m**

- **Peso de escalera**

Dimensionamiento de las escaleras

Según el plano arquitectónico el tipo de escalera que va tener la estructura será una escalera de tres tiros rectos.

Figura 3. 7 Escalera de tres tramos con hueco de ascensor



Fuente: <https://3dwarehouse.sketchup.com/model/0924d406-082b-4dc0-8065-20b8ad944bc1/Hueco-escalera-con-ascensor?hl=es>

Datos:

Altura a salvar = 3,96m

CH= Contrahuella 20m

Nº de escalones: 3,96/CH tipo= 396cm/20cm= 19,8 aprox. 20

Huella adecuada: 30cm

Peso propio= Determinado por el programa CYPECAD 2018

- **Peso del ascensor**

Carga: 450kg

Capacidad: 6 personas

Número de embarques: 1

Sistema de accionamiento: Eléctrico regulado (240 conexiones/hora)

Maniobra: Sistema de control ARCAIII, multiprocesador de bajo consumo

Tipos de puerta: Automáticas de puerta lateral

Dimensiones:

Ancho de cabina: 1m

Fondo de la cabina: 1,25m

Luz de la puerta: 0,8m

Altura interior de la cabina: 2,10 m

b) Cargas accidentales.

- **Sobrecarga en la losa alivianada:**

Para determinar la carga viva en la losa se tiene las siguientes sugerencias de la Norma NBE-AE-88

Tabla 3. 5 Sobrecargas de uso sugerencias por la Norma NBE-AE-88

HOTELES, HOSPITALES, CARCELES, etc.	kg/m²
zonas públicas,	300
escaleras, accesos	400
locales de reunión y de espectáculos	500
*balcones volados	según art. 3.5

Fuente: Tabla 3.1 sobrecargas de uso NBE-AE-88

(*) Se considera una carga línea actuando en sus bordes frontales de 200kg/m

- **Carga superficial de Tanque de agua**

Tanque de agua (TANK BURG) =**1200kg/m²**

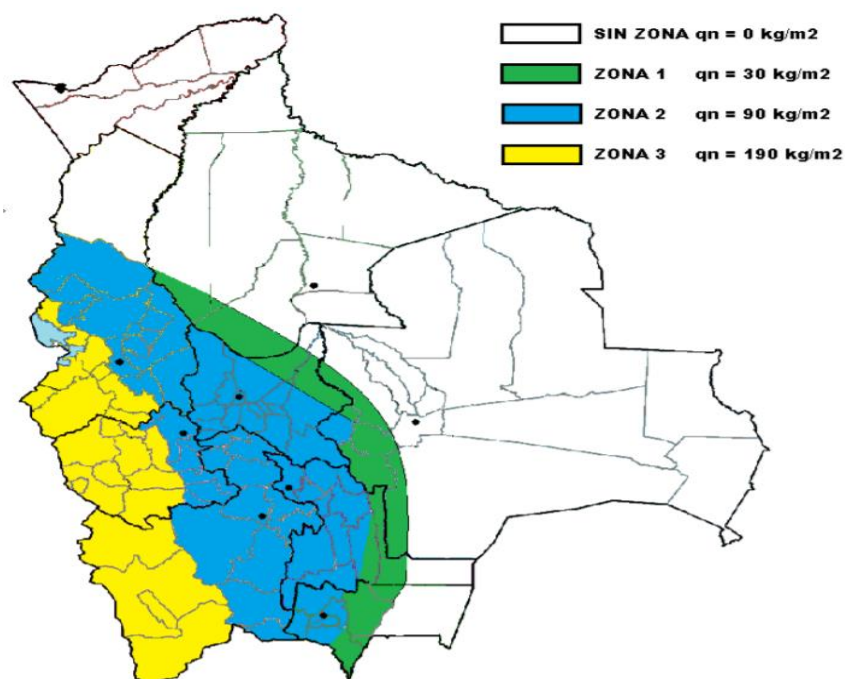
- **Carga de granizo**

En las localidades donde haya registro histórico de alguna granizada con acumulación de granizo de una altura mayor o igual a 15centímetros se calculará la carga de granizo base (q_g) en lugar de la carga de nieve base (q_n). Para ello se multiplicará por el factor de granizo Kg

$$qg = qn * kg$$

Este valor será válido para espesores registrados de granizo de máximo 30cm

Figura 3. 8 Zonificación de la carga de nieve base



Fuente: Guía para evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia. Nieve-Granizo-Hielo-viento sobre cubiertas

Factor de granizo $Kg=2,50$ (Se aplicará en localidades que tengan reportes de granizo con $e>15\text{cm}$)

Carga de nieve base $qn=90\text{kg/m}^2$ (Según la figura Tarija cae en la zona 2)

$$qg = 90 * 2,50$$

$$qg = \frac{225\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga de granizo: **225kg/m²**

- **Carga de viento**

Para la introducción de datos en el programa CYPECAD versión 2018 se utiliza.

De acuerdo a la ubicación el proyecto, según los datos proporcionados por SENAMHI la velocidad máxima del viento de la capital del departamento de Tarija es 24 m/s.

Tabla 3. 6 Velocidades básicas del viento en Bolivia

Ciudad	V(m/s)
Cochabamba	44.3
La Paz	29.5
Oruro	29.4
Potosí	30.2
Santa Cruz	42.6
Sucre	32.4
Tarija	24
Trinidad	40
Cobija	26.5

Fuente: Norma APNB1225003-1

La carga de viento para la introducción al programa requiere como datos los Anchos de Banda que son las longitudes de la fachada expuestas en dirección perpendicular a la acción del viento y la velocidad de referencia.

Los anchos de banda se obtienen de los planos arquitectónicos en el sentido X = 26,13 m y el sentido Y = 20,10 m.

Los valores obtenidos de esta Norma Boliviana que está en revisión de la velocidad del viento para la ciudad de Tarija es de 24 m/s.

Entonces introduciendo al programa los datos mencionados anteriormente quedan de la siguiente manera:

Figura 3. 9 Consideraciones de la acción del viento en el programa CYPECAD

Normativa para el cálculo de la sobrecarga de viento

Argentina España

Bolivia Francia

Brasil Italia

Chile Portugal

Colombia Reino Unido

Costa Rica Rumania

Cuba Rusia

Ecuador Argelia

El Salvador Marruecos

Guatemala Sudáfrica

Honduras Canadá

México USA

Nicaragua China

Panamá India

Paraguay Singapur

Perú

República Dominicana

Uruguay

Venezuela

Método general

UE

Alemania

Bélgica

Bulgaria

Chipre

NB 1225003-1

NORMA BOLIVIANA NB 1225003-1

Acción de viento según X +X 1.00 -X 1.00

Acción de viento según Y +Y 1.00 -Y 1.00

Anchos de banda: Y 20.10 X 26.13

Categoría de uso

I II III IV

Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla.

Datos del emplazamiento

Velocidad básica del viento (m/s) 24.00

Tipo de estructura

Dirección X A B C D

Dirección Y A B C D

Tipo 'A': Estructura de contraviento constituida por muros de mampostería o de hormigón simple.
 Tipo 'B': Estructura de contraviento constituida por tabiques de hormigón armado.
 Tipo 'C': Estructura de contraviento constituida por pórticos de hormigón armado.
 Tipo 'D': Estructura de contraviento constituida por pórticos metálicos.

Categoría del terreno

Única Según dirección

A B C D

Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición esta limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición B prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 500 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

Orografía del terreno

Llano

Escarpaduras

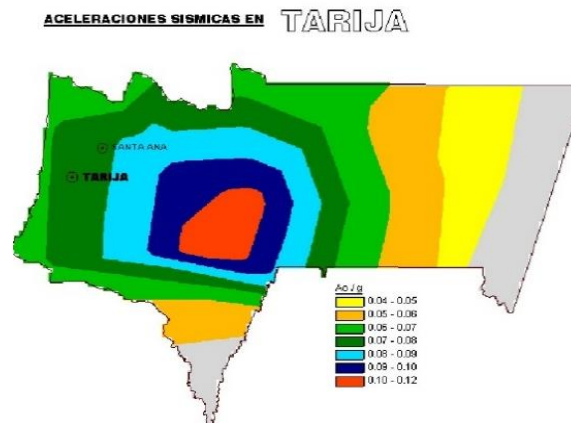
Colina 2D (alineación)

Colina 3D (aislada)

Fuente: Elaboración propia.

- **Carga de sismo**

Figura 3. 10 Aceleración sísmica en Tarija



Fuente: Norma Boliviana del Sismo

Zona1 <VI No es necesario hacer un estudio sísmico a no ser que se trata de edificios nucleares o radioactivos.

Zona2 >VI<VIII Estudio sísmico necesario para obras importantes, como ser edificios nucleares radioactivos, arsenales y almacenes, aeropuertos, presas, depósitos de agua, cuarteles de bomberos.

Zona3 >= VIII Se recomienda hacer el estudio sísmico de todo edificio para mayor seguridad.

- **Sobre carga de mantenimiento.**

Se considera el peso de dos obreros promedio aproximadamente de 130kg.

Carga por mantenimiento=130kg/m²

- **Resumen de cargas actuantes**

Tabla 3. 7 Resumen de Cargas Actuantes

Cargas actuantes sobre la estructura			
Carga Permanente	Carga de sobre piso (ambientes)	170kg/m ²	1,70KN/m ²
	Carga de forjado (Terraza)	212kg/m ²	2,12KN/m ²
	Carga de muro (Muro exterior)	783kg/m ²	7,83KN/m ²
	Carga de muro (Muro interno)	535kg/m ²	5,35KN/m ²
	Carga de Baranda	40kg/m	0,4KN/m
	Carga de vidrio	60kg/m	0,6KN/m
Sobrecarga de uso	Zonas públicas (Hospital de primer nivel)	300kg/m ²	3KN/m ²
	Escaleras, accesos, corredores	400kg/m ²	4KN/m ²
	Balcones	200kg/m	2KN/m
	Carga de mantenimiento (2persona)	130kg/m ²	1,3KN/m ²
	Taque de agua	1200kg/m ²	12KN/m ²
	Carga de granizo	225kg/m ²	2,25KN/m ²

Fuente: Elaboración propia

3.6.2 Predimensionamiento.

El proceso de diseño es un mecanismo iterativo el cual consiste en ir perfeccionando una propuesta de elementos iniciales, hasta llegar a una propuesta óptima. Por esta

razón se suponen secciones iniciales para los elementos en la estructura, y con ellos se realiza un análisis estructural preliminar. La propuesta inicial se estas no son definitivas ya que a través del proceso de diseño se van optimizando las secciones de los elementos estructurales, sin embargo, a partir de una buena selección inicial, se puede reducir el número de iteraciones necesarias.

- **Predimensionamiento de vigas.**

El predimensionamiento de los elementos estructurales de vigas y pilares será llevado a cabo siguiendo las recomendaciones siguientes.

$$h \geq \frac{L}{12}$$

Donde:

h: Peralte de la viga

L: Luz de cálculo mayor (cm)

Debe considerarse que el ancho mínimo de una viga es de 20cm para un análisis que no con lleva un evento sísmico y para análisis sismo resistente se recomienda el ancho mínimo de 25, esto con la finalidad de evitar el congestionamiento del hacer y presencia de cangrejas:

$$bw_{min} \geq (0,3 \sim 0,5)h ; 20cm$$

Donde:

h: Peralte de la viga (cm)

bw: Ancho de la viga (cm)

Con estos dos procedimientos se determina las dimensiones iniciales para las piezas, las cuales irán creciendo a razón de 5 cm hasta que cumplan con todas las medidas de seguridad exigidas.

Datos

L=473cm

$$h \geq \frac{475}{12} = 40cm$$

$$bwmin \geq 0,5 * 40$$

$$bwmin = 20cm$$

Vigas interiores:

h=40cm; bwmin=20cm

Vigas exteriores

h=35cm; bwmin=20cm

- **Predimensionamiento de columna**

- ✓ La Norma Boliviana CBH-87, sección 9,2, página 120, recomienda para columnas de sección rectangular, la dimensión mínima no será inferior a 20cm.
- ✓ Para columnas que formen parte de pórticos de edificaciones ejecutados en obra, su dimensión mínima no podrá ser inferior a 25cm

3.7 Análisis, cálculo y diseño estructural

3.7.1 Diseño de entrepiso

Se realizará el análisis para el forjado N6, el cual presenta una luz de 3,75m

3.7.1.1 Determinar el canto del paquete estructural.

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

Se asumirá una distancia entre eje de:

$$D=50cm$$

Se recomienda una altura del paquete estructural de:

$$h = \frac{l}{24}$$

Por lo tanto:

$$h = \frac{l}{24} = \frac{375}{24} = 15,63cm \sim 20cm$$

Se asumirá por tanto como la altura del paquete estructural 20cm uniformándose esta altura para todos los forjados. En la capa de compresión de $h_o = 5cm$

3.7.1.2 Determinación de la armadura de reparto

Según la normativa (CBH-87 sección 9.9.10.4.3. Condiciones que debe cumplir los forjados Pag.195) propone, que la armadura de reparto se determina con la siguiente expresión:

$$As = \frac{50 * ho}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

$$As = \frac{50 * ho}{f_{sd}} = \frac{50 * 5cm}{438,78MPa} = \frac{0,58cm^2}{m}$$

Con:

$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{sd}} = \frac{500N}{1.15} = \frac{438,78N}{mm^2}$$

$$As = \frac{50 * ho}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} \quad (CUMPLE)$$

3.7.1.3 Determinación de la armadura activa para los momentos positivos

El cálculo de la misma no se lo realizará, porque las empresas comerciales nos proporcionan el momento máximo admisible para cada tipo de paquete estructural.

Se determinará el momento flector máximo positivo actuante y de acuerdo al mismo se elegirá el tipo de vigueta a usar

Las cargas actuantes son:

Sobrecarga de uso: 300kg/m²

Carga muerta: 170kg/m²

Peso propio paquete estructural: 298kg/m²

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas: 3,75m

Separación entre viguetas: 50cm

Carga actuante $\Sigma 300 + 170 + 298 = 768kg/m^2$

$$M = \frac{q * l^2}{8} = \frac{768 * 3,75^2}{8} = 1350kg * \frac{m}{m}$$

3.7.1.4 Verificación de la vigueta

Esta verificación se la realiza empleando la normativa ACI318-05, empleando el método ASD, dado que la normativa CBH-87 no contempla elementos de hormigón pretensado.

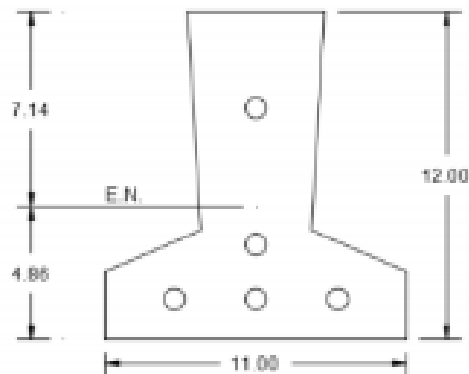
- **Propiedades de los materiales:**

- Resistencia característica del hormigón a compresión $F'c=350\text{kg/cm}^2$
- Resistencia del hormigón a compresión en el momento del presforzado
 $f'ci=245\text{kg/cm}^2$
- Resistencia características a tracción del acero de presfuerzo $fpu=18000\text{kg/cm}^2$
- Luz de la viga $L=3,75\text{m}$

Se debe hacer la verificación para 2 estadios de diseño, los cuales son los siguientes:

- $t=0$

Figura 3. 11 Sección transversal de la vigueta



Fuente: Elaboración propia

Propiedades geométricas:

Área $Ao=74,75\text{cm}^4$

Inercia $I=988,64\text{cm}^4$

Brazo mecánico inferior: $C20=4,86$

Brazo mecánico superior: $C10= 7,14$

Excentricidad: $eo=0,77$

Esfuerzo admisible a tracción en tiempo cero:

$$f_{ti} = 0.8 * \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 * \sqrt{\frac{245kg}{cm^2}} = \frac{12,52kg}{cm^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero:

$$f_{ci} = 0.6 * f'_{ci} = 0.6 * \frac{245kg}{cm^2} = \frac{147kg}{cm^2}$$

Momentos actuantes:

Momentos de peso propio:

$$q_o = \gamma_c * A = \frac{2500kg}{m^3} * 0,007475m^2 = \frac{18,6875kg}{m}$$

$$M_o = \frac{q_o * l^2}{8} = \frac{18,6875 * 3,75^2}{8} = 32,849kg * m = 3284,912kg * cm$$

La fuerza de pretensado viene dada por:

El esfuerzo en el acero de pres-fuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión es:

$$f_{ps} = 0,74 * f_{pu} = 0,74 * \frac{18000kg}{cm^2} = \frac{13320kg}{cm^2}$$

El área de acero de pretensado es:

$$A_{ps} = n * A_{\emptyset 4} = 5 * \frac{\pi * 0,4^2}{4} = 0,63cm^2$$

La fuerza de prensado inicial en centro de luz, asumiendo un 10% de pérdidas instantáneas es:

$$p_o = f_{ps} * A_{ps} * 0,90 = 13320 * 0,63 * 0,9 = 7532,30kg$$

La fuerza de pretensado final en centro de luz asumiendo un 10% de pérdidas diferidas adicionales a las instantáneas es:

$$p_f = f_{ps} * A_{ps} * 0,80 = 13320 * 0,63 * 0,80 = 6713,28kg$$

Verificación de esfuerzos:

Para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_o * C_{10}}{I} + \frac{P_o * e_o * c_{10}}{I} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$-\frac{3284,912 * 7,14}{988,64} + \frac{7532,30 * 0,77 * 7,14}{988,64} - \frac{7532,30}{74,75} \leq \frac{12,52kg}{cm^2}$$

$$-\frac{82,60kg}{cm^2} \leq \frac{12,52kg}{cm^2} \text{ OK!}$$

Para la fibra comprimida:

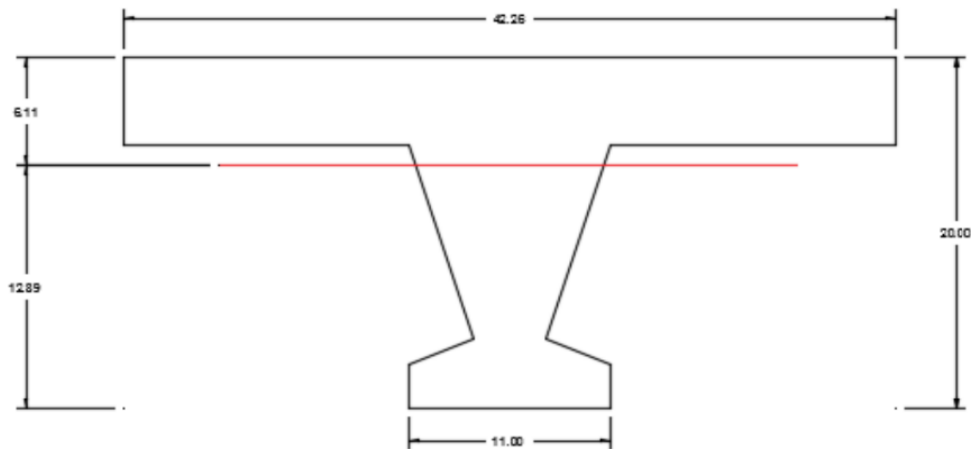
$$\frac{M_o * C_{20}}{I} - \frac{P_o * e_o * c_{20}}{I} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$\frac{3284,912 * 4,86}{988,64} - \frac{7532,30 * 0,77 * 4,86}{988,64} - \frac{7532,30}{74,75} \geq -\frac{147kg}{cm^2}$$

$$-\frac{105kg}{cm^2} \geq -\frac{147kg}{cm^2} \text{ OK!}$$

t=∞

Figura 3. 12 Sección homogeneizada



Fuente: Elaboración propia

Para homogeneizar la sección, se emplea la relación entre los módulos de deformación longitudinal correspondiente a cada tipo de hormigón.

$$n = \frac{E_{25}}{E_{35}} = \frac{15200 * \sqrt{250}}{15200 * \sqrt{350}} = 0,845$$

$$bh = b * n = 50cm * 0.845 = 42.26cm$$

Propiedades geométricas:

