

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

1.1.1. Planteamiento

En el contexto del diseño estructural de un hotel, surge el desafío de garantizar la seguridad, eficiencia y estabilidad del edificio bajo diversas condiciones de carga y uso. Este proceso involucra la evaluación detallada de las fuerzas que actúan sobre la estructura, considerando factores como el peso propio del edificio, las cargas vivas debido a ocupantes y equipamiento, así como las cargas ambientales como granizo, viento, etc.

El problema principal radica en diseñar una estructura que cumpla con los estándares de seguridad locales e internacionales, asegurando al mismo tiempo la eficiencia en términos de uso de materiales y costos de construcción. Esto implica la aplicación de principios de ingeniería avanzada para calcular y dimensionar adecuadamente elementos como vigas, columnas, losas y cimentaciones, garantizando que cada componente soporte las cargas esperadas, y minimice los colapsos o daño estructural.

1.1.2. Formulación

Para realizar el diseño estructural del hotel situado en el barrio Tabladita, se busca elaborar una propuesta eficiente que garantice al propietario una óptima relación costo-beneficio.

A partir de los planos arquitectónicos, se llevará a cabo el desarrollo de los elementos estructurales necesarios para la construcción del hotel, destacando la propuesta de una losa alivianada con viguetas. Esta elección se fundamenta en ajustarse al diseño previamente establecido, al mismo tiempo que se propone un elemento estructural viable desde el punto de vista técnico-económico, teniendo en cuenta que este tipo de losa es ampliamente utilizado en nuestro país debido a su costo y facilidad de ejecución.

1.1.3. Sistematización

- Recopilación de datos, que abarcará el análisis del suelo, levantamiento topográfico y estudio de la normativa actual aplicable a esta estructura.
- Detalle de la fundamentación teórica necesaria para el desarrollo del diseño estructural.
- Análisis y diseño estructural de los elementos que componen la estructura.
- Elaboración de planos estructurales.
- Obtención del presupuesto general.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el Diseño estructural de un Hotel ubicado en el barrio Tabladita, aplicando el software especializado CYPECAD V2018, cumpliendo con la Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001).

1.2.2. Específicos

- ❖ Estudiar conceptos teóricos de diseño estructural de edificios mediante la Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001).
- ❖ Analizar los resultados del estudio de suelos para, proponer la tipología efectiva del cálculo estructural de zapatas asegurando la estabilidad del proyecto.
- ❖ Realizar el cálculo y el diseño de todos los elementos estructurales, determinando sus secciones y refuerzos requeridos por los esfuerzos a los que está sometido.
- ❖ Realizar el presupuesto general y cronograma de ejecución de la obra, con el objetivo de planificar el tiempo de ejecución de cada actividad de la obra y por consiguiente el tiempo de ejecución de la misma.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se desarrolla el diseño del presente proyecto son las siguientes:

1.3.1. Académica

Al elaborar el presente proyecto se integrarán los conocimientos adquiridos a lo largo de la formación académica en el campo de estructuras, lo que permitirá llevar a cabo el diseño estructural. Este proceso abarcará aspectos como la topografía, el estudio de suelos y la resistencia de materiales. El resultado final de este esfuerzo será la obtención de la licenciatura en la carrera de Ingeniería Civil.

1.3.2. Técnica

La viabilidad técnica de la estructura queda respaldada por los conocimientos adquiridos, lo que posibilita la elaboración de su correspondiente diseño estructural.

La envergadura del proyecto es suficiente para justificar la realización del diseño estructural, siendo un paso clave hacia la obtención del título profesional de Licenciado en Ingeniería Civil.

Considerando las características del diseño arquitectónico y la información disponible, se concluye que la estructura más idónea para satisfacer todos los requerimientos planteados es una estructura porticada de hormigón armado.

1.3.3.Social

El desarrollo del diseño estructural del hotel, planteado conlleva beneficios significativos para los residentes del distrito 13 y barrio tabladita en la ciudad de Tarija, así como para los turistas y la población en general.