Área: $A_{oo}=332,56\text{cm}^2$

Inercia: $I_{oo}=10707,607\text{cm}^4$

Brazo mecánico inferior: $2\omega=13,89\text{cm}$

Brazo mecánico superior: $1\omega=6,11\text{cm}$

Excentricidad: $e_{oo}=11,53$

Esfuerzos admisibles

Esfuerzo admisible a tracción en tiempo infinito:

$$f_{ts} = 1,6 * \sqrt{f'c} = 1,6 * \sqrt{\frac{350\text{kg}}{\text{cm}^2}} = \frac{29,93\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito:

$$f_{ci} = 0,45 * f'c = 0,45 * \frac{350\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{157,50\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momentos actuantes:

Momentos de peso propio

$$q_o = \gamma_c * A = \frac{250\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,0332\text{m}^2 = 83,14\text{kg}/\text{m}$$

$$M_o = \frac{q_o * L^2}{8} = \frac{83,14 * 3,75^2}{8} = 146,14\text{kg} * \text{m} = 14614,45\text{kg} * \text{cm}$$

Momentos debido a la carga muerta

$$q_d = q_d' * c = \frac{170\text{kg}}{\text{m}^2} * 0,5\text{m} = \frac{85\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_d = \frac{q_d * L^2}{8} = \frac{85 * 3,75^2}{8} = 149,41\text{kg} * \text{m} = 14941,40\text{kg} * \text{cm}$$

Momentos debido a la carga viva

$$q_l = q_l' * c = \frac{300\text{kg}}{\text{m}^2} * 0,5\text{m} = \frac{150\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_l = \frac{q_l * L^2}{8} = \frac{150 * 3,75^2}{8} = 263,67\text{kg} * \text{m} = 26367,18\text{kg} * \text{cm}$$

Momento total

$$M_t = M_o + M_d + M_l = 14614,45 + 14941,40 + 26367,18 = 55892,03\text{kg} * \text{cm}$$

Se realiza la verificación de esfuerzos, para la fibra comprimida:

$$\begin{aligned} & -\frac{Mt + C1\omega}{I\omega} - \frac{Pf * e\omega * C1\omega}{I\omega} - \frac{Pf}{A\omega} \geq fci \\ & -\frac{55892,03 * 6,11}{10707,607} + \frac{6713,28 * 11,53 * 6,11}{10707,607} - \frac{6713,28}{332,56} \geq -\frac{157,50kg}{cm^2} \\ & -\frac{7,91kg}{cm^2} \geq -\frac{157,50kg}{cm^2} \quad OK! \end{aligned}$$

El esfuerzo máximo de compromiso en el hormigón de la carpeta de compresión viene dado por:

$$\sigma_c = -7,91 * n = -7,91 * 0,845 = -\frac{6,683kg}{cm^2}$$

El esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito, para la carpeta de compresión es:

$$\begin{aligned} fci &= 0,45 * f'c = 0,45 * \frac{250kg}{cm^2} = \frac{112,5kg}{cm^2} \\ & -\frac{4,75059kg}{cm^2} \geq -\frac{112,5kg}{cm^2} \quad OK! \end{aligned}$$

Para la fibra traccionada tenemos:

$$\begin{aligned} & \frac{Mt * C2\omega}{I\omega} - \frac{Pf * e\omega * C2\omega}{I\omega} - \frac{Pf}{A\omega} \leq fts \\ & \frac{55892,03 * 13,89}{10707,607} - \frac{6713,28 * 11,53 * 13,89}{10707,607} - \frac{6713,28}{332,56} \leq \frac{29,93kg}{cm^2} \\ & -\frac{48,09kg}{cm^2} \geq \frac{29,93kg}{cm^2} \quad OK! \end{aligned}$$

3.7.1.5 Determinación de la armadura pasiva para los momentos negativos

Dado que se producen momentos flectores negativos en las cercanías de las columnas y por ello debe calcularse toda pieza para resistir en su extremo un momento flector negativo, no inferior a ¼ del máximo positivo calculado para el vano.

Del análisis estructural y mediante las envolventes de diseño tenemos que se tiene un momento ultimo de diseño para un nervio es igual a $Md = 1027Kg*m$

El cálculo de la armadura negativa viene dado por la siguiente expresión:

$$Md- = \frac{Md + 1027}{4} = \frac{1027}{4} = 256,75$$

$$As_{neg.cal} = \frac{Md -}{0,85 * d * f_{yd}} = \frac{256,75 * 100}{0,85 * 15 * 4347,83} = 0,463cm^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83kg}{cm^2}$$

Use 1Ø10c/vigueta

3.7.2 Diseño de Viga de Hormigón Armado

El cálculo de las vigas que componen la estructura del proyecto se calculó con el programa computacional CYPECAD2018. En esta parte se realizará el cálculo de la viga más cargada y armada o más crítica que corresponde a la viga que se ubica entre los pilares P66 y P61 de forjado 1, para demostrar el cálculo.

Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales.

Base de la viga. $b_w=20cm$

Recubrimiento. $r=2,5cm$

Altura de la viga $h=40cm$

Momento flector de diseño $+M_d=8411kg*m$

Momento flector negativo $-M_d=11544kg*m$ Pilar P66

Momento flector negativo $-M_d=7786kg*m$ Pilar P61

Fuerza Cortante de diseño $V_d=151,97kg$ Pilar P66

Fuerza cortante de diseño $V_d=129,58kg$ Pilar P61

Peso específico del hormigón $\gamma=2500kg/m^3$

Resistencia característica del hormigón $f_{ck}=250kg/cm^2$

Límite elástico característico del acero $F_{yk}=5000kg/cm^2$

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero: $\gamma=1,15$

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón: $\gamma=1,5$

Longitud de la viga= 4,75m

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,82kg}{cm^2}$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

Recubrimiento mecánico:

Asumimos

- Estribo 8mm
- Barra longitudinal 1,6cm

$$r_{mecánico} = r_{nom} + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{barra}}{2}$$

$$r_{mecánico} = 2,5 + 0,8 + \frac{1,6}{2} = 4,1cm$$

Canto útil:

$$d = h - r_{mecánico} = 40 - 4,1 = 35,9cm$$

Verificación de la flecha máxima

Según el programa tenemos una flecha máxima de $f_{max}=0,572cm$

Según recomendación de la norma CBH-87, En la página 196 indica, En el caso de vigas que hayan de soportar muros o tabiques con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es $1/500$

$$f_{adm} = \frac{L_{libre}}{500} = \frac{475}{500} = 0,95cm$$

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

3.7.2.1 Determinación de la armadura positiva inferior parte central

Momento reducido de cálculo:

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$\mu d = \frac{8411 * 100}{20 * 35,9^2 * 166,67} = 0,195$$

Entonces $\mu_{lim} = 0,319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y=5000\text{kg/cm}^2$

$$0,195 < 0,319$$

Entra en el dominio 3.

3.7.2.2 Determinación de la cuantía mecánica

De acuerdo a la tabla 2.7 del punto 2.1.5.1.1, del capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu d = 0,195 \rightarrow w = 0,2259 (\text{Valor interpolado})$$

3.7.2.3 Determinación de la armadura "As"

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd} = 0,2259 * 20 * 35,9 * \frac{166,67}{4347,82} = 6,21\text{cm}^2$$

3.7.2.4 Determinación de la armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

($w_{min}=0,0028$ para viga)

$$As_{min} = w_{min} * bw * h = 0,0028 * 20 * 40 = 2,24\text{cm}^2$$

Como $As > As_{min}$ adoptamos la mayor cuantía para el diseño $As=6,21\text{cm}^2$

3.7.2.5 Determinación del número de barras de acero

Se utiliza barras de 2Ø16 para armadura longitudinal y 2Ø12 como armadura de refuerzo

$$As1 = 2 * 2,01 + 2 * 1,30 = 6,28\text{cm}^2$$

Usar 2Ø16 + 2Ø12

Área necesaria: $A_s=6,21\text{cm}^2$

Área de barras: $A_t=6,28\text{cm}^2$

$$6,28\text{cm}^2 > 6,21\text{cm}^2 \text{ OK}$$

CypeCad: $A_s=6,27\text{cm}^2$ Área necesaria: $A_s=6,21\text{cm}^2$ $\Delta=0,956\%$

3.7.2.6 Determinación de la separación de las barras

$$e = \frac{bw - 2r - 2ds - n * db}{n - 1}$$

$$e = \frac{20 - 2 * 2,5 - 2 * 0,8 - 2 * 1,6 - 2 * 1,2}{3} = 2,6\text{cm}$$

Donde:

bw = base de la sección

r = recubrimiento mínimo

ds = diámetro del estribo

n = Número de barras

db = diámetro de barra longitudinal

Se aprecia que la separación es mayor a 2cm, por lo tanto, la separación es adecuada

3.7.2.7 Determinación de la armadura positiva superior P66

$M_d=-11544\text{kgm}$

$R_{\text{mecánico}}=4,1\text{cm}$

$d=35,9\text{cm}$

Momento reducido de cálculo.

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

$$\mu_d = \frac{11544 * 100}{20 * 35,9^2 * 166,67} = 0,268$$

$$0,268 < 0,319$$

Entra en el dominio 3.

3.7.2.8 Determinación de la cuantía mecánica

De acuerdo a la tabla 2.7 del punto 2.1.5.1.1, del capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu d = 0,268 \rightarrow w = 0,336(\text{Valor interpolado})$$

3.7.2.9 Determinación de la armadura "As"

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd} = 0,336 * 20 * 35,9 * \frac{166,67}{4347,82} = 9,24cm^2$$

3.7.2.10 Determinación de la armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0028$ (viga)

$$As_{min} = w_{min} * bw * h = 0,0028 * 20 * 40 = 2,24cm^2$$

Como $As > As_{min}$ adoptamos la mayor cuantía para el diseño $As=9,24cm^2$

3.7.2.11 Determinación del número de barras de acero

Se utilizará barras de 2Ø20+2Ø16

$$As1 = 2 * 3,14 + 2 * 2,01 = 10,3cm^2$$

Usar 2Ø20 + 2Ø16

Área necesaria: $As=9,24cm^2$

Área de barras: $At=10,3cm^2$

$$10,3cm^2 > 9,24cm^2 \text{ OK}$$

3.7.2.12 Determinación de la separación de las barras

$$e = \frac{bw - 2r - 2ds - db * n}{n - 1}$$

$$e = \frac{20 - 2 * 2,5 - 2 * 0,8 - 2 * 2 - 2 * 1,6}{3} = 2,1cm$$

Donde:

bw= base de la sección

r= recubrimiento mínimo

ds= diámetro del estribo

n= Número de barras

db= diámetro de barra longitudinal

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2cm, por lo tanto, la separación es adecuada

3.7.2.13 Determinación de la armadura positiva superior P61

Md=-7786kg*m

Rmecánico=4,1cm

d=35,9cm

Momento reducido de cálculo.

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$\mu d = \frac{7786 * 100}{20 * 35,9^2 * 166,67} = 0,181$$

$$0,181 < 0,319$$

Entra en el dominio 3.

3.7.2.14 Determinación de la cuantía mecánica

De acuerdo a la tabla 2.7 del punto 2.1.5.1.1, del capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu d = 0.181 \rightarrow w = 0.207(\text{Valor interpolado})$$

3.7.2.15 Determinación de la armadura “As”

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd} = 0,207 * 20 * 35,9 * \frac{166,67}{4347,82} = 5,69cm^2$$

3.7.2.16 Determinación de la armadura mínima.

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$W_{min}=0,0028$ (viga)

$$As_{min} = w_{min} * bw * h = 0,0028 * 20 * 40 = 2,24cm^2$$

Como $As_{cal} > As_{min}$ adoptamos la mayor cuantía para el diseño $As_{cal}=5,69cm^2$

3.7.2.17 Determinación del número de barras de acero

Se usará 2Ø20 ,2Ø10

$$As1 = 2 * 3,14 = 6,28cm^2$$

Usar 2Ø20

Área necesaria: $As=5,69cm^2$

Área de barras: $At=6,28cm^2$

$$6,28cm^2 > 5,69cm^2 \text{ OK}$$

3.7.2.18 Determinación de la separación de las barras

$$e = \frac{bw - 2r - 2ds - db * n}{n - 1}$$

Donde:

bw = base de la sección

r = recubrimiento mínimo

ds = diámetro del estribo

n = Número de barras

db = diámetro de barra longitudinal

$$e = \frac{20 - 2 * 2,5 - 2 * 0,8 - 2 * 2 - 2 * 1}{1} = 7,12cm$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2cm, por lo tanto, la separación es adecuada

3.7.2.19 Diseño a cortante cerca del pilar P66

El cortante de diseño es $Vd=150,96kn = 15096kg$ (Cortante situada a una distancia “d” del borde del apoyo directo igual al canto útil de la pieza, hacia el centro de la luz).

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

3.7.2.20 Determinar la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$fvd = 0,5 * \sqrt{166,67} = \frac{6,45kg}{cm^2}$$

3.7.2.21 Esfuerzo a cortante resistido por el hormigón.

$$Vcu = fvd * bw * d = 6,45 * 20 * 35,9 = 4631,1kg$$

3.7.2.22 Resistencia de la biela a compresión.

$$Vou = 0,30 * fcd * bw * d = 0,3 * 166,67 * 20 * 35,9 = 35900,72kg$$

3.7.2.23 Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el As transversal

$$Vsu = Vd - Vcu = 15096 - 4631,1 = 10464,9kg$$

3.7.2.24 Determinación de la armadura a corte:

Como: Caso B ($Vcu < Vd < Vou$)

$$4631,1 < 15096 < 35900,72$$

Donde la armadura para este caso se determina según la norma:

$f_{yd} = 42kn/cm^2$ (Por norma)

$$As = \frac{Vsu * S}{0,9 * d * f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{104,649 * 100}{0,9 * 35,9 * 42} = 7,71 \text{cm}^2$$

3.7.2.25 Cálculo armadura mínima

Por norma la cuantía mínima para cortante es $w_{min}=0,02$

$$A_{smin} = 0,02 * bw * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 20 * 100 * \frac{1,667}{42} = 1,58 \text{cm}^2$$

Como $A_s > A_{smin}$ adoptamos la mayor armadura $A_s=7,71 \text{cm}^2$

3.7.2.26 La armadura para dos piernas:

$$A_{st} = \frac{7,71}{2} = 3,855 \text{cm}^2$$

Se adoptará un diámetro $\varnothing 8$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{st}}{A_{\varnothing 8}} = \frac{3,855}{0,503} = 7,66 = 8 \text{ barras}$$

$$A_{st} = 8 * 0,503 = 4,024 \text{cm}^2$$

$$4,024 \text{cm}^2 > 3,855 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

Se compara el área de las barras con el área para dos piernas

3.7.2.27 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{8} = 12,5 = 10 \text{cm}$$

3.7.2.28 Número de barras para 1.60m

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{160}{e} = \frac{160}{10} = 16 \text{ barras}$$

$$\text{Usar: } 16\varnothing 8 \text{c}/10$$

3.7.2.29 Diseño a cortante cerca del pilar P61

El cortante de diseño es $V_d=127,70 \text{kN} = 12770 \text{kg}$ (Cortante situada a una distancia “d” del borde del apoyo directo igual al canto útil de la pieza, hacia el centro de la luz).

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

3.7.2.30 Determinar la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$fvd = 0,5 * \sqrt{166,67} = \frac{6,45kg}{cm^2}$$

3.7.2.31 Esfuerzo a cortante resistido por el hormigón

$$Vcu = fvd * bw * d = 6,45 * 20 * 35,9 = 4631,1kg$$

3.7.2.32 Resistencia de la biela a compresión

$$Vou = 0,30 * fcd * bw * d = 0,3 * 166,67 * 20 * 35,9 = 35900,72kg$$

3.7.2.33 Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el As transversal

$$Vsu = Vd - Vcu = 12770 - 4631,1 = 8138,9kg$$

3.7.2.34 Determinación de la armadura a corte:

Como: Caso B ($Vcu < Vd < Vou$)

$$4631,1 < 12770 < 35900,72$$

Donde la armadura para este caso se determina según la norma:

$f_{yd} = 42 \text{kn/cm}^2$ (Por norma)

$$As = \frac{Vsu * S}{0,9 * d * f_{yd}}$$

$$As = \frac{81,389 * 100}{0,9 * 35,9 * 42} = 5,99 \text{cm}^2$$

3.7.2.35 Cálculo armadura mínima

Por norma la cuantía mínima para cortante es $w_{min} = 0,02$

$$As_{min} = 0,02 * bw * s * \frac{fcd}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 20 * 100 * \frac{1,667}{42} = 1,58cm^2$$

Como $A_s > A_{smin}$ adoptamos el mayor $A_s = 5,99cm^2$

3.7.2.36 La armadura para dos piernas:

$$A_{st} = \frac{5,99}{2} = 2,99cm^2$$

Se adoptará un diámetro $\emptyset 8$

$$N^\circ de barras = \frac{A_{st}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{2,99}{0,503} = 5,94 = 6barras$$

$$A_{st} = 6 * 0,503 = 3,018cm^2$$

$$3,018cm^2 > 2,99cm^2 \text{ OK}$$

Se compara el área de la barra con el área para dos piernas

3.7.2.37 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{6} = 16,66 = 15cm$$

3.7.2.38 Número de barras para 1,60m

$$N^\circ de barras = \frac{160}{e} = \frac{160}{15} = 11barras$$

Usar: 11 \emptyset 8c/15

3.7.2.39 Armadura mínima en la parte central

En la parte central no necesita armadura cortante solo armadura mínima. Por norma la cuantía mínima para cortante es $w_{min} = 0.02$

$$A_{smin} = 0,02 * 20 * 100 * \frac{1,667}{42} = 1,58cm^2$$

3.7.2.40 La armadura para dos piernas:

$$A_{st} = \frac{1,58}{2} = 0,79cm^2$$

Se adoptará un diámetro $\emptyset 6$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{Ast}{A_{\emptyset 6}} = \frac{0,79}{0,283} = 2,79 = 3 \text{ barras}$$

$$Ast = 3 * 0,283 = 0,849 \text{ cm}^2$$

$$0,849 \text{ cm}^2 > 0,79 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Se compara el área de la barra con el área para dos piernas

3.7.2.41 Espaciamiento

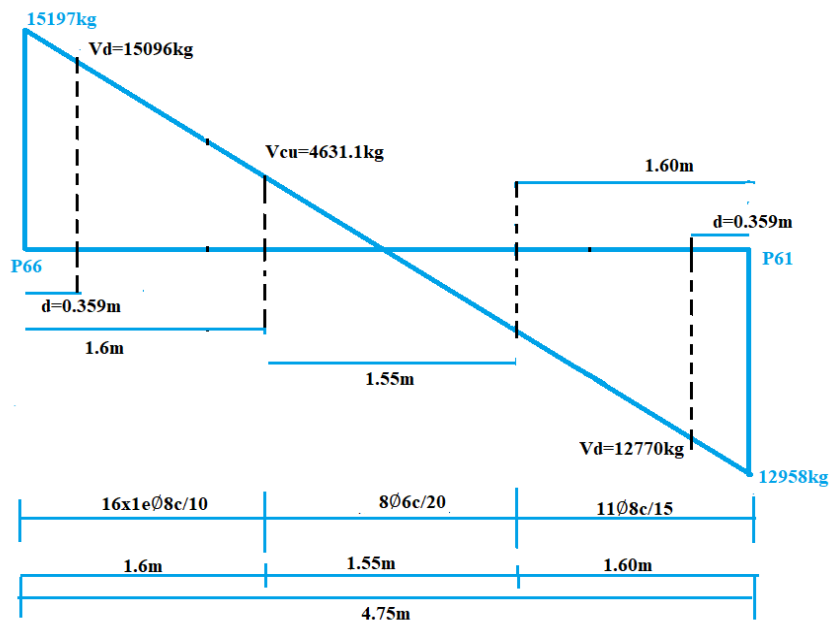
$$e = \frac{100}{3} = 33,33 = 20 \text{ cm}$$

3.7.2.42 Número de barras para 1,55m

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{155}{e} = \frac{155}{20} = 7,75 = 8 \text{ barras}$$

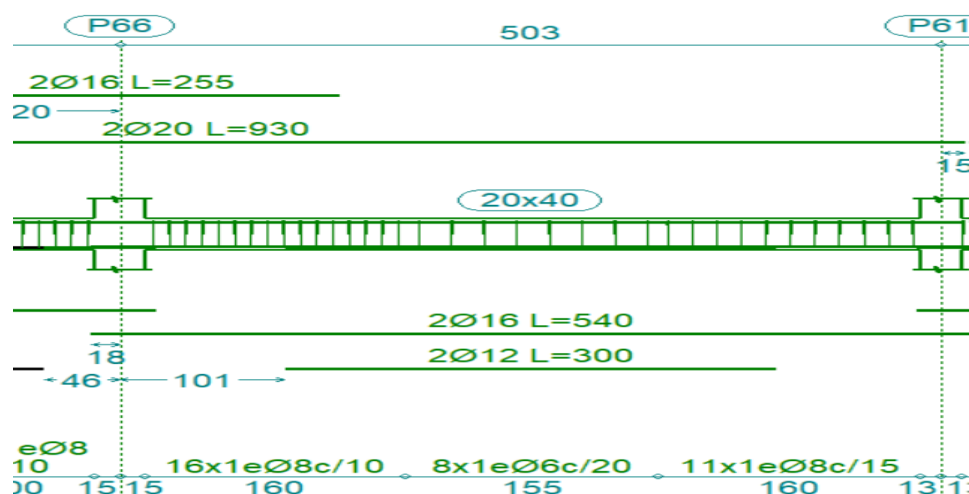
Usar: 8 $\emptyset 6$ c/20

Figura 3. 13 Disposición de la armadura de estribos



Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 14 Disposición de la armadura longitudinal y estribos sobre la viga



Fuente: CYPECAD v2018

Tabla 3. 8 Resumen general de resultados de la Viga

Viga entre las columnas P66 y P61	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia respecto al cálculo manual (%)
Armadura longitudinal inferior positiva	2Ø16mm+2Ø12mm	2Ø16mm+2Ø12mm	0
Armadura longitudinal superior negativa lado izquierdo apoyado sobre P66	2Ø20mm+2Ø16mm	2Ø20mm+2Ø16mm	0
Armadura longitudinal superior negativa lado derecho apoyado sobre P61	2Ø20mm	2Ø20mm	0
Armadura transversal lado derecho apoyado P61	16Ø8mmC/10cm	16Ø8mmC/10cm	0
Armadura transversal del centro de la viga	8Ø6mmC/20cm	8Ø6mmC/20cm	0
Armadura transversal lado izquierdo P66	11Ø8mmC/15cm	11Ø8mmC/15cm	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 9 Detalle constructivo de la viga

Viga entre las columnas P66 y P61	Detalle del armado de viga
<p>Armadura longitudinal inferior positiva $2\varnothing 16$ y de refuerzo $2\varnothing 12$, espaciamiento cada 2,6cm, armadura transversal en la parte central de $\varnothing 6$</p>	
<p>Armadura longitudinal superior positiva lado izquierdo apoyado sobre P66, longitudinal $2\varnothing 20$ con dos armaduras de refuerzo de $2\varnothing 16$, espaciamiento cada 2,1cm, estribo de $\varnothing 8$</p>	
<p>Armadura longitudinal superior positiva lado derecho apoyado sobre P61, armadura superior $2\varnothing 20$</p>	

Fuente: Elaboración propia

3.7.3 Diseño de columnas de H°A°

Se realizará el cálculo de la columna P66 entre las vigas de arriostre y la primera planta debido a que esta es la más crítica del proyecto, para demostrar en cálculo y verificar los resultados de armadura y dimensión de la columna calculada en el programa CYPECAD.

Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales:

Base de la columna analizada (P66): $b=30\text{cm}$

Altura de la columna analizada (P66): $h=30\text{cm}$

Longitud de la columna analizada (P66): $L=3,56\text{m}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Normal de diseño: $N=87170\text{kg}$

Momento de diseño alrededor del eje x: $M_x=410\text{kg}\cdot\text{m}$

Momento de diseño alrededor del eje y: $M_y=3920\text{kg}\cdot\text{m}$

Cortante de diseño en la dirección x: $C_x=356\text{kg}$

Cortante de diseño en la dirección y: $C_y=332\text{kg}$

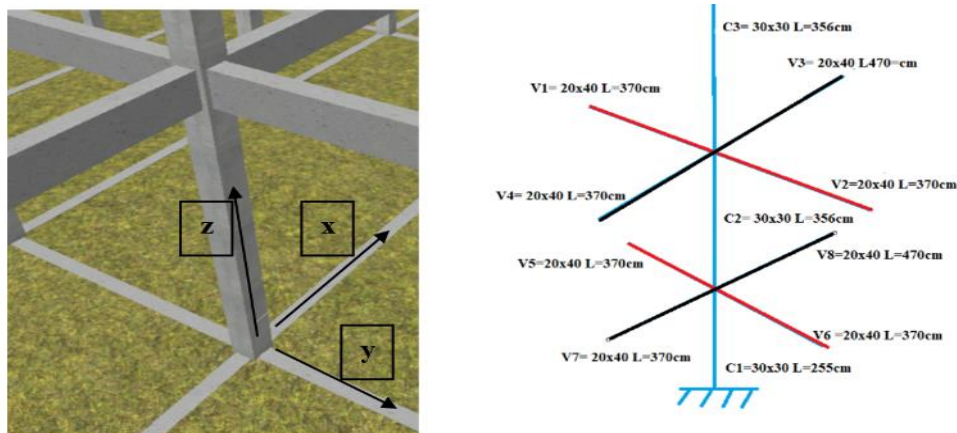
Resistencia característica del hormigón a compresión: $F_{ck}=250\text{kg}/\text{cm}^2$

Límite elástico característico del acero: $F_{yk}=5000\text{kg}/\text{cm}^2$

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero: $\gamma=1,15$

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón: $\gamma=1,5$

Figura 3. 15 Vista de la columna a analizar P66



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra una tabla con resumen de las propiedades geométricas de todos los elementos que concurren con el nudo A y B.

Tabla 3. 10 Inercia de vigas y columnas

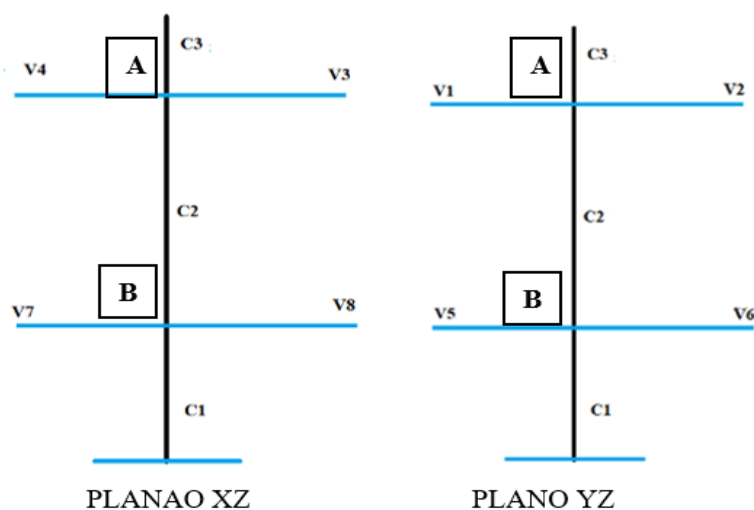
Elemento	Longitud (cm)	bx (cm)	hy (cm)	Ixcg (cm ⁴)	Iycg (cm ⁴)
Columna C1	255	30	30	67500	67500
Columna AnalizadaC2	356	30	30	67500	67500
Columna C3	356	30	30	67500	67500
Viga V1	370	20	40	106.666,67	26.666,667
Viga V2	370	20	40	106.666,67	26.666,667
Viga V3	475	20	40	106.666,67	26.666,667
Viga V4	370	20	40	106.666,67	26.666,667
Viga V5	370	20	40	106.666,67	26.666,667
Viga V6	370	20	40	106.666,67	26.666,667
Viga V7	370	20	40	106.666,67	26.666,667
Viga V8	475	20	40	106.666,67	26.666,667

Fuente: Elaboración propia

3.7.3.1 Cálculo del coeficiente de pandeo

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L_{columna}} \right)}{\sum \left(\frac{EI}{L_{vigas}} \right)}$$

Figura 3. 16 Vista de los planos de la columna analizada



Fuente: Elaboración propia

Análisis en el plano XZ

$$\psi_{Ax} \frac{\frac{I_{xc3}}{Lc3} + \frac{I_{xc2}}{Lc2}}{\frac{I_{yv4}}{Lv4} + \frac{I_{yv3}}{Lv3} + \frac{I_{xv1}}{Lv1} + \frac{I_{xv2}}{Lv2}} = \frac{\frac{67500}{356} + \frac{67500}{356}}{\frac{26666,667}{370} + \frac{26666,667}{475} + 2 * \left(\frac{106666,67}{370} \right)} = 0,54$$

$$\psi_{Bx} \frac{\frac{I_{xc2}}{Lc2} + \frac{I_{xc1}}{Lc1}}{\frac{I_{yv7}}{Lv7} + \frac{I_{yv8}}{Lv8} + \frac{I_{xv5}}{Lv5} + \frac{I_{xv6}}{Lv6}} = \frac{\frac{67500}{356} + \frac{67500}{255}}{\frac{26666,667}{370} + \frac{26666,667}{475} + 2 * \left(\frac{106666,67}{370} \right)} = 0,64$$

Análisis en el plano YZ

$$\psi_{Ay} \frac{\frac{I_{yc3}}{Lc3} + \frac{I_{yc2}}{Lc2}}{\frac{I_{yv1}}{Lv1} + \frac{I_{yv2}}{Lv2} + \frac{I_{xv4}}{Lv4} + \frac{I_{xv3}}{Lv3}} = \frac{\frac{67500}{356} + \frac{67500}{356}}{2 * \left(\frac{26666,67}{370} \right) + \frac{106666,67}{370} + \frac{106666,67}{475}} = 0,58$$

$$\psi_{By} \frac{\frac{I_{yc2}}{Lc2} + \frac{I_{yc1}}{Lc1}}{\frac{I_{yv5}}{Lv5} + \frac{I_{yv6}}{Lv6} + \frac{I_{xv7}}{Lv7} + \frac{I_{xv8}}{Lv8}} = \frac{\frac{67500}{356} + \frac{67500}{255}}{2 * \left(\frac{26666,67}{370} \right) + \frac{106666,67}{370} + \frac{106666,67}{475}} = 0,69$$

Los apuntes de la norma EHE-08 nos indican que para pórticos intraslacionales se debe cumplir la siguiente condición:

En los entramados de varios pisos y vanos, habituales en edificios de viviendas y oficinas, podrían ser considerados intraslacionales en las direcciones en las que su altura no supere el doble de su longitud, siempre que exista una determinada “densidad de tabiquería”, en torno a 0.4m lineales de tabiquería de ladrillo cerámico por cada m² de planta.

No obstante, el apartado de la instrucción EHE-08 admite que aun cuando las estructuras de edificación resulten traslacionales, podrán obtenerse los esfuerzos en teoría de primer orden siempre y cuando:

- No superen las 15 plantas
- El desplazamiento en la cabeza, calculado con teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones brutas, no supere 1/750 de la altura total.

Por tanto, al tener desplazamientos máximos de 1.93mm en las columnas se tomará como pórtico intraslacional por tanto se utilizará el Nomograma de estructuras intraslacionales.

Entrando al Nomograma de estructuras intraslacionales de la figura 2.4 del Capítulo 2 Pg23.

Se obtiene los coeficientes de pandeo α para cada plano

$$\alpha_{xz} = 0,71 \rightarrow l_{ux} = 0,71 * 356 = 252,76cm$$

$$\alpha_{yz} = 0,72 \rightarrow l_{uy} = 0,72 * 356 = 256,32cm$$

3.7.3.2 Esbeltez de la pieza

Radio de giro

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{30 * 30}} = 8,66cm ; \lambda_x = \frac{\alpha_x * l_{ux}}{r_x} = \frac{252,76}{8,66} = 29,19$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{30 * 30}} = 8,66cm ; \lambda_y = \frac{\alpha_y * l_{uy}}{r_y} = \frac{256,32}{8,66} = 29,59$$

Como los dos ejes son menores a 35 se clasifica como columna corta y no se verifica a pandeo

Donde:

l_u = Longitud libre de la columna.

α = coeficiente de pandeo.

I = Inercia de la sección en el plano de análisis.

A = Área de la sección transversal.

3.7.3.3 Excentricidades de cálculo.

- **Excentricidad mínima accidental**

Según la Norma CBH-87 en su punto 8.3.2.3 la excentricidad accidental viene expresada de la siguiente manera.

$$ec \geq \begin{cases} \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1,5 \\ 2cm \end{cases}$$

Se adopta 2cm

- **Excentricidad de primer orden**

$$e_{ox} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{410kg * m}{87170kg} = 0,00470m = 0,470cm$$

$$e_{oy} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{3920kg * m}{87170kg} = 0,04497m = 4,497cm$$

Donde:

M_{xd} = Momento de diseño en dirección x

M_{yd} = Momento de diseño en dirección y

Nd= Normal de diseño

- **Excentricidad ficticia**

$$efit = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) * \left(\frac{h + (20 * eo)}{h + (10 * eo)}\right) * \left(\frac{l^2}{h}\right) * 10^{-4}$$

$$efitx = \left(3 + \frac{4347,83}{3500}\right) * \left(\frac{30 + (20 * 0,470)}{30 + (10 * 0,470)}\right) * \left(\frac{252,76^2}{30}\right) * 10^{-4} = 1,025cm$$

$$efity = \left(3 + \frac{4347,83}{3500}\right) * \left(\frac{30 + (20 * 4,497)}{30 + (10 * 4,497)}\right) * \left(\frac{256,32^2}{30}\right) * 10^{-4} = 1,486cm$$

- **Excentricidad final**

$$et = eo + ec$$

Donde:

eo= Excentricidad de primer orden

ec= Excentricidad mínima accidental

$$etx = 0,47 + 2 = 2,47cm$$

$$ety = 4,497 + 2 = 6,497cm$$

3.7.3.4 Determinación de los esfuerzos reducidos:

$$\mu = \frac{Nd * et}{bw * h^2 * fcd}$$

$$v = \frac{Nd}{bw * h * fcd}$$

$$\mu_x = \frac{87170 * 2.47}{30 * 30^2 * 166,67} = 0,05$$

$$\mu_y = \frac{87170 * 6,497}{30 * 30^2 * 166,67} = 0,13$$

$$v = \frac{87170}{30 * 30 * 166,67} = 0,58$$

El mayor de los momentos reducidos será μ_1 , y el menor μ_2 , para entrar a los ábacos y así determinar la cuantía mecánica.

$$\mu_1 = 0,13$$

$$\mu_2 = 0,05$$

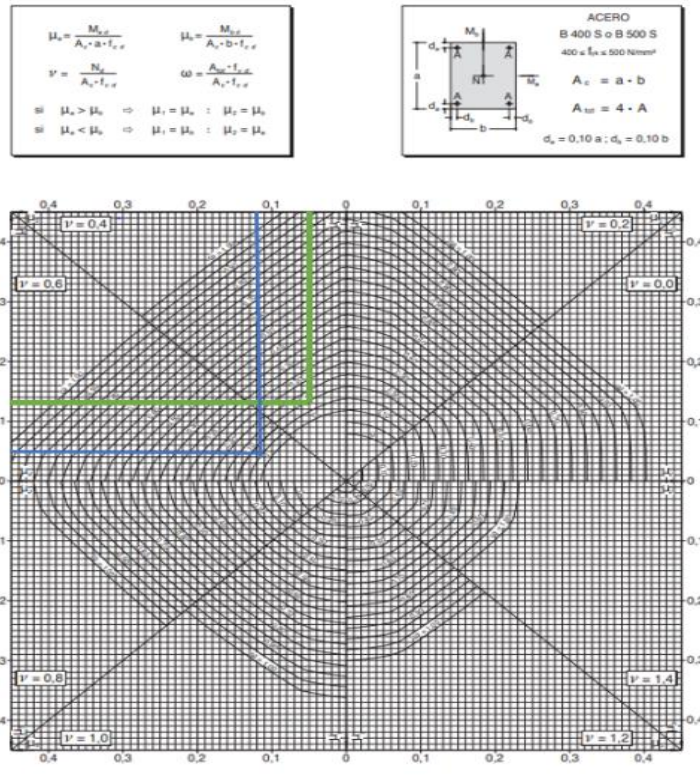
$$v = 0,58$$

3.7.3.5 Cuantía mecánica

Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de Jiménez Montoya de donde se elige el diagrama correspondiente en función de la disposición de armadura, recubrimiento, tipo de acero.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y los datos que se tiene se ha elegido el ábaco en roseta correspondiente.

Figura 3. 17 Ilustración del Abaco de Roseta para flexión esviada



Fuente: Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya Pg.506

Debido a que el valor es $v = 0,58$ no se encuentra, se interpola para obtener su valor de cuantía.

$$v = 0,4 \rightarrow w = 0,1$$

$$v = 0,6 \rightarrow w = 0,12$$

El valor interpolado será:

$$v = 0,58 \rightarrow w = 0,12$$

3.7.3.6 Determinación de la armadura necesaria.

Con la cuantía mecánica se determina la armadura necesaria de la siguiente manera.

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$A_s = w * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,13 * 30 * 30 * \frac{166,67}{4347,83} = 4,5cm^2$$

Entonces el número total de barras será igual a.

$$N^{\circ}barras \text{ } \emptyset 12 = \frac{A_t}{A_{\emptyset 12}} = \frac{4,5}{1,130} = 3,98 = 4barras$$

Por lo tanto:

$$A_{\emptyset 12} = 4barras * 1,130cm^2 = 4,52cm^2$$

3.7.3.7 Determinación de la armadura mínima

Según tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos dice que la cuantía mínima no debe ser menor a la siguiente expresión: $w_{min}=0,005$ (columna)

$$A_{smin} = 0,005 * b * h = 0,005 * 30 * 30 = 4,5cm^2$$

$$4,52cm^2 > 4,5cm^2 \text{ OK}$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adopta el mayor, en este caso ambas armaduras son iguales

CypeCad: $A_s=4,5\text{cm}^2$ Área necesaria: $A_s=4,5\text{cm}^2$ **Usar 4Ø12mm****3.7.3.8 Diseño a cortante**

Según la norma CBH-87 en su punto 8.1.7.2 compresión simple o compuesta, indica que la separación “s” entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las 3 cantidades siguientes:

$$s \leq \begin{cases} 15 * \phi_{min} = 15 * 1,2 = 18\text{cm} \\ b \text{ o } h \text{ (menor dimension)} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

De los tres se escoge el menor y como 18cm no es un espaciamiento constructivo, adoptamos una separación $s = 15\text{cm} \leq 18\text{cm}$ según recomendación de norma.

El diámetro de la armadura transversal será igual a

$$d_{estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * db = \frac{1}{4} * 12 = 3\text{mm} \\ 6\text{mm} \end{cases}$$

Se escoge el mayor, adoptamos un diámetro de $d_s=6\text{mm}$

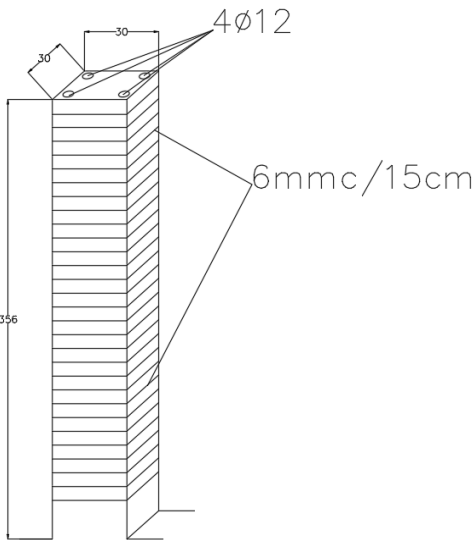
Usar: Ø6c/15 (Estribo de dos piernas)

Tabla 3. 11 Resumen general de los resultados para la columna

Columna P66	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia respecto al cálculo manual%
Armadura longitudinal	4Ø12mm	4Ø12mm	0%
Armadura transversal	Ø6mmc/15cm	Ø6mmc/15cm	0%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 12 Detalle constructivo de la columna

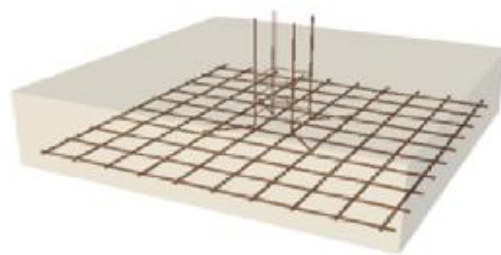
Columna analizada P66	Detalle constructivo
<p>Columna 30x30cm con armadura longitudinal $4\phi 12$ y estribos de $\phi 6\text{mm c}/15\text{cm}$</p>	

Fuente: Elaboración propia

3.7.4 Diseño de zapata de H°A°

Se realizará el análisis para la zapata aislada correspondiente a la columna P66, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.

Figura 3. 18 Detalle de zapata aislada



Fuente: Cypecad

Datos de la zapata aislada correspondiente a la columna P66

Esfuerzo normal en estado de servicio $N=55256,25\text{kg}$

Momento en x: $M_x=130\text{kgm}$

Momento en y: $M_y=398\text{kgm}$

Cortante en x: $C_x=2\text{kg}$

Cortante en y: $C_y=260\text{kg}$

Capacidad de carga admisible de carga del suelo: $q_{adm}=1,75\text{kg/cm}^2$

Lado de la columna en dirección x: $a_0=30\text{cm}$

Lado de la columna en dirección y: $b_0=30\text{cm}$

Recubrimiento= 5cm

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

Límite elástico característico del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

- **Resistencia de cálculo de los materiales**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{166,67} = \frac{6,45\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.7.4.1 Diseño geométrico

El profesor José Calavera en su libro de "Cálculo de Cimentaciones" (pag.110) nos dice que; "Si todas las presiones nominales sobre el suelo son de compresión o nulas, la distribución sigue la ley de NAVIER", en donde las excentricidades de ambas direcciones se encuentran dentro del núcleo central $e \leq A/6$. Por lo tanto, el diseño en planta se realizará tomando esta recomendación, asumiendo un peso de zapata de 5% de la normal "N".

$$\sigma_{adm} = \frac{(N * 5\% + N)}{a * b} \rightarrow a = \sqrt{\frac{(55256,25 * 0,05 + 55256,25)}{1,75}} = 182,08\text{cm}$$

$$a = 2m ; b = 2m$$

3.7.4.2 Determinación de la altura de la losa requerida para soportar el punzonamiento y el corte

$$k = \frac{4 * fvd}{1,6 * \sigma} = \frac{4 * 6,45}{1,6 * 1,75} = 9,21$$

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

Donde:

ao= Lado de la columna dirección x

bo=Lado de la columna dirección y

a= Lado de la zapata dirección x

b=Lado de la zapata dirección y

d= Canto útil

h=Altura de la zapata

$$d1 = \sqrt{\frac{30 * 30}{4} + \frac{200 * 200}{2 * 9,21 - 1} - \frac{30 + 30}{4}} = 35,21cm$$

Debido a que la zapata es cuadrada, tendrá el mismo resultado para cada lado:

$$d2 = \frac{2(a - ao)}{4 + k} = \frac{2 * (200 - 30)}{4 + 9,21} = 25,74cm$$

Se adoptará un d=35.21cm por lo tanto la altura será

$$h = d + r = 35,21 + 5 = 40,21cm = 40cm$$

3.7.4.3 Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

Donde:

v =Vuelo de la zapata

$$v = \frac{a - a_0}{2} = \frac{200 - 30}{2} = 85\text{cm}$$

Dado que el vuelo $v = 85\text{cm}$, es mayor que $2h=80\text{cm}$ se trata de una zapata flexible

3.7.4.4 Verificación de los esfuerzos máximos generados

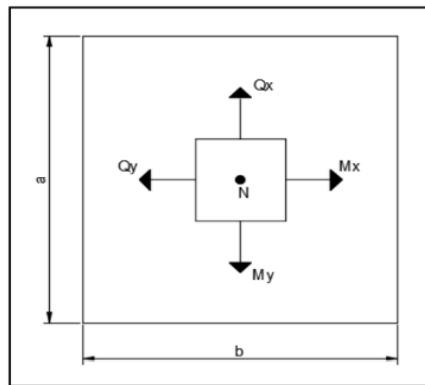
El peso propio será:

$$P_p = \gamma_{HA} * a * b * h = 2500 * 2 * 2 * 0,4 = 4000\text{kg}$$

Carga real:

$$N_{real} = N + P_p = 55256,25 + 4000 = 59256,25\text{kg}$$

Figura 3. 19 Acciones en el plano de cimentación



Fuente: Elaboración propia

$$M_x' = M_x + C_y * h = 130 * 100 + 260 * 40 = 23400\text{kgcm}$$

$$M_y' = M_y + C_x * h = 398 * 100 + 2 * 40 = 39880\text{kgcm}$$

Donde:

M_x' = Momento corregido en dirección x

M_y' = Momento corregido en dirección y

M_x = Momento dirección x

M_y = Momento dirección y

C_x = Cortante dirección x

Cy= Cortante dirección y

N= Esfuerzo normal

Pp= Peso propio

A= Área de la zapata

h= Altura de la zapata

$$\sigma_{max} = \frac{N + Pp}{A^2} + \frac{6 * Mx'}{A^3} + \frac{6 * My'}{A^3}$$

$$\sigma_{max} = \frac{55256,25 + 4000}{200^2} + \frac{6 * 23400}{200^3} + \frac{6 * 39880}{200^3} = \frac{1,52kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

$$\frac{1,52kg}{cm^2} < \frac{1,75kg}{cm^2} \text{ estable frente a hundimiento}$$

3.7.4.5 Verificación al vuelco.

$$\gamma_{vx} = \frac{N_{real} * a}{2 * Mx'} \geq 1,5$$

Donde:

Nreal= Carga real

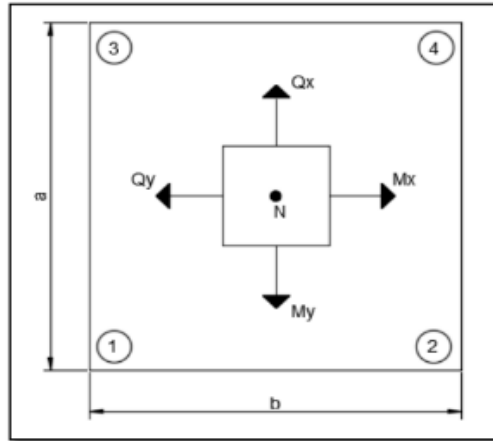
$$\gamma_{vx} = \frac{59256,25 * 200}{2 * 23400} = 253,23 \geq 1,5 \text{ CUMPLE!}$$

$$\gamma_{vy} = \frac{N_{real} * b}{2 * My'} \geq 1,5$$

$$\gamma_{vy} = \frac{59256,25 * 200}{2 * 39880} = 148,58 \geq 1,5 \text{ CUMPLE!}$$

3.7.4.6 Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata

Figura 3. 20 Esfuerzos máximos y mínimos



Fuente: Elaboración propia

$$\sigma = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * Mx'}{a * b^2} + \frac{6 * My'}{a^2 * b}$$

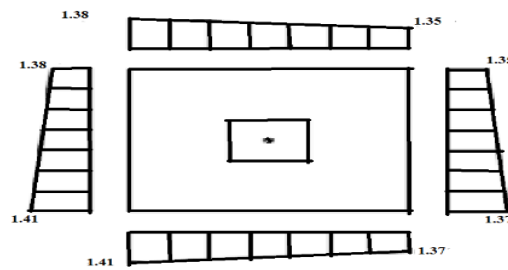
$$\sigma_1 = \frac{55256,25}{200^2} + \frac{6 * 23400}{200^3} + \frac{6 * 39880}{200^3} = \frac{1,41kg}{cm^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{55256,25}{200^2} + \frac{6 * 23400}{200^3} - \frac{6 * 39880}{200^3} = \frac{1,37kg}{cm^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{55256,25}{200^2} - \frac{6 * 23400}{200^3} + \frac{6 * 39880}{200^3} = \frac{1,38kg}{cm^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{55256,25}{200^2} - \frac{6 * 23400}{200^3} - \frac{6 * 39880}{200^3} = \frac{1,35kg}{cm^2}$$

Figura 3. 21 Tensiones actuantes en la zapata



Fuente: Elaboración propia

Se realiza el diseño a flexión para el lado Y, debido a que esta dirección es la más solicitada.

Lado Y

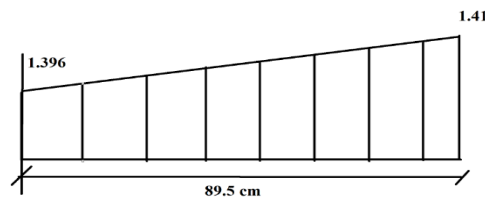
$$L = \frac{b - b_0}{2} + 0,15 * b_0 = \frac{200 - 30}{2} + 0,15 * 30 = 89,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_y = \sigma_1 - \frac{L}{a} * (\sigma_1 - \sigma_3) = 1,41 - \frac{89,5}{200} * (1,41 - 1,38) = \frac{1,396 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M = 5628,53 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$V = 125,56 \text{ kg}$$

Figura 3. 22 Esquema y respuesta estructural en la zapata



Fuente: Elaboración propia

3.7.4.7 Momento de diseño

$$Md = 1,6 * M * b = 1,6 * 5628,53 * 200 = 1801129,6 \text{ kg} * \text{cm}$$

3.7.4.8 Momento reducido de cálculo

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{1801129,6}{200 * 35,21^2 * 166,67} = 0,0435$$

3.7.4.9 Cuantía mecánica

$$w = \mu * (1 + \mu) = 0,0435 * (1 + 0,0435) = 0,04539$$

3.7.4.10 Armadura necesaria

$$As = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04539 * 200 * 35,21 * \frac{166,67}{4347,83} = 12,25 \text{ cm}^2$$

3.7.4.11 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b * h = 0,0015 * 200 * 40 = 12cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará la mayor $A_s=12,25cm^2$

Cypecad= $A_s=20,1cm^2$ Área de acero: $A_s=12,25cm^2$ $\Delta=39,05\%$

3.7.4.12 Número de barras

$$N = \frac{A_s}{A_{\emptyset 12}} = \frac{12,25}{1,130} = 11barras$$

$$11 * 1,130 = 12,43cm^2$$

$$12,43cm^2 > 12,25cm^2 \text{ OK}$$

3.7.4.13 Espaciamiento entre barras en 2m o 200cm

$$S = \frac{b - 2 * r}{N - 1} = \frac{200 - 2 * 5}{11 - 1} = 20cm$$

$$N = \frac{200 - 2 * 5}{20} = 10Barras$$

Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá usar:

$$10\emptyset 12c/20cm$$

3.7.4.14 Verificación al corte y punzonamiento

Debido a que se empleó las formulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas

3.7.4.15 Verificación de la adherencia

V_d =Cortante de diseño

k=2 Para zapatas flexibles

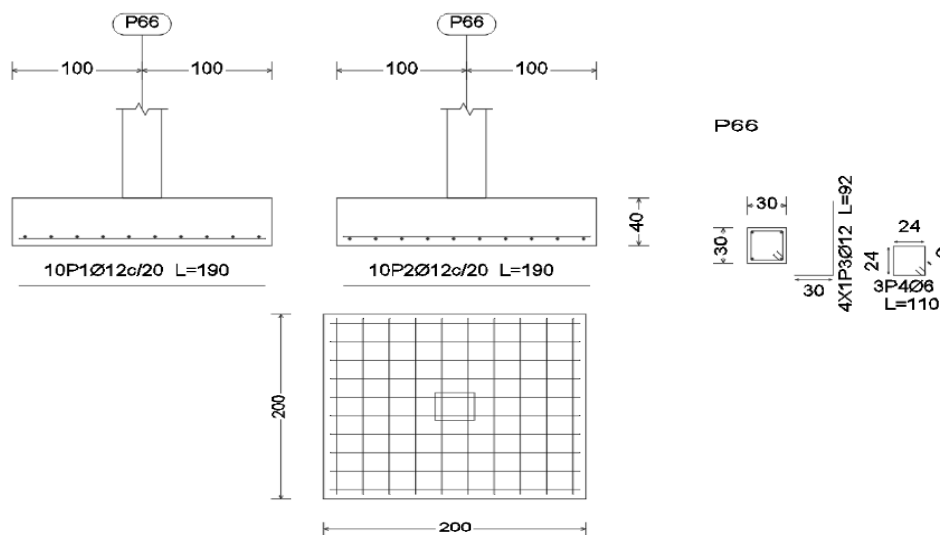
$$Vd = \gamma f * V * b = 1,6 * 125,56 * 200 = 40179,2kg$$

$$\frac{Vd}{0,9 * d * n * \pi * \phi} \leq k * \sqrt[3]{fcd^2}$$

$$\frac{40179,2}{0,9 * 35,21 * 10 * \pi * 1,6} \leq 2 * \sqrt[3]{166.67^2}$$

$$\frac{25,22kg}{cm^2} \leq \frac{60,57kg}{cm^2} \text{ Cumple}$$

Figura 3. 23 Disposición de la Armadura de la Zapata



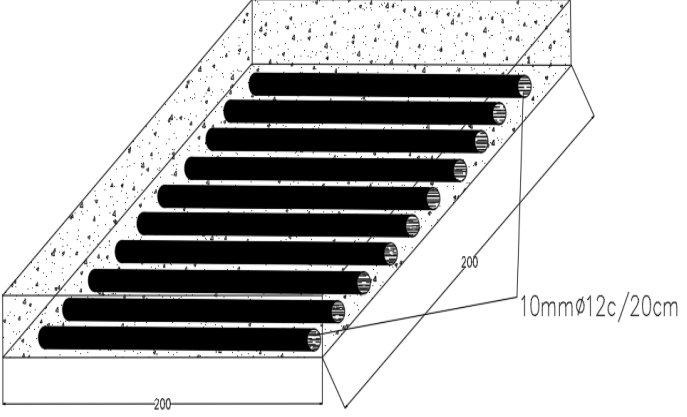
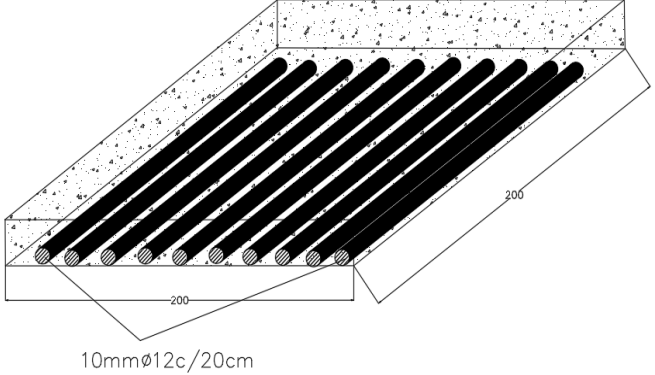
Fuente: Cypecad

Tabla 3. 13 Resumen General para la zapata

Zapata P66	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia respecto al cálculo manual %
Dimensiones	200cmx200cmx40cm	200cmx200cmx40cm	0
Armadura en dirección x	10Ø12c/20cm	10Ø12c/20cm	0
Armadura en dirección y	10Ø12c/20cm	10Ø12c/20cm	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 14 Detalle constructivo zapata

Zapata P66	Detalle constructivo
<p>Con una sección de 200x200cm, armadura en la dirección X $10\varnothing 12\text{mm}$ c/20cm</p>	
<p>Con una sección de 200x200cm, armadura en la dirección Y $10\varnothing 12\text{mm}$ c/20cm</p>	

Fuente: Elaboración propia

3.7.5 Obras complementarias

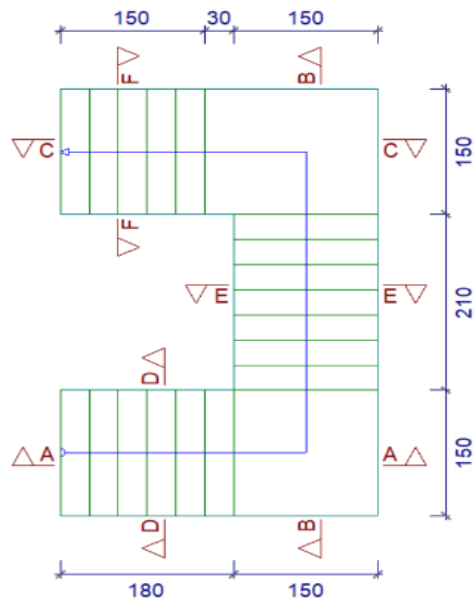
3.7.5.1 Diseño de una escalera

Geometría

Huella:	$h=0,3\text{m}$
Contra huella:	$ch=0,2\text{m}$
Nº de peldaños:	$N^{\circ}=21$
Hormigón:	$F_{cd}=166,67\text{kg/cm}^2$

Acero:	$F_{yd}=4347,83 \text{ kg/cm}^2$
Desnivel a salvar:	$Z=4,20\text{m}$
Ancho de la rampa:	$a=1,5\text{m}$
Espesor:	$t=0,33\text{m}$
Recubrimiento geométrico:	$r=3\text{cm}$

Figura 3. 24 Vista en planta de la escalera



Fuente: Cypecad

3.7.5.1.1 La pendiente de la escalera viene dada por:

$$m = \frac{ch}{h} = \frac{20}{30} = 0,66$$

Donde:

Ch= Contra huella

h= huella

$$\alpha = \arctan(m) = \arctan(0,66) = 33,42^\circ$$

Sobrecarga:

La sobre carga de uso que se asumió fue de $q_{sc} = 400 \text{ kg/m}^2$

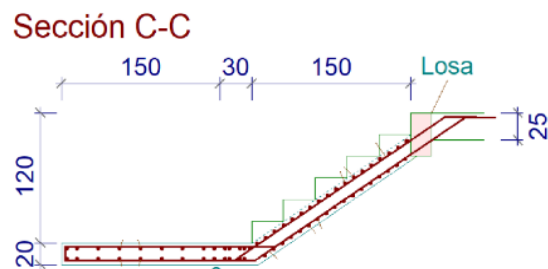
$$\text{Sobrecarga} = q_{sc} * a = 400 * 1,5 = 600 \text{ kg/m}$$

Donde:

$a =$ Ancho de la rampa

3.7.5.1.2 Cargas sobre el tramo 3:

Figura 3. 25 Características geométricas de la escalera tramo 1



Fuente: Cypecad

$$\text{Volrampa} = t * a * l = 0,2 * 1,5 * \sqrt{1,20^2 + 1,50^2} = 0,57 \text{ m}^3$$

$$\text{Volpeldaño} = \frac{h * ch}{2} * a * N^{\circ} \text{peldaños} = \frac{0,3 * 0,2}{2} + 1,5 * 6 = 0,27 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso escalera} = \text{Volescalera} * \gamma_{HA} = (0,57 + 0,27) * 2500 = 2100 \text{ kg}$$

$$q_{escalera} = \frac{\text{Peso escalera}}{\text{Arampa}} * a = \frac{2100}{1,5 * 1,5} * 1,5 = \frac{1400 \text{ kg}}{\text{m}}$$

$$q_{acabdo} = \frac{100 \text{ kg}}{\text{m}^2} * 1,5 \text{ m} = 150 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = q_{escalera} + q_{acabdo}$$

$$\text{Carga muerta total} = 1400 + 150 = \frac{1550 \text{ kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga mayorada} = 1550 * 1,6 + 600 * 1,6 = 3440 \text{ kg/m}$$

Carga sobre la losa de descanso

$$q_{descanso} = t * \gamma_{HA} * a = 0,20 * 2500 * 1,8 = \frac{1485kg}{m}$$

$$q_{acabado} = \frac{100kg}{m^2} * 1,5 = 150kg/m$$

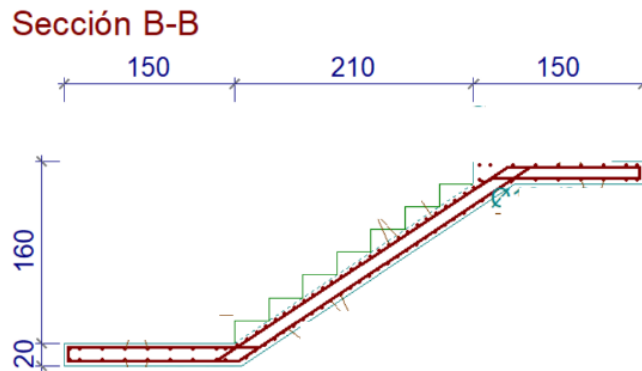
$$Carga\ muerta\ total = q_{descanso} + q_{acabado}$$

$$Carga\ muerta\ total = 1485 + 150 = \frac{1635kg}{m}$$

$$Carga\ mayorada = 1635 * 1,6 + 600 * 1,6 = 3576kg/m$$

3.7.5.1.3 Cargas sobre el tramo 2

Figura 3. 26 Características geométricas de la escalera tramo 2



Fuente: Cypecad

$$Vol_{rampa} = t * a * l = 0,20 * 1,5 * \sqrt{1,60^2 + 2,10^2} = 0,79m^3$$

$$Vol_{peldaño} = \frac{h * ch}{2} * a * N^{\circ}peldaños = \frac{0,3 * 0,2}{2} * 1,5 * 8 = 0,36m^3$$

$$Peso\ escalera = Vol_{escalera} * \gamma_{HA} = (0,79 + 0,36) * 2500 = 2875kg$$

$$q_{escalera} = \frac{Peso\ escalera}{Arampa} * a = \frac{2875}{2,10 * 1,5} * 1,5 = \frac{1369,04kg}{m}$$

$$q_{acabdo} = \frac{100kg}{m^2} * 1,5 = 150kg/m$$

$$Carga\ muerta\ total = q_{escalera} + q_{acabado}$$

$$Carga\ muerta\ total = 1369,04 + 150 = \frac{1519,04kg}{m}$$

$$Carga\ mayorada = 1519,04 * 1,6 + 600 * 1,6 = 3390,464kg/m$$

Carga sobre la losa de descanso

$$q_{descanso} = t * \gamma_{HA} * a = 0,2 * 2500 * 1,5 = \frac{750kg}{m}$$

$$q_{acabado} = \frac{100kg}{m^2} * 1,5 = 150kg/m$$

$$Carga\ muerta\ total = q_{descanso} + q_{barandilla} + q_{acabado}$$

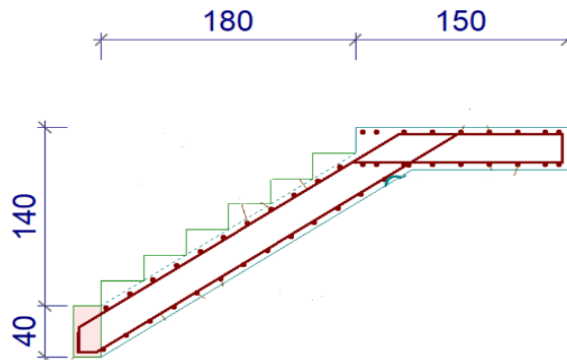
$$Carga\ muerta\ total = 750 + 150 = \frac{900kg}{m}$$

$$Carga\ mayorada = 900 * 1,6 + 600 * 1,6 = 2400kg/m$$

3.7.5.1.4 Cargas sobre el tramo 1

Figura 3. 27 Características geométricas de la escalera tramo 3

Sección A-A



Fuente: Cypecad

$$Vol_{rampa} = t * a * l = 0,2 * 1,5 * \sqrt{1,40^2 + 1,80^2} = 0,68m^3$$

$$Vol_{peldaño} = \frac{h * ch}{2} * a * N^{o}peldaños = \frac{0,3 * 0,2}{2} * 1,5 * 7 = 0,315m^3$$

$$Peso\ escalera = Vol_{escalera} * \gamma_{HA} = (0,68 + 0,315) * 2500 = 2487,5kg$$

$$q_{escalera} = \frac{\text{Peso escalera}}{\text{Arampa}} * a = \frac{2487,5}{1,8 * 1,5} * 1,5 = \frac{1658,33kg}{m}$$

$$q_{cabdo} = \frac{100kg}{m^2} * 1,5 = 150kg/m$$

$$\text{Carga muerta total} = q_{escalera} + q_{barandilla} + q_{cabado}$$

$$\text{Carga muerta total} = 1658,33 + 150 = \frac{1808,33kg}{m}$$

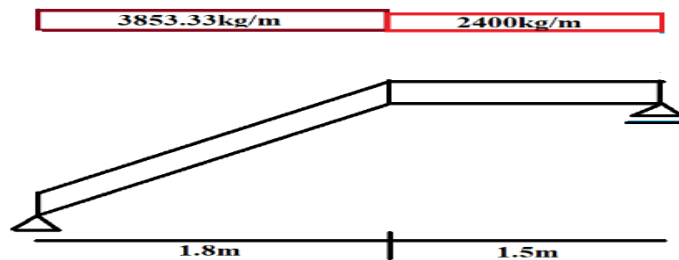
$$\text{Carga mayorada} = 1808,33 * 1,6 + 600 * 1,6 = 3853,33kg/m$$

3.7.5.1.5 Diseño de la escalera

Para el cálculo de la armadura principal se la calculara como losa maciza de hormigón armado, como simplemente apoyado para los momentos positivos y como empotrada para los momentos negativos

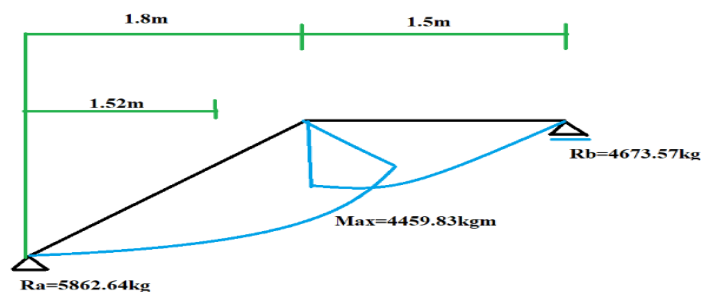
3.7.5.1.5.1 Tramo 1 Sección A-A (comienzo de la escalera)

Figura 3. 28 Armadura principal tramo 1



Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 29 Diagrama de momentos positivos



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.1.5.2 Determinación de la armadura longitudinal positiva

$M_d=4459,83\text{kgm}$ Momento de diseño

$b_w=a=1,5\text{m}$ Ancho de la rampa

$t=0,2\text{m}$ Espesor de la losa

$r=0,03\text{m}$ Recubrimiento mecánico

$d=0,17\text{m}$ Canto útil

3.7.5.1.5.3 El momento reducido de cálculo:

Para un b_w de $1\text{m}=100\text{cm}$ de ancho

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

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

$$\mu_d = \frac{4459,83 * 100}{100 * 17^2 * 166,67} = 0,092$$

3.7.5.1.5.4 Armadura necesaria

De acuerdo a la tabla 2.7 del punto 2.1.5.1.1 del capítulo II se obtiene la cuantía mecánica. Con un $\mu_d=0.092$ se obtiene una cuantía mecánica de $w=0,0983$

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

$$A_s = 0,0983 * 100 * 17 * \frac{166,67}{4347,83} = 6,40\text{cm}^2$$

3.7.5.1.5.5 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{\min}=0,0015$ (losas)

$$As_{min} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 100 * 20 = 3cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor
 $As=6,40cm^2$

Número de barras: para $\varnothing 12$

$$N^{\circ} = \frac{As}{As_{\varnothing 12}} = \frac{6,40}{1,13} = 6barras$$

$$As = 6 * 1,130 = 6.78cm^2 > 6,40cm^2 \text{ OK}$$

$$\text{Espaciamiento para } 150cm = \frac{150}{6} = 25cm = 20cm$$

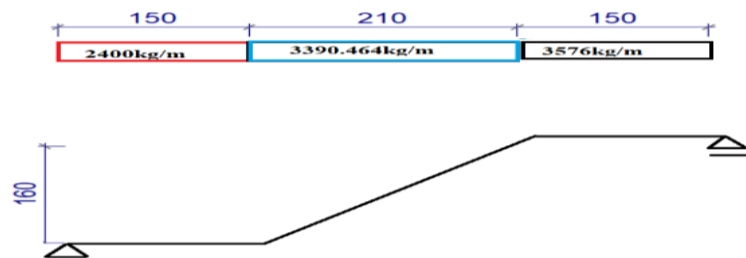
3.7.5.1.5.6 Número de barras para 1,5m

$$N^{\circ} = \frac{150}{20} = 7,5barras = 8barras$$

Usar: 8 $\varnothing 12c/20$

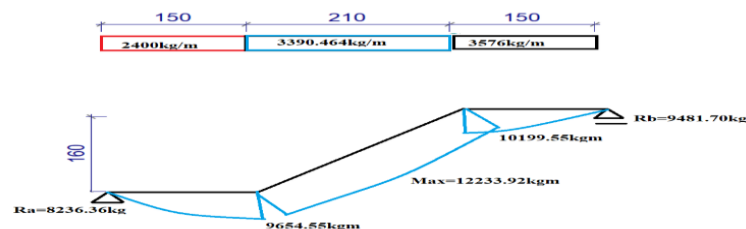
3.7.5.1.5.7 Tramo 2 Sección B-B (Centro de la escalera)

Figura 3. 30 Armadura principal tramo 2 sección B-B



Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 31 Diagrama de momentos positivos



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.1.5.8 Determinación de la armadura longitudinal positiva

$M_d=12233,92\text{kgm}$ Momento de cálculo

$b_w=a=1,5\text{m}$ Ancho de la rampa

$t=0,2\text{m}$ Espesor de la losa

$r=0,03\text{m}$ Recubrimiento mecánico

$d=0,17\text{m}$ Canto útil

3.7.5.1.5.9 El momento reducido de cálculo

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

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

$$\mu_d = \frac{12233,92 * 100}{150 * 17^2 * 166,67} = 0,169$$

Con un $\mu_d=0,169$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega=0,191$

3.7.5.1.5.10 Armadura necesaria

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,191 * 150 * 17 * \frac{166,67}{4347,83} = 18,67\text{cm}^2$$

3.7.5.1.5.11 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 150 * 20 = 4,5\text{cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con armadura mínima y se adoptará el mayor

$A_s=18,67\text{cm}^2$

3.7.5.1.5.12 Número de barras: para Ø16

$$N^{\circ} = \frac{As}{As_{\text{Ø16}}} = \frac{18,67}{2,01} = 10 \text{ barras}$$

$$As = 10 * 2,01 = 20,1 \text{ cm}^2 > 18,67 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

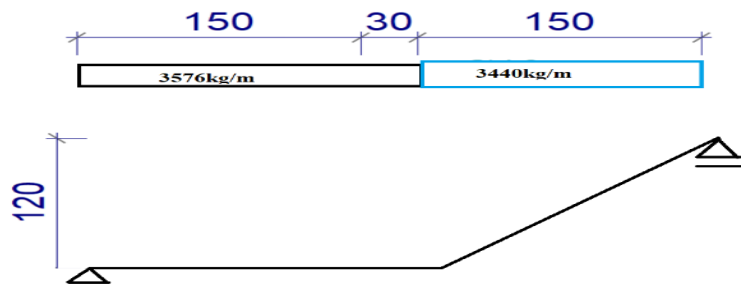
$$\text{Espaciamiento para } 1.5\text{m} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Número de barras para } 1.5\text{m} = \frac{150}{15} = 10 \text{ barras}$$

Usar: 10Ø16c/15

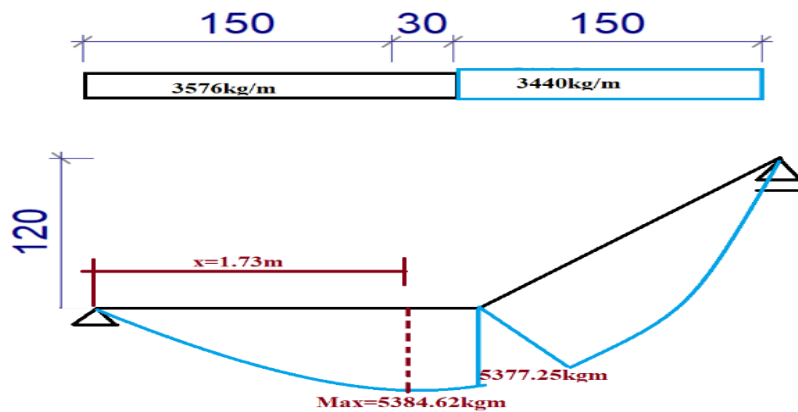
3.7.5.1.5.13 Tramo 3 Sección C-C (final de la escalera)

Figura 3. 32 Armadura principal tramo3 sección C-C



Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 33 Diagrama de momentos positivos



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.1.5.14 Determinación de la armadura longitudinal positiva

$M_d=5384,62\text{kgm}$ Momento de cálculo

$b_w=a=1,5\text{m}$ Ancho de la rampa

$t=0,2\text{m}$ Espesor de la losa

$r=0,03\text{m}$ Recubrimiento mecánico

$d=0,17\text{m}$ Canto útil

3.7.5.1.5.15 El momento reducido de cálculo

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

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

$$\mu_d = \frac{5384,62 * 100}{150 * 17^2 * 166,67} = 0,0745$$

Con un $\mu_d=0.0745$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega=0,0788$

3.7.5.1.5.16 Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0788 * 150 * 17 * \frac{166,67}{4347,83} = 7,70\text{m}^2$$

3.7.5.1.5.17 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 150 * 20 = 4,5\text{cm}^2$$

Se compara armadura necesaria con armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=7,70\text{cm}^2$

3.7.5.1.5.18 Número de barras: para Ø12

$$N^{\circ} = \frac{A_s}{A_{s\phi 12}} = \frac{7,70}{1,130} = 7 \text{ barras}$$

$$A_s = 7 * 1.130 = 7,91 \text{ cm}^2 > 7,70 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{150}{7} = 21,42 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

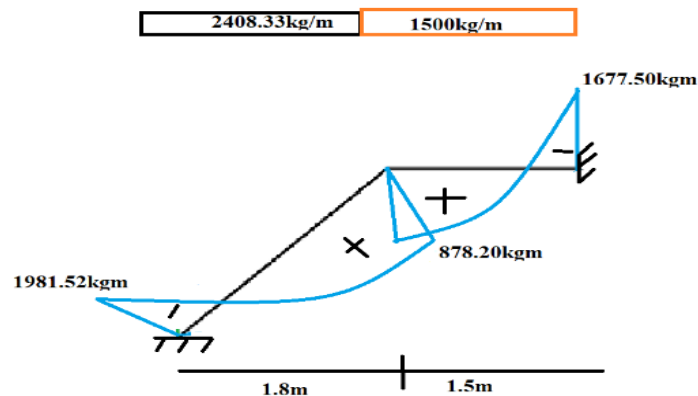
$$N^{\circ} = \frac{150}{20} = 8 \text{ barras}$$

Usar: 8Ø12c/20

3.7.5.1.5.19 Determinación de la armadura longitudinal negativa

3.7.5.1.5.20 Tramo 1 Sección A-A (comienzo de la escalera)

Figura 3. 34 Diagrama de momentos negativos tramo 1 sección A-A



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.1.5.21 Determinación de la armadura longitudinal negativa

$M_d = 1981,52 \text{ kgm}$ Momento de calculo

$b_w = a = 1,5 \text{ m}$ Ancho de la rampa

$t = 0,2 \text{ m}$ Espesor de la losa

$r = 0,03 \text{ m}$ Recubrimiento mecánico

$d=0,17m$ Canto útil

3.7.5.1.5.22 El momento reducido de cálculo

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu d = \frac{1981,52 * 100}{150 * 17^2 * 166,67} = 0,03$$

Con un $\mu d=0.03$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega=0.0310$

3.7.5.1.5.23 Armadura necesaria

$$A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 * 150 * 17 * \frac{166,67}{4347,83} = 3,03m^2$$

3.7.5.1.5.24 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 150 * 20 = 4,5cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=4,5cm^2$

3.7.5.1.5.25 Número de barras: para Ø12

$$N^{\circ} = \frac{A_s}{A_{s\phi 16}} = \frac{4,5}{1,13} = 4barras$$

$$A_s = 4 * 1,13 = 4,52cm^2 > 4,5cm^2 OK$$

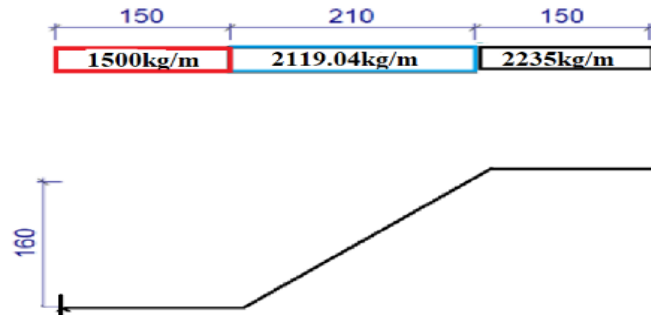
$$Espaciamiento = \frac{150}{4} = 34,5cm \sim 20cm$$

$$N^{\circ} = \frac{150}{20} = 8 \text{ barras}$$

Usar: 8Ø12c/20

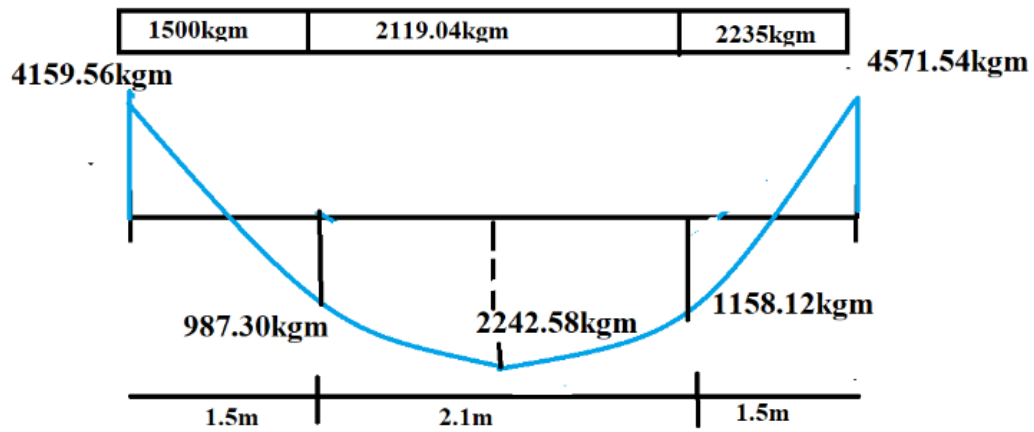
3.7.5.1.5.26 Tramo 2 Sección B-B (Centro de la escalera)

Figura 3. 35 Armadura negativa tramo2 sección B-B



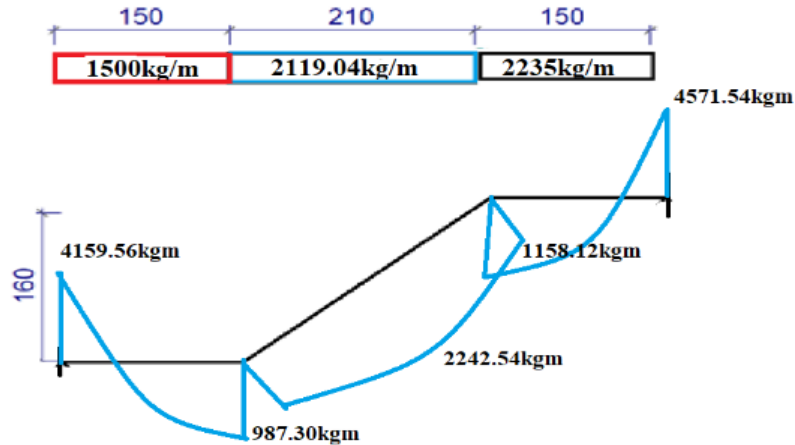
Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 36 Diagrama de momentos de la escalera empotrada



Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 37 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.1.5.27 Determinación de la armadura longitudinal negativa

$M_d = 4571,54 \text{ kgm}$ Momento de cálculo

$b_w = a = 1,5 \text{ m}$ Ancho de la rampa

$t = 0,2 \text{ m}$ Espesor de la losa

$r = 0,03 \text{ m}$ Recubrimiento mecánico

$d = 0,17 \text{ m}$ Canto útil

3.7.5.1.5.28 El momento reducido de cálculo

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

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

$$\mu_d = \frac{4571,54 * 100}{150 * 17^2 * 166,67} = 0,0633$$

Con un $\mu_d = 0.0633$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0,0665$

3.7.5.1.5.29 Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0665 * 150 * 17 * \frac{166,67}{4347,83} = 6,5m^2$$

3.7.5.1.5.30 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 150 * 20 = 4,5cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=6,5cm^2$

3.7.5.1.5.31 Número de barras: para Ø12

$$N^{\circ} = \frac{A_s}{A_{s\phi 16}} = \frac{6,5}{1,130} = 6barras$$

$$6 * 1.13 = 6,78cm^2 > 6,5cm^2 \text{ OK}$$

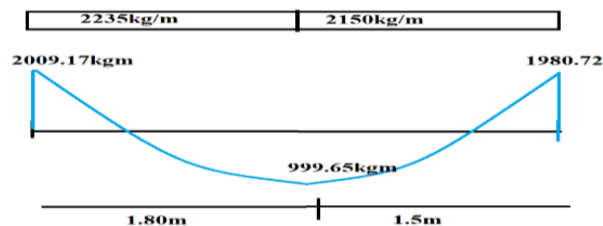
$$Espaciamiento = \frac{150}{6} = 25cm \sim 20cm$$

$$N^{\circ} = \frac{150}{20} = 8barras$$

Usar: 8Ø12c/20

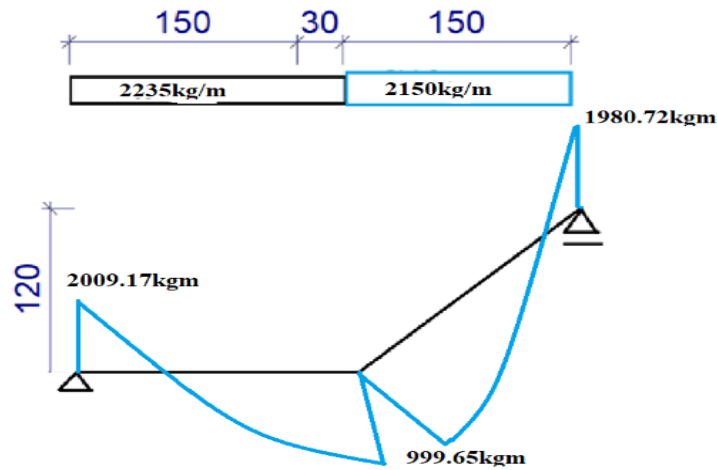
3.7.5.1.5.32 Tramo 3 Sección C-C (final de la escalera)

Figura 3. 38 Diagrama de la escalera empotrada tramo 3 sección C-C



Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 39 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.1.5.33 Determinación de la armadura longitudinal negativa

$M_d = 2009,17 \text{ kgm}$ Momento de cálculo

$b_w = a = 1,5 \text{ m}$ Ancho de la rampa

$t = 0,2 \text{ m}$ Espesor de la losa

$r = 0,03 \text{ m}$ Recubrimiento mecánico

$d = 0,17 \text{ m}$ Canto útil

3.7.5.1.5.34 El momento reducido de cálculo

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

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

$$\mu_d = \frac{2009,17 * 100}{150 * 17^2 * 166,67} = 0,0278$$

Con un $\mu_d = 0,0278$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0,0310$

3.7.5.1.5.35 Armadura necesaria

$$A_s = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd} = 0,0310 * 150 * 17 * \frac{166,67}{4347,83} = 3,03m^2$$

3.7.5.1.5.36 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 150 * 20 = 4,5cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=4,5cm^2$

3.7.5.1.5.37 Número de barras: para Ø12

$$N^{\circ} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 16}} = \frac{4,5}{1,130} = 4barras$$

$$Espaciamiento = \frac{150}{4} = 37,5cm \sim 20cm$$

$$N^{\circ} = \frac{150}{20} = 8barras$$

Usar: 8Ø12c/20

3.7.5.1.5.38 Cálculo de la armadura de reparto:

Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura longitudinal.

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 18,67cm^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0,2 * 18,67cm^2 = 3,74cm^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considera un diámetro de Ø8mm con un Área=0,503cm² entonces el número de barras será:

$$N^{\circ} = \frac{As}{As\emptyset} = \frac{3,74}{0,503} = 7,44 \text{barras} \sim 8 \text{barras}$$

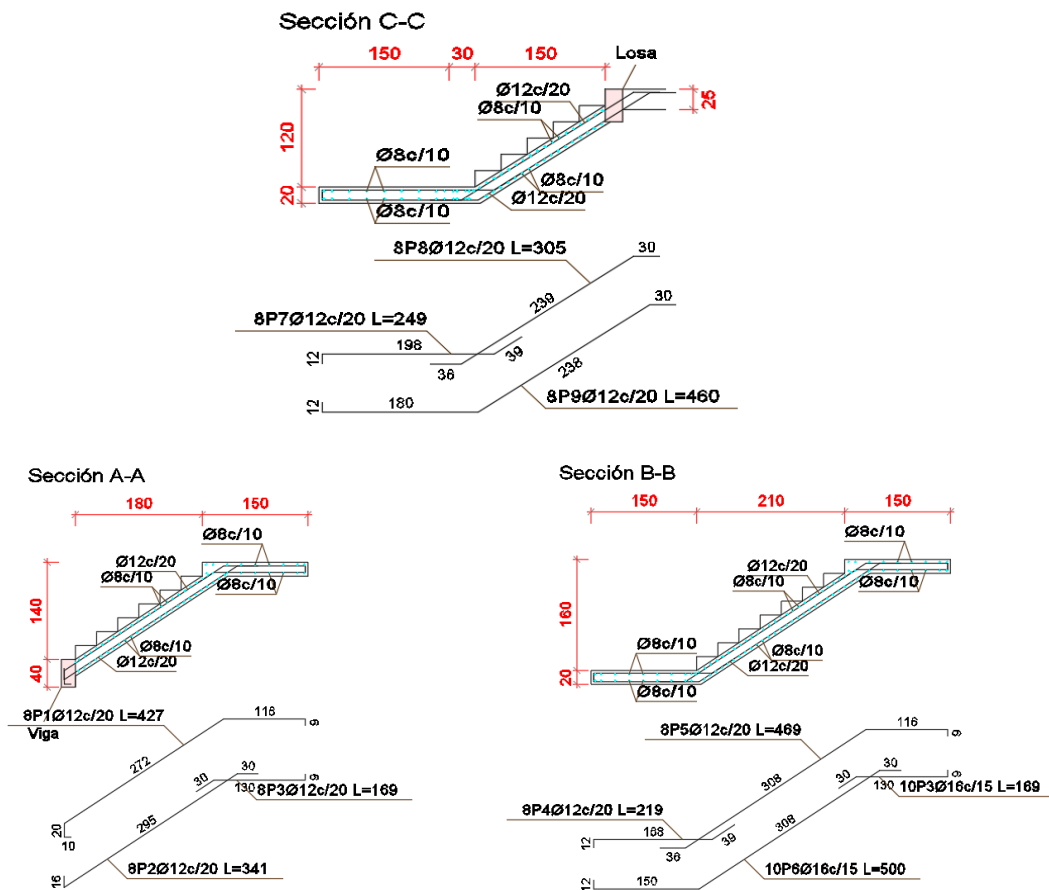
Con un área de

$$As = 8 * 0,503 = 4,024 \text{cm}^2$$

$$4,024 \text{cm}^2 > 3,74 \text{cm}^2$$

Usara: 8Øc/10

Figura 3. 40 Detalle de Armaduras de la escalera



Fuente: Cypecad

Tabla 3. 15 Resumen general para la escalera

Escalera	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia con respecto al cálculo manual %
Armadura positiva tramo1	8Ø12mmc/20cm	8Ø12mmc/20cm	0
Armadura positiva tramo2	10Ø16mmc/15cm	10Ø16mmc/15cm	0
Armadura positiva tramo3	8Ø12mmc/20cm	8Ø12mmc/20cm	0
Armadura negativa tramo1	8Ø12mmc/20cm	8Ø12mmc/20cm	0
Armadura negativa tramo2	8Ø12mmc/20cm	8Ø12mmc/20cm	0
Armadura negativa tramo3	8Ø12mmc/20cm	8Ø12mmc/20cmc	0
Armadura transversal	8Ø16mmc/10cm	8Ø16mmc/10m	0

Fuente: Elaboración propia

3.7.5.2 Diseño estructural de la rampa

Geometría

Ámbito=1,20m

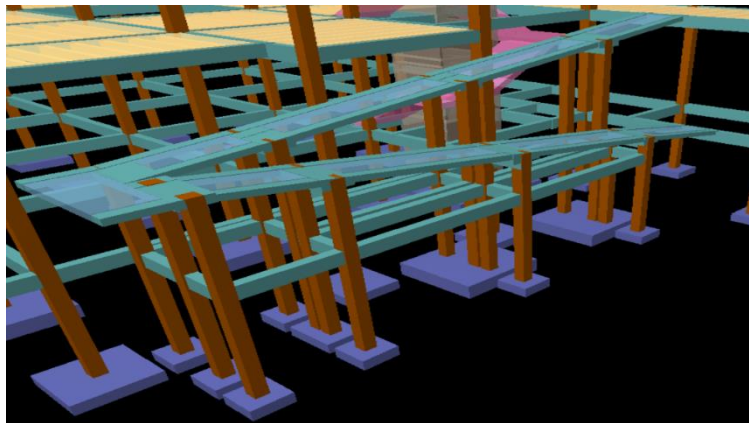
Espesor=0,15m

Cargas

Sobrecarga de uso 400kg/m²

Baranda =40kg/m

Figura 3. 41 Geometría de la rampa



Fuente: Cypecad

3.7.5.2.1 Cargas que actúan en la de la rampa

Sobrecarga de diseño

Carga viva

$$CV = SC * a$$

Donde:

a= ancho de losa (Para 1m)

$$CV = \frac{400Kg}{m^2} * 1m = 400kg/m$$

Peso propio de la losa

$$q_{losa} = \frac{2500kg}{m^3} * 0,15m * 1m = 500kg/m$$

Carga de Baranda

$$q_{baranda} = 39kg/m$$

Carga muerta en la rampa

$$CM = Pp + q_{baranda}$$

$$CM = \frac{500kg}{m} + \frac{40kg}{m} = \frac{540kg}{m}$$

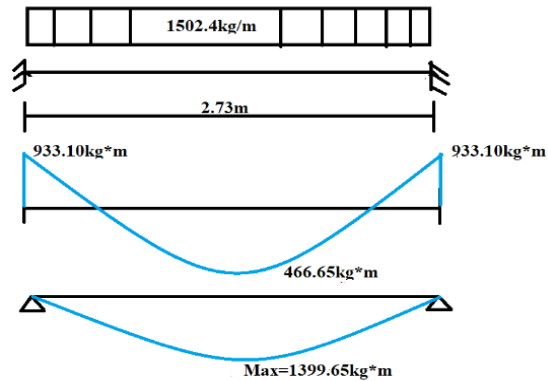
Análisis de carga de rampa

$$Q = 1,6CV + 1,6CM$$

$$Q = 1,6 * \frac{540kg}{m} + 1,6 * \frac{400kg}{m} = \frac{1502,4kg}{m}$$

3.7.5.2.2 Tramo 1 de la rampa

Figura 3. 42 Cargas que actúan sobre la viga y diagrama de momentos tramo 1



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.2.2.1 Diseño armadura longitudinal para la parte inferior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100\text{cm}$

Espesor: $t=15\text{cm}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$M_d=1399,65\text{kgm}$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{5000}{1.15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

3.7.5.2.2.2 Momento reducido de cálculo

$$\mu = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$\mu = \frac{1399,65 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0537$$

3.7.5.2.2.3 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0537$; $w=0,0562$ (valor interpolado)

3.7.5.2.2.4 Armadura necesaria

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 0,0562 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 2,69cm^2$$

3.7.5.2.2.5 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$As_{min} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor

$As=2,69cm^2$

3.7.5.2.2.6 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^{\circ} = \frac{As}{As_{\emptyset 8}} = \frac{2,69}{0,503} = 6barras$$

$$As = 6 * 0,503 = 3,018cm^2 > 2,69cm^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.2.7 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} \sim 15\text{cm}$$

Usar: $\emptyset 8\text{c}/15\text{cm}$

3.7.5.2.2.8 Armadura longitudinal para la parte superior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100\text{cm}$

Espesor: $t=15\text{cm}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$M_d=933,10\text{kgm}$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{5000}{1.15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.7.5.2.2.9 Momento reducido de cálculo

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

$$\mu = \frac{933,10 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0358$$

3.7.5.2.2.10 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0358$; $w=0,0371$ (valor interpolado)

3.7.5.2.2.11 Armadura necesaria

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

$$A_s = 0,0371 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 1,77 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2.2.12 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor

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

3.7.5.2.2.13 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{2,25}{0,503} = 5 \text{ barras}$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.2.14 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

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

3.7.5.2.2.15 Armadura transversal

Se dispondrá A_{smin} ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura. La cuantía mínima por norma es $w_{min}=0,0015$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

3.7.5.2.2.16 Número de barras

Para $\varnothing 8$

$$N^{\circ} = \frac{2,25}{0,503} = 5barras$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515cm^2 > 2,25cm^2 \text{ OK}$$

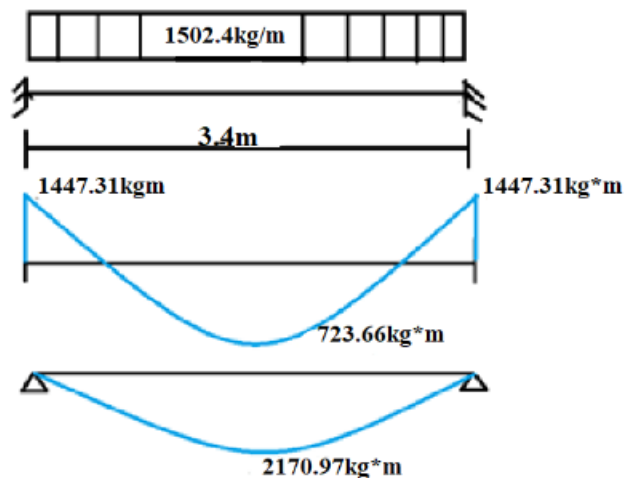
3.7.5.2.2.17 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20cm$$

Usar: $\varnothing 8c/20cm$

3.7.5.2.3 Tramo 2; Tramo 3; Tramo 6; Tramo 7 de la rampa

Figura 3. 43 Cargas sobre la viga y momentos tramo 2;3;6 y 7



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.2.3.1 Diseño armadura longitudinal para la parte inferior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100\text{cm}$

Espesor: $t=15\text{cm}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$M_d=2170,97\text{kgm}$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.7.5.2.3.2 Cálculo de la flecha

Según la CBH-87 en la página 196, indica que le valor máximo admisible de la flecha en forjados que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de $l/300$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{340}{300} = 1,13\text{cm}$$

Según el programa tenemos una flecha máxima de $f_{max}=0,821\text{cm}$

Podemos ver que la flecha máxima no supera el admisible, por lo tanto, se puede decir que está correcto

3.7.5.2.3.3 Momento reducido de cálculo

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

$$\mu = \frac{2170,97 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0834$$

3.7.5.2.3.4 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0834$; $w=0,0886$ (valor interpolado)

3.7.5.2.3.5 Armadura necesaria

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

$$A_s = 0,0886 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 4,24 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2.3.6 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=4,24 \text{ cm}^2$

3.7.5.2.3.7 Número de barras

Para $\emptyset 10$

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 10}} = \frac{4,24}{0,785} = 5,40 = 6 \text{ barras}$$

$$A_s = 6 * 0,785 = 4,71 \text{ cm}^2 > 4,24 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.3.8 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \sim 15 \text{ cm}$$

Usar: Ø10c/15cm

3.7.5.2.3.9 Armadura longitudinal para la parte superior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100\text{cm}$

Espesor: $t=15\text{cm}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$M_d=1447,31\text{ kgm}$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.7.5.2.3.10 Momento reducido de cálculo

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

$$\mu = \frac{1447,31 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0556$$

3.7.5.2.3.11 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0556$; $w=0,0582$ (valor interpolado)

3.7.5.2.3.12 Armadura necesaria

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

$$A_s = 0,0582 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 2,78 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2.3.13 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=2,78 \text{ cm}^2$

3.7.5.2.3.14 Número de barras

Para $\emptyset 10$

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 10}} = \frac{2,78}{0,785} = 4 \text{ barras}$$

$$A_s = 4 * 0,785 = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,78 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.3.15 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$$

Usar: $\emptyset 10 \text{ c}/20 \text{ cm}$

3.7.5.2.3.16 Armadura transversal

Se dispondrá A_{smin} ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura. La cuantía mínima por norma es $w_{min}=0,0015$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2.3.17 Número de barras

Para Ø8

$$N^{\circ} = \frac{2,25}{0,503} = 5 \text{ barras}$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

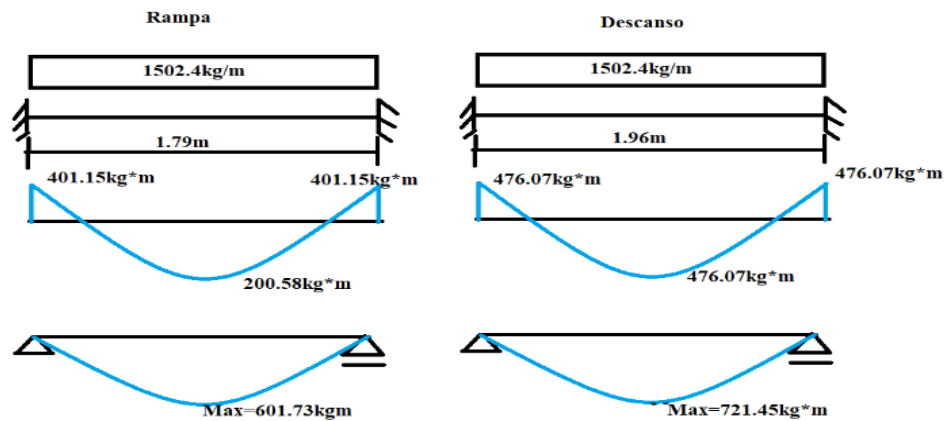
3.7.5.2.3.18 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Usar: Ø8c/20cm

3.7.5.2.4 Tramo 4 y descanso de la rampa

Figura 3. 44 Cargas sobre la viga y momentos tramo 4 y descanso



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.2.4.1 Diseño armadura longitudinal para la parte inferior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w = 100 \text{ cm}$

Espesor: $t = 15 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r = 2,5 \text{ cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$M_d=601,73\text{kgm}$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.7.5.2.4.2 Momento reducido de cálculo

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

$$\mu = \frac{601,73 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0231$$

3.7.5.2.4.3 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0231$; $w=0,0310$

3.7.5.2.4.4 Armadura necesaria

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

$$A_s = 0,0310 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 1,48\text{cm}^2$$

3.7.5.2.4.5 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.
 $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor
 $A_s=2,25cm^2$

3.7.5.2.4.6 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^{\circ} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{2,25}{0,503} = 5barras$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515cm^2 > 2,25cm^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.4.7 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20cm$$

Usar: $\emptyset 8c/20cm$

3.7.5.2.4.8 Armadura longitudinal para la parte superior de la rampa

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100cm$

Espesor: $t=15cm$

Recubrimiento: $r=2,5cm$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5cm$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250kg/cm^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000kg/cm^2$

$M_d=401,15 \text{ kgm}$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83kg}{cm^2}$$

3.7.5.2.4.9 Momento reducido de cálculo

$$\mu = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{401,15 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0154$$

3.7.5.2.4.10 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0154$; $w=0,0310$

3.7.5.2.4.11 Armadura necesaria

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

$$A_s = 0,0310 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 1,485cm^2$$

3.7.5.2.4.12 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor
 $A_s=2,25\text{cm}^2$

3.7.5.2.4.13 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_s \emptyset 8} = \frac{2,25}{0,503} = 5 \text{ barras}$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515\text{cm}^2 > 2,25\text{cm}^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.4.14 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

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

3.7.5.2.4.15 Armadura transversal

Se dispondrá armadura mínima ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura. La cuantía mínima por norma es $w_{min}=0,0015$

$$A_{smin} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25\text{cm}^2$$

3.7.5.2.4.16 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^\circ = \frac{2,25}{0,503} = 5 \text{ barras}$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515\text{cm}^2 > 2,25\text{cm}^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.4.17 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

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

3.7.5.2.4.18 Diseño armadura longitudinal

3.7.5.2.4.19 Armadura longitudinal para la parte inferior del descanso

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100\text{cm}$

Espesor: $t=15\text{cm}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$M_d=721,45\text{kgm}$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.7.5.2.4.20 Momento reducido de cálculo

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

$$\mu = \frac{721,45 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0277$$

3.7.5.2.4.21 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0277$; $w=0,0310$

3.7.5.2.4.22 Armadura necesaria

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

$$A_s = 0,0310 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 1,48 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2.4.23 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=2,25 \text{ cm}^2$

3.7.5.2.4.24 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{2,25}{0,503} = 5 \text{ barras}$$

$$A_s = * 0,503 = 2,515 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.4.25 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

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

3.7.5.2.4.26 Armadura longitudinal para la parte superior del descanso

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100 \text{ cm}$

Espesor: $t=15 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$M_d=476,07\text{ kgm}$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.7.5.2.4.27 Momento reducido de cálculo

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

$$\mu = \frac{476,07 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0183$$

3.7.5.2.4.28 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0183$; $w=0,0310$

3.7.5.2.4.29 Armadura necesaria

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

$$A_s = 0,0310 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 1,485\text{cm}^2$$

3.7.5.2.4.30 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura necesaria y se adoptará el mayor $A_s=2,25cm^2$

3.7.5.2.4.31 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{2,25}{0,503} = 5barras$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515cm^2 > 2,25cm^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.4.32 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20cm$$

Usar: $\emptyset 8c/20cm$

3.7.5.2.4.33 Armadura transversal

Se dispondrá armadura mínima ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura. La cuantía mínima por norma es $w_{min}=0,0015$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

3.7.5.2.4.34 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^\circ = \frac{2,25}{0,503} = 5barras$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515cm^2 > 2,25cm^2 \text{ OK}$$

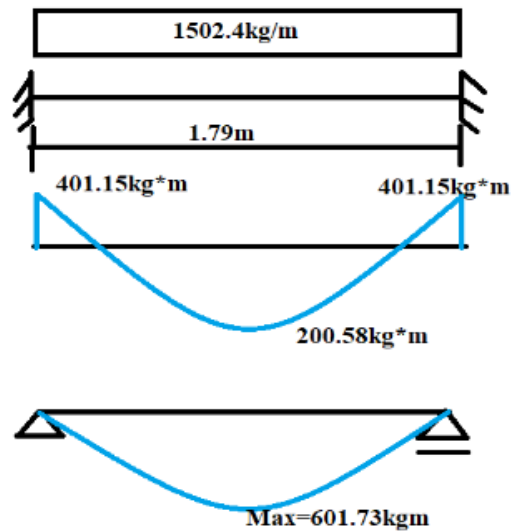
3.7.5.2.4.35 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Usar: $\varnothing 8\text{c}/20\text{cm}$

3.7.5.2.5 Tramo 5 de la rampa

Figura 3. 45 Cargas sobre la viga y diagrama de momentos tramo 5



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.2.5.1 Diseño armadura longitudinal para la parte inferior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100\text{cm}$

Espesor: $t=15\text{cm}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$Md=601,73\text{kgm}$

$$fcd = \frac{fck}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$fyd = \frac{fyk}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

fcd= Resistencia de cálculo del hormigón

fyd= Resistencia de cálculo del acero

3.7.5.2.5.2 Momento reducido de cálculo

$$\mu = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$\mu = \frac{601,73 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0231$$

3.7.5.2.5.3 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0231$; $w=0,0310$

3.7.5.2.5.4 Armadura necesaria

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 0,0310 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 1,48\text{cm}^2$$

3.7.5.2.5.5 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor

$$A_s = 2,25cm^2$$

3.7.5.2.5.6 Número de barras

Para Ø8

$$N^{\circ} = \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = \frac{2,25}{0,503} = 4,47 = 5barras$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515cm^2 > 2,25cm^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.5.7 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20cm$$

Usar: Ø8c/20cm

3.7.5.2.5.8 Armadura longitudinal para la parte superior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w = 100cm$

Espesor: $t = 15cm$

Recubrimiento: $r = 2,5cm$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5cm$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck} = 250kg/cm^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk} = 5000kg/cm^2$

$M_d = 401,15 \text{ kgm}$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83kg}{cm^2}$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

3.7.5.2.5.9 Momento reducido de cálculo

$$\mu = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{401,15 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0154$$

3.7.5.2.5.10 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0154$; $w=0,0310$

3.7.5.2.5.11 Armadura necesaria

$$A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,0310 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 1,485 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2.5.12 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor

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

3.7.5.2.5.13 Número de barras

Para $\varnothing 8$

$$N^{\circ} = \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = \frac{2,25}{0,503} = 4,47 = 5barras$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515cm^2 > 2,25cm^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.5.14 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20cm$$

Usar: $\phi 8c/20cm$

3.7.5.2.5.15 Armadura transversal

Se dispondrá A_{smin} ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura. La cuantía mínima por norma es $w_{min}=0,0015$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

3.7.5.2.5.16 Número de barras

Para $\phi 8$

$$N^{\circ} = \frac{2,25}{0,503} = 4,47 \sim 5barras$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515cm^2$$

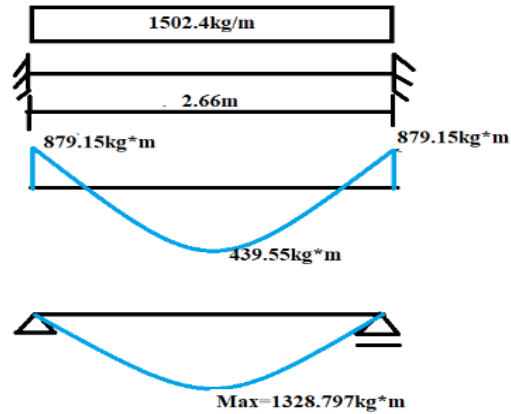
3.7.5.2.5.17 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20cm$$

Usar: $\phi 8c/20cm$

3.7.5.2.6 Tramo 8 de la rampa (Final de la rampa)

Figura 3. 46 Cargas sobre la viga y diagrama de momentos tramo 8



Fuente: Elaboración propia

3.7.5.2.6.1 Diseño armadura longitudinal para la parte inferior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w=100\text{cm}$

Espesor: $t=15\text{cm}$

Recubrimiento: $r=2,5\text{cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck}=250\text{kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

$M_d=1328,797\text{kgm}$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

3.7.5.2.6.2 Momento reducido de cálculo

$$\mu = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{1328,797 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0510$$

3.7.5.2.6.3 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0510$; $w=0,0533$ (valor interpolado)

3.7.5.2.6.4 Armadura necesaria

$$A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,0533 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 2,55cm^2$$

3.7.5.2.6.5 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.
 $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor
 $A_s=2,55cm^2$

3.7.5.2.6.6 Número de barras

Para $\varnothing 8$

$$N^{\circ} = \frac{A_s}{A_{s\varnothing 8}} = \frac{2,55}{0,503} = 5,06 = 6barras$$

$$A_s = 6 * 0,503 = 3,02 \text{ cm}^2 > 2,55 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.6.7 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \sim 15 \text{ cm}$$

Usar: $\emptyset 8 \text{ c} / 15 \text{ cm}$

3.7.5.2.6.8 Armadura longitudinal para la parte superior

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Base ancho de la losa: $b_w = 100 \text{ cm}$

Espesor: $t = 15 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r = 2,5 \text{ cm}$

Canto útil: $d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$M_d = 879,15 \text{ kgm}$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

3.7.5.2.6.9 Momento reducido de cálculo

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

$$\mu = \frac{879,15 * 100}{100 * 12,5^2 * 166,67} = 0,0337$$

3.7.5.2.6.10 Determinación de la cuantía mecánica

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0337$; $w=0,0348$

3.7.5.2.6.11 Armadura necesaria

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

$$A_s = 0,0348 * 100 * 12,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 1,667 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2.6.12 Armadura mínima

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.

$w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=2,25 \text{ cm}^2$

3.7.5.2.6.13 Número de barras

Para $\emptyset 8$

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{2,25}{0,503} = 4,47 = 5 \text{ barras}$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2.6.14 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

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

3.7.5.2.6.15 Armadura transversal

Se dispondrá A_{smin} ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura. Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía

geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25cm^2$$

3.7.5.2.6.16 Número de barras

Para Ø8

$$N^{\circ} = \frac{2,25}{0,503} = 4,47 \sim 5 \text{ barras}$$

$$A_s = 5 * 0,503 = 2,515cm^2 > 2,25cm^2 \text{ OK}$$

3.7.5.2.6.17 Espaciamiento

$$e = \frac{100}{5} = 20cm$$

Usar: Ø8c/20cm

Tabla 3. 16 Resumen general para la rampa

Tramo de la rampa	Armadura calculada	Armadura Cypecad	Diferencia con respecto al cálculo manual (%)
Tram1			
Armadura longitudinal inferior	Ø8mmc/15cm	Ø8mmc/15cm	0%
Armadura longitudinal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Tramo2;3;6;7			
Armadura longitudinal inferior	Ø10mmc/15cm	Ø10mmc/15cm	0%
Armadura longitudinal superior	Ø10mmc/20cm	Ø10mmc/20cm	0%
Armadura transversal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Tramo 4 rampa			
Armadura longitudinal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura longitudinal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
descanso			
Armadura longitudinal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura longitudinal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Tramo 5			
Armadura longitudinal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura longitudinal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Tramo 8			
Armadura longitudinal inferior	Ø8mmc/15cm	Ø8mmc/15cm	0%
Armadura longitudinal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal inferior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%
Armadura transversal superior	Ø8mmc/20cm	Ø8mmc/20cm	0%

Fuente: Elaboración propia

3.8 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.8.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según los ítems que se necesitara para la construcción de la obra ver a detalle en el Anexo A-2

3.8.2 Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico, se pueden ver a detalle en Anexo A-3

3.8.3 Precios unitarios

El análisis será realizado para cada ítem y se puede apreciar en el Anexo A-4.

3.8.4 Presupuesto general

El presupuesto total de la obra se cálculo primero, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem, posteriormente, multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de 2.207.628,92. Ver Anexo A-5

3.8.5 Cronograma de ejecución

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciar en el Anexo A-6

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

4 CAPÍTULO IV APOORTE ACADÉMICO

4.1 Cálculo de una losa alivianada con esferas de plástico

4.1.1 Generalidades

En el siguiente capítulo se detallará la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de losa aliviana con esferas de plástico.

4.1.2 Marco teórico

Es un sistema estructural de losas planas de concreto reforzado, alivianadas mediante el uso de esferas de plástico, el sistema actúa como una losa sólida con un comportamiento uniforme en cualquier dirección ya que está diseñado de tal manera que las zonas de compresión y tensión no está influenciadas por las partes huecas, las fuerzas pueden ser distribuidas libremente en las tres dimensiones de la estructura de tal manera que todo el hormigón se aprovecha.

4.1.3 Ventajas

- **Libertad de diseño:** diseños flexibles que se adaptan fácilmente a la arquitectura con curvas, formas irregulares y vanos grandes. Las modificaciones de interiores pueden ser realizadas fácilmente.

Figura 4. 1 Libertad de diseño



Fuente: Elaboración propia

- **Mayor distancia entre ejes / vanos mayores:** Mayor distancia entre ejes, en comparación con las estructuras tradicionales. Mejor aprovechamiento estructural debido a la propagación de los esfuerzos en ambas direcciones.

- **Ausencia de vigas:** Aumento de la productividad y la altura del techo, además de la reducción de costos debido a la eliminación de vigas.

Figura 4. 2 Ausencia de vigas



Fuente: Elaboración propia

- **Instalaciones:** Posibilita el paso de tuberías y ductos en la losa, dejándolos embebidos, o permite la perforación de huecos después del vaciado final de la losa.
- **Reducción de peso:** De la losa (30% a 35%).

Figura 4. 3 Reducción de peso



Fuente: Elaboracion propia

- **Reducción del apuntalamiento:** Al ser piezas prefabricadas, el sistema proporciona una reducción aproximada de 60% en el apuntalamiento, en comparación con losas convencionales.

Figura 4. 4 Reducción del apuntalamiento



Fuente: Elaboracion propia

Otras ventajas:

- 1kg de plástico sustituye hasta 100kg de concreto.
- Menos madera: no se requieren andamios horizontales para prefabricados.
- Ahorro de acero y hormigón.
- Reduce a la mitad los tiempos de construcción.
- Mejor resistencia ante sismos.
- Gran aislamiento térmico y acústico.
- Permite construir más niveles por edificio.
- Gran flexibilidad de uso.

4.1.4 Desventajas

- Ruptura localizada por punción en la ligación losa – columna.
- Mayores desplazamientos transversales de las losas
- Falta de mano de obra calificada
- Empuje generado durante el vaciado de concreto
- Necesidades de grandes espacios para almacenar las esferas.

4.1.5 Aplicaciones

- **Losas de entre pisos y cubiertas:** Espesor mínimo 15cm, Máxima cantidad de pisos en un edificio con límites de altura luces libres de 5 a 30 m.

- **Plateas:** Espesor mínimo 15cm, Es una losa alivianada con discos o esferas sobre terreno firme. Funcionan como una losa invertida, reduciendo el peso que incide sobre el terreno.

Figura 4. 5 Plateas



Fuente: Elaboración propia

- **Losas sobre pilotes o bases:** Espesor mínimo 18cm, el uso de losa sobre el terreno complementando el sistema de bases, resulta mas económico y muchísimo mas rápido al no tener que cambiar el suelo. El suelo es usado como encofrado perdido y la carga de dicha losa es transmitida al terreno firme a través de los pilotes o bases.

Figura 4. 6 Losas sobre pilotes o bases



Fuente: Elaboración propia

- **Losas de subpresión:** Espesor mínimo 30cm, Impermeabilización total.
- **Losa de relleno estructural:** Espesor mínimo 23cm, Peso por m³ 1000kg, Aislación térmica e hidráulica, 60% menos de consumo de hormigón.

Figura 4. 7 Losa de relleno estructural



Fuente: Elaboración propia

4.1.6 Dimensionamiento

Para determinar los diámetros de las esferas se utiliza la siguiente tabla:

Tabla 4. 1 Dimensionamiento

Tipo de losa Bubbledeck	h (mm)	Diámetro de las esferas (mm)	Separación entre esferas (mm)	Peso kg/m ²	Rango de aplicación m
BD 230	230	180	200	370	5,0 - 8,3
BD 280	280	225	250	460	7,0-10,0
BD 340	340	270	300	550	9,0-12,0
BD 390	390	315	350	640	11,0-14,0
BD 450	450	360	400	730	13,0-16,4

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño preliminar para determinar la altura de la losa**

según la tabla, para una luz de (5-8,3m) la altura de la losa es 23cm, y un diámetro de la esfera de $\varnothing=18\text{cm}$

4.1.7 Cálculo de la losa aligerada con esferas

Datos:

$h=23\text{cm}$

Diámetro de la esfera=18cm

Peso propio e la losa =370 kg/m²

$r=2.5\text{cm}$

$d=h-r=20.5\text{cm}$

Esfuerzos: (Se obtuvo del CypeCad)

Momento negativo dirección X lado menor = 132.56kg*m

Momento positivo dirección X lado menor=132.56kg*m

Momento negativo dirección Y lado mayor=356.9 kg*m

Momento positivo direccio Y lado mayor = 662.82 kg*m

Normal de diseño: N=87170kg

Peso específico del hormigón $\gamma=2500\text{kg/m}^3$

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

Límite elástico característico del acero $f_{yk}=5000\text{kg/cm}^2$

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero: $\gamma=1,15$

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón: $\gamma=1,5$

Longitud de la losa lado menor= 3,75m

Longitud de la losa lado mayor= 4.80m

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{250}{1,5} = \frac{166,67\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = \frac{4347,83\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

➤ **Acero negativo lado menor (superior)**

Md=132.56 kgm

- **Momento reducido de cálculo**

$$\mu = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$\mu = \frac{132,56 * 100}{100 * 20,5^2 * 166,67} = 0,00189$$

- **Determinación de la cuantía mecánica**

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,00189$; $w=0,0310$

- **Armadura necesaria**

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 0,0310 * 100 * 20,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 2,44cm^2$$

- **Armadura mínima**

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$As_{min} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 100 * 23 = 3,45cm^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $As=3,45cm^2$

- **Número de barras**

$$\varnothing 6mm \rightarrow N = \frac{3,45}{0,283} = 12,19 = 13 \text{ barras} ; As = 13 * 0,283 = 3,679cm^2$$

$$\varnothing 8mm \rightarrow N = \frac{3,45}{0,503} = 6,85 = 7 \text{ barras} ; As = 7 * 0,503 = 3,52cm^2$$

- **Espaciamiento**

$$e = \frac{100}{7} = 14.28\text{cm} \approx 10\text{cm}$$

- **Número de barras para L=480cm**

$$N = \frac{480}{10} = 48\text{barras}$$

Usar: 48Ø8 c/10cm

- **Acero positivo lado menor: (Inferior)**

Md=132.56 kgm

- **Momento reducido de cálculo**

$$\mu = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$\mu = \frac{132,56 * 100}{100 * 20,5^2 * 166,67} = 0,00189$$

- **Determinación de la cuantía mecánica**

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,00189$; $w=0,0310$

- **Armadura necesaria**

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 0,0310 * 100 * 20.5 * \frac{166,67}{4347,83} = 2,44\text{cm}^2$$

- **Armadura mínima**

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos.
 $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$As_{min} = w_{min} * bw * h = 0,0015 * 100 * 23 = 3,45\text{cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor
 $A_s = 3,45 \text{ cm}^2$

- **Número de barras**

$$\emptyset 6 \text{ mm} \rightarrow N = \frac{3,45}{0,283} = 12,19 = 13 \text{ barras}; A_s = 13 * 0,283 = 3,679 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 8 \text{ mm} \rightarrow N = \frac{3,45}{0,503} = 6,85 = 7 \text{ barras}; A_s = 7 * 0,503 = 3,52 \text{ cm}^2$$

- **Espaciamiento**

$$e = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

- **Número de barras para L=480cm**

$$N = \frac{480}{10} = 48 \text{ barras}$$

Usar: 48∅8 c/10cm

➤ **Acero negativo lado mayor (superior)**

Md=356.9 kgm

- **Momento reducido de cálculo**

$$\mu = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$\mu = \frac{356,9 * 100}{100 * 20,5^2 * 166,67} = 0,0051$$

- **Determinación de la cuantía mecánica**

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0051$; $w=0,0310$

- **Armadura necesaria**

$$A_s = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$A_s = 0,0310 * 100 * 20,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 2,44 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima**

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 23 = 3,45 \text{ cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=3,45 \text{ cm}^2$

- **Número de barras**

$$\text{Ø}6\text{mm} \rightarrow N = \frac{3,45}{0,283} = 12,19 = 13 \text{ barras} ; A_s = 13 * 0,283 = 3,679 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ø}8\text{mm} \rightarrow N = \frac{3,45}{0,503} = 6,85 = 7 \text{ barras} ; A_s = 7 * 0,503 = 3,52 \text{ cm}^2$$

- **Espaciamiento**

$$e = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

- **Número de barras para L=375cm**

$$N = \frac{375}{10} = 37,5 \approx 38 \text{ barras}$$

Usar: 38Ø8 c/10cm

➤ **Acero positivo lado mayor: (Inferior)**

Md=662.82 kgm

- **Momento reducido de cálculo**

$$\mu = \frac{Md}{b_w * d^2 * fcd}$$

$$\mu = \frac{662,82 * 100}{100 * 20,5^2 * 166,67} = 0,0095$$

- **Determinación de la cuantía mecánica**

Se determina la cuantía mecánica w de acuerdo a la tabla universal para flexión simple o compuesta:

Para $\mu=0,0095$; $w=0,0310$

- **Armadura necesaria**

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

$$A_s = 0,0310 * 100 * 20.5 * \frac{166,67}{4347,83} = 2,44 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima**

Según la tabla 8.1.7.3 de la norma CBH-87 nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisura por retracción o efectos térmicos. $w_{min}=0,0015$ (losas)

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 23 = 3,45 \text{ cm}^2$$

Se compara la armadura necesaria con la armadura mínima y se adoptará el mayor $A_s=3,45 \text{ cm}^2$

- **Número de barras**

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow N = \frac{3,45}{0,283} = 12,19 = 13 \text{ barras} ; A_s = 13 * 0,283 = 3,679 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 8 \text{ mm} \rightarrow N = \frac{3,45}{0,503} = 6,85 = 7 \text{ barras} ; A_s = 7 * 0,503 = 3,52 \text{ cm}^2$$

- **Espaciamiento**

$$e = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

- **Número de barras para $L=375 \text{ cm}$**

$$N = \frac{375}{10} = 37,5 \approx 38 \text{ barras}$$

Usar: 38 \varnothing 8 c/10cm

4.1.8 Cálculo de la flecha

Según la CBH-87 en la página 196, indica que el valor máximo admisible de la flecha en forjados que soporten tabiques y muros, es de $l/500$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96cm$$

Según el programa tenemos una flecha máxima de **fmax=0,20cm**

Podemos ver que la flecha máxima no supera el admisible, por lo tanto, se puede decir que está correcto

➤ Cálculo de la flecha en dirección lado largo

Datos:

$$M_a = 662,82kg \cdot m = 6,5kn \cdot m$$

$$L = 480cm$$

$$A_s = 3,52cm^2$$

$$b_w = 100cm$$

- Cálculo de momento de inercia de la sección bruta respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_b = \frac{480 \cdot 23^3}{12} = 486680cm^4$$

- Cálculo de los siguientes parámetros

Donde

η = Coeficiente de equivalencia entre el hormigón y el acero

ρ = Cuantía geométrica

$$\eta \frac{E_s}{E_c}$$

$$\eta = \frac{200000 \frac{N}{mm^2}}{27264,04 \frac{N}{mm^2}} = 7,33$$

$$\rho = \frac{As}{bw * d}$$

$$\rho = \frac{3,52}{100 * 20,5} = 0,00171$$

- Cálculo de la distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro X

$$X = d * \eta * \rho * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\eta * \rho}} \right)$$

$$X = 20,5 * 7,33 * 0,00171 * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{7,33 * 0,00171}} \right) = 2,99cm$$

- Cálculo de momento de fisuración

Donde

Mf = Momento de fisuración

$fctm$ = Resistencia media a flexotracción del hormigón

$W1$ = Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción

$$Mf = fctm * W1$$

$$fctm = \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) * 0,3 * fck^{\frac{2}{3}}$$

$$fctm = \left(1,6 - \frac{230}{1000} \right) * 0,3 * 25^{\frac{2}{3}} = \frac{3,51N}{mm^2}$$

$$W1 = \frac{bw * h^2}{6} = \frac{1000 * 230^2}{6} = 8,816E6mm^3$$

$$Mf = 3,51 * 8,816E6 = 30,94E6Nmm = 3094kNcm$$

- Cálculo de momento de inercia de la sección fisurada

$$I_f = \eta * A_s * (d - x) * \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$I_f = 7,58 * 3,52 * (20,5 - 3,04) * \left(20,5 - \frac{3,04}{3}\right) = 9078,07 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de momento de inercia equivalente para el cálculo de las flechas

Según el libro de Jimenez Montoya 15 edición pag 340, Si (M_a es menor que M_f , el elemento no ha fisurado, por tanto, la inercia equivalente es igual a la inercia bruta)

Donde

M_a = Momento flector máximo aplicado

$M_a=650 \text{ Kn} * \text{cm}$

$M_f=3094 \text{ Kn} * \text{cm}$

$$M_a = 650 < M_f = 3094$$

$$I_e = I_b = 486680 \text{ cm}^4$$

- Flecha producida por cargas de servicio

$P=CM+CV$

$CM=P_p+Acabados =370+170=540 \text{ kg/m}$

$CV=300 \text{ kg/m}$

$P=300+540=840 \text{ kg/m} = 8,4 \text{ kg/cm}$

$E_c=27264,04 \text{ N/mm}^2 = 278016 \text{ kg/cm}^2$

$$f_1 = \frac{5 * P * L^4}{384 * E_c * I_e}$$

$$f_1 = \frac{5 * 8,40 * 480^4}{384 * 278016 * 486680} = 0,043 \text{ cm}$$

- Flecha producida por el peso propio

$P=3,7 \text{ kg/cm}$

$$f2 = \frac{5 * P * L^4}{384 * Ec * Ie}$$

$$f2 = \frac{5 * 3,7 * 480^4}{384 * 278016 * 486680} = 0,0189cm$$

- Flecha diferida

Donde

$\xi = 2$ para 5 años

ξ = Coeficiente dependiente de la duración de la carga

ρ = Cuentía geométrica de la armadura

Cálculo del factor λ

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho}$$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0,0015} = 1,86$$

$$f3 = (0,043 + 0,0189) * 1,86 = 0,115cm$$

- Flecha total

$$Ft = 0,043 + 0,0189 + 0,115 = 0,176cm$$

- Flecha admisible

$$fadm = \frac{l}{500}$$

$$fadm = \frac{480}{500} = 0,96cm$$

$$0,176 < 0,96 cm OK$$

Se verifica que la flecha total o flecha maxima no supera el admisible según norma

4.1.9 Cortante por punzonamiento

Datos:

h=23cm

r=2,5cm

$$d=20,5\text{cm}$$

$$N=87170\text{kg} = 85480 \text{ N}$$

Columna= 30 x 30cm o 300 x 300 mm

➤ Perímetro crítico

$$U1 = 2 * (C1 + C2) + 2 * d$$

$$U1 = 2 * (300 + 300) + 2 * 205 = 1610\text{mm}$$

Para determinar si la armadura necesita o no armadura de punzonamiento debe comprobarse si se verifica:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

La tensión tangencial resistente τ_{rd} se calcula a través de las siguientes operaciones:

Donde:

ρ_l = Cuantía geométrica de armadura longitudinal principal

σ_{cd} = Tensión axial medida en la superficie critica

A_x, A_y = Superficie definida por los lados b_x, b_y del perímetro critico

f_{cv} = Resistencia del hormigón = f_{ck}

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2$$

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{205}} = 1,98 < 2 \text{ OK}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x * \rho_y} < 0,02$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0015 * 0,0015} = 0,0015 < 0,02 \text{ OK}$$

$$f_{cv} = f_{ck} = \frac{25\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{cdx} + \sigma_{cdy}}{2} < 0,3 * f_{cd} < \frac{12\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cdx} = \frac{N}{A_x} = \frac{8717}{1610 * 230} = \frac{0,023\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cdy} = \frac{N}{A_y} = \frac{8717}{1610 * 230} = \frac{0,023\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{0,023 + 0,023}{2} = 0,023 < 5 < \frac{12N}{mm^2} \text{ OK}$$

➤ La tensión tangencial resistente

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} * \epsilon * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{cv}} + 0,1 * \sigma_{cd}$$

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{1,5} * 1,98 * \sqrt[3]{100 * 0,0015 * 25} + 0,1 * 0,023 = \frac{0,37N}{mm^2}$$

No pudiendo adoptar valores inferiores a:

$$\tau_{rdmin} = \frac{0,075}{\gamma_c} * \sqrt{\epsilon^3 * f_{cv}} + 0,1 * \sigma_{cd}$$

$$\tau_{rdmin} = \frac{0,075}{1,5} * \sqrt{1,98^3 * 25} + 0,1 * 0,023 = 0,69 \frac{N}{mm^2}$$

Por lo tanto, la tensión tangencial resistente τ_{rd} adopta este valor mínimo de 0,69N/mm² sin embargo, la tensión tangencial solicitante τ_{sd} es:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sdef}}{U_1 * d} = \frac{\beta * f_{sd}}{U_1 * d}$$

$$\tau_{sd} = \frac{1,15 * 85480}{1610 * 205} = 0,29 \frac{N}{mm^2}$$

Donde:

β =Soportes interiores =1,15

F_{sd} = N= Esfuerzo de punzonamiento de calculo. Se obtendrá como la reacción del soporte

U_1 =Perímetro crítico

d = Canto útil

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

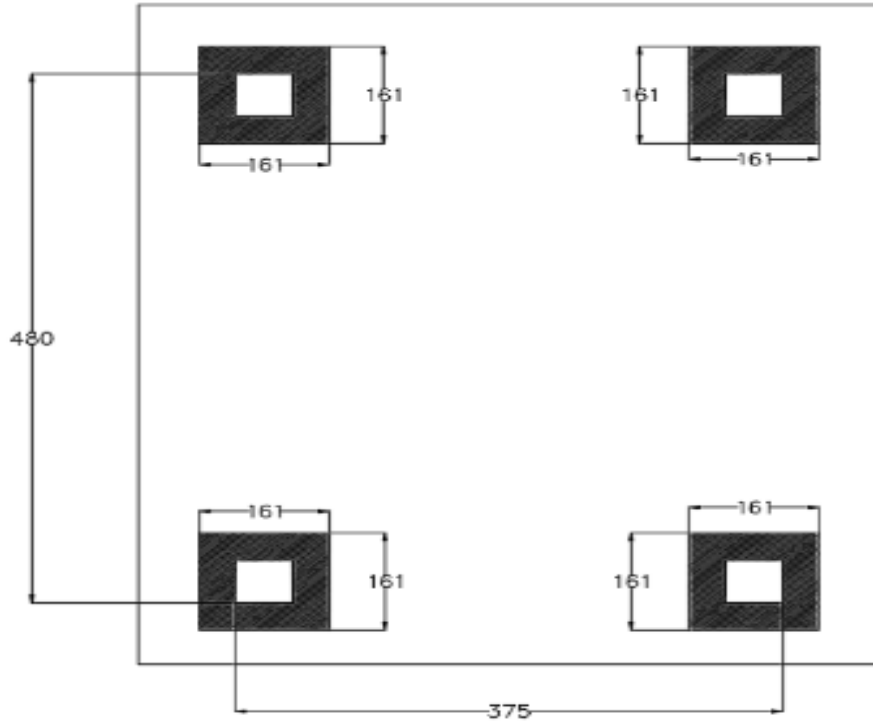
$$0,29 \leq 0,69 \text{ OK}$$

Se comprueba que no necesita armadura de refuerzo por punzonamiento.

4.1.10 Ábaco

El Ábaco tendrá la sección del perímetro crítico 1,61x1,61m

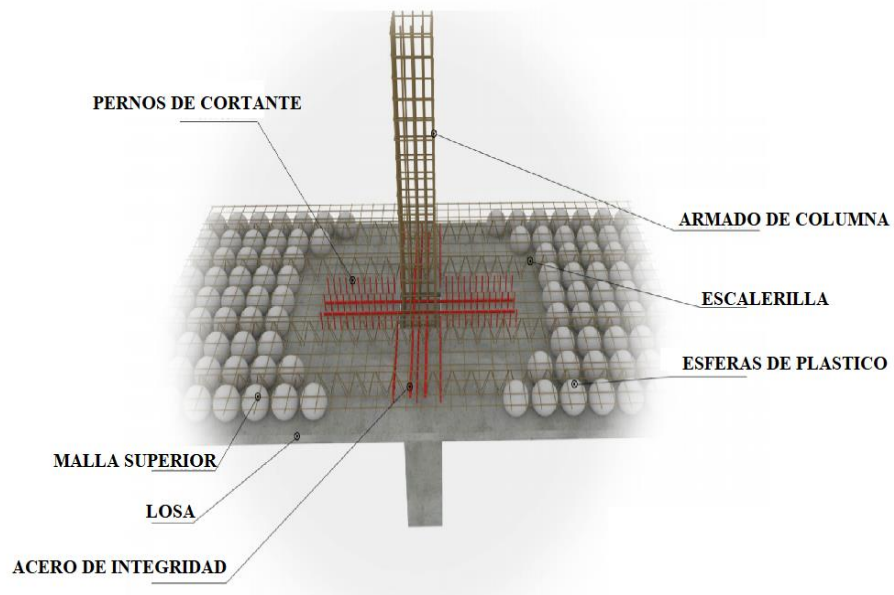
Figura 4. 8 Ábaco

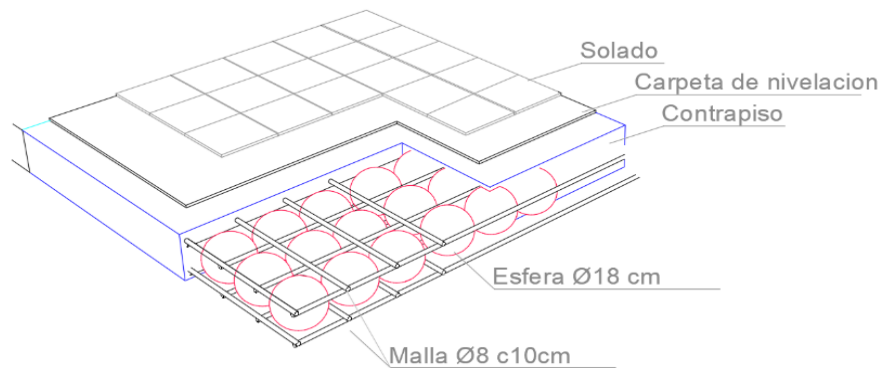
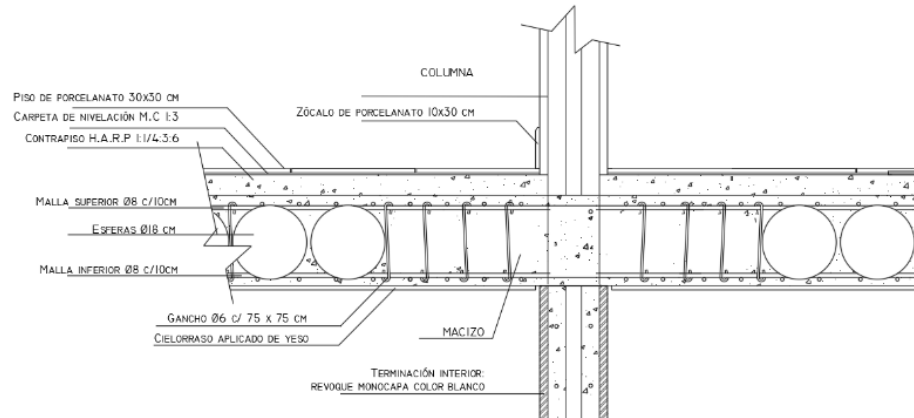


Fuente: Elaboración propia

4.1.11 Detalle constructivo

Figura 4. 9 Detalle constructivo





Fuente: Elaboración propia

4.1.12 Resumen de armadura

Tabla 4. 2 Resumen de armadura

Losa aligerada con esferas	Armadura adoptada
Acero negativo lado menor superior	48 Ø8 c/10cm
Acero positivo lado menor inferior	48 Ø8 c/10cm
Acero negativo lado mayor superior	38 Ø8 c/10cm
Acero positivo lado mayor inferior	38Ø8 c/10cm

Fuente: Elaboración propia

4.1.13 Comparación entre una losa con viguetas y una losa con esferas

➤ Losa aligerada con viguetas pretensadas

- **Ventajas**

- Ahorro de tiempo de construcción
- Ahorro de encofrado
- Mejor control de calidad en la pieza de prefabricado
- Bajo costo y están a salvo de grietas

- **Desventaja**

La mayor desventaja es que tiene limitación a grandes dimensiones y lo que genera un problema para la libertad de diseño

- **Proceso constructivo**

Es una losa unidireccional que está compuesta por viguetas prefabricadas y pretensadas, bloques o material inerte, capa de compresión, nervios de repartición.

Las etapas del proceso constructivo para este sistema son:

Encofrado, Colocación de acero, ladrillo e instalaciones, Vaciado de concreto de losa, curado de concreto, desencofrado

➤ **Losa con esferas de plástico**

Es una losa bidireccional con compartimiento uniforme en cualquier dirección, el sistema actúa como una losa sólida.

- **Ventajas**

- Libertad de diseño.
- Mayor distancia entre ejes, vanos mayores.
- Ausencia de vigas.
- Reducción de peso.
- Reducción de apuntalamiento.
- Mejor resistencia ante sismos.
- Gran aislamiento térmico y acústico.

- **Desventajas**

- Ruptura localizada por punción losa-columna.

- Falta de mano de obra calificada.
- Empuje generado durante el vaciado de concreto.

- **Proceso constructivo**

Colocacion de encofrado, acero de la malla inferior, esferas de plástico y la malla superior, finalmente se realiza el hormigonado.

➤ **Conclusión**

Ambas losas tienen diferentes sistemas de uso, si la estructura tiene luces pequeñas es recomendable usar losas aligeradas con viguetas al ser un sistema de bajo costo, pero si la estructura cuenta con grandes luces se recomienda usar losa aligerada con esferas de plástico por que no tiene limitaciones y hará que la estructura sea más liviana y de menor costo debido a la eliminación de vigas.

4.1.14 Especificación técnica

- **Item: Losa alivianada con esferas de plástico e=23cm**

UNIDAD:m²

1. Descripción

Este ítem se refiere a la construcción de losas alivianadas o aligeradas vaciadas in situ o con esferas de plástico, el sistema actúa como una losa sólida con un comportamiento uniforme en cualquier dirección.

2. Materiales, herramienta y equipo

Todos los materiales, herramientas y equipo a emplearse en la preparación y vaciado del hormigón serán proporcionados por el contratista y utilizados por este, previa aprobación de supervisor de obra.

Las esferas de plástico de fabricación industrial deberán ser de características adecuadas para resistir las cargas que actúan, aspecto que deberá ser certificado por el fabricante.

Mallas electro soldadas que, en cualquiera de sus tipologías, son diseñadas específicamente para este método, teniendo la característica de poseer barras salientes en dos de sus lados, para la solución al problema tecnico de los empalmes y como ahorro de material por empalme.

3. Procedimiento para la ejecución

- Se coloca el encofrado y posteriormente el acero de la malla inferior cada 15cm según se calculó.
- Luego se arma la escalerilla cada 10cm, para así colocar las esferas de plástico y la malla superior, la malla inferior y superior tiene que estar bien sujeto para que no flote al momento de hormigonar.
- Finalmente, se hormigona, pero se tiene que tener en cuenta los ábacos como si fuera un forjado reticular, en esa sección del abaco no lleva esferas plásticas.

4. Medición

Las losas alivianadas, aligeradas y con esferas de plástico, serán medidas en metros cuadrados concluidos y debidamente aprobados por el Supervisor de Obra.

5. Forma de pago

Será cancelado al precio unitario de la propuesta aceptada.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5 CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones:

Del presente proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL CENTRO DE SALUD RETAMAS EN LA CIUDAD DE TARIJA PROVINCIA CERCADO DISTRITO-10”, se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- Tal como se indica en los objetivos planteados se llegó a verificar la topografía que fue adquirida por la presidenta del barrio Retamas, el terreno cuenta con una superficie de $1930,569\text{m}^2$, y el área de construcción es de $505,11\text{m}^2$, la cota máxima es de 1863,00 msnm
- Del estudio de suelos realizado en el lugar, se obtuvo una resistencia del suelo de $1,75\text{kg/cm}^2$ a los tres metros de profundidad, también se hizo un sondeo a 4m para verificar que la estructura no tenga consecuencias a un futuro, por lo que la resistencia a cuatro metros salio de $2,26\text{kg/cm}^2$, considerándose un suelo apto para el diseño de zapatas, el suelo es tipo CL “Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad, arcilla arenosa o arcilla limosa”
- Del análisis de cargas para el diseño estructural se consideró las cargas muertas de los muros, cargas muertas que actúan sobre la losa, baranda, carga de vidrio templado, la sobrecarga de uso en los ambientes, en el pasillo, gradas, rampa, tanque de agua, la presión ejercida del viento fue adquirido de la Norma APNB1225003-1 de 24m/s, carga de granizo de 225kg/m^2 , sobrecarga de mantenimiento.
- Se realizó el cálculo estructural de forma manual y se verifico que las columnas centrales resiben más carga y la sección es mayor a las columnas exteriores, de igual forma se realizó el cálculo para el tramo de viga más solicitada entre la columna P66 y P61, también se verifico la zapata perteneciente a la columna P66.
- Se estimó el costo total de la obra de 2.265.458,64 Bs, se tomo en cuenta obras preliminares, obra gruesa y obra fina y se determino el plazo de ejecución de 372 días.
- Se elaboró los planos estructurales a detalle para la ejecución de la obra.
- Se elaboró las especificaciones técnicas para cada ítem que se usara en el proyecto.

- Se realizó como aporte académico, el cálculo de una losa aligerada con esferas de plástico, se obtuvo los esfuerzos del programa CypeCad y se determinó la armadura, como también se verificó el punzonamiento de la losa-columna y la flecha, para el cálculo se usó la norma boliviana CBH-87.

5.2 Recomendaciones:

Entre las recomendaciones que se pueden recopilar se mencionan las siguientes:

- En la etapa de la construcción se deberán respetar estrictamente la norma CBH-87 para las estructuras de H°A° ya que son de mucha importancia en el momento de la función estructural.
- Se recomienda cumplir con las especificaciones técnicas para el proceso constructivo ya que de esta manera se podrá controlar la calidad de la obra y de los materiales utilizados.
- No se recomienda utilizar armadura de diámetro mayores a 20mm porque se hace difícil su trabajabilidad en cuanto a su doblado y cortado de las mismas.
- En columnas no se recomienda colocar armaduras longitudinales menores a 12mm de diámetro.
- Se recomienda hacer un buen detallado de los cálculos métricos para obtener un costo muy aproximado a la realidad y no tener imprevistos por falta de presupuesto