1.4. Alcance del proyecto

El proyecto contempla el diseño estructural de un HOTEL ubicado en el Barrio Tabladita.

Se analiza los planos topográficos y resultados de análisis de suelo, y en base a estos documentos se realiza el planteamiento estructural y posteriormente el diseño de los elementos que son parte de la estructura, tales como: cubierta, losa alivianada, vigas, columnas, zapatas, y también elementos complementarios como escaleras, mediante lo estipulado en la normativa.

No se realizará el diseño de las instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable, sanitario ni alcantarillado de la estructura. Se tomará en cuenta el tanque de almacenamiento de agua potable para cargar la estructura.

1.5. Lugar de emplazamiento

1.5.1. Ubicación

El proyecto planteado se encuentra ubicado en el departamento de Tarija, provincia Cercado, y presenta las siguientes coordenadas:

Coordenadas Este: 21°31'44''

Coordenada Norte: 64°45'41''

Se encuentra emplazado en el Barrio Tabladita, más específicamente en la Av. Violín Chapaco C/Sama. El barrio Tabladita corresponde al distrito 13, es urbanizado, contempla

calles y avenidas pavimentadas, cuenta con sistemas de alcantarillado sanitario y sistema de agua potable como también cuenta con energía eléctrica y red de comunicación

Figura 1.1. Ubicación del proyecto.



Fuente: Imagen satelital del barrio la Tabladita, Google Heart, 2024.

1.5.2. Aspecto socio económico del lugar de emplazamiento de la obra

El proyecto está ubicado en una zona altamente transitada, debido al flujo vehicular y peatonal generado por la proximidad a un colegio y la posta del mismo barrio. Es importante señalar que la localización del proyecto cuenta con servicios esenciales de agua potable y alcantarillado sanitario, gestionados por COSAALT R.L. Asimismo, cuenta con suministro eléctrico a cargo de SETAR y servicios de telefonía e internet proporcionados por ENTEL, TIGO y VIVA, empresas establecidas en la ciudad de Tarija.

El lugar de emplazamiento de la obra es una zona urbana con bastante circulación; por lo tanto, cuenta diversos servicios en los alrededores, como servicios de hospedaje y comedores, eliminando la necesidad de instalar campamentos o comedores dentro del sitio de construcción.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Introducción

En el vasto panorama de la ingeniería civil, las estructuras de un edificio representan un pilar fundamental que fusiona arte y ciencia para dar forma a nuestro entorno construido. Desde la majestuosidad de los rascacielos hasta la simplicidad de las viviendas familiares, las estructuras de los edificios son la columna vertebral que garantiza su estabilidad, seguridad y funcionalidad en el tiempo. La ingeniería civil se encarga de este desafío monumental, abarcando un amplio espectro de disciplinas que van desde la mecánica de materiales hasta la innovación en diseño estructural. Esta introducción explora la intrincada relación entre la ingeniería civil y las estructuras de los edificios, destacando su papel esencial en la configuración del paisaje urbano y en la mejora de la calidad de vida de las comunidades. A través de un enfoque interdisciplinario y holístico, este estudio profundiza en los principios, métodos y tecnologías que impulsan la creación de estructuras robustas, eficientes y sostenibles, y examina cómo estas contribuyen a la evolución continua de la ingeniería civil en la búsqueda de un futuro construido más resiliente y armonioso.

2.2. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico es un estudio técnico y descriptivo de un terreno. Se trata de examinar en detalle la superficie de dicho terreno para conocer todas sus características geológicas, geográficas y físicas. De esta manera, los levantamientos topográficos sirven para recopilar información que se plasmará en un plano, documento donde gráficamente se encontrarán todos los detalles del terreno de la manera más exacta posible.

Para realizar un levantamiento topográfico, los topógrafos hacen mediciones de las dimensiones del terreno, incluyendo las distancias horizontales, las elevaciones, las direcciones y los ángulos.

Para realizar el levantamiento topográfico del terreno, se utilizó tecnología RTK (Real Time Kinematic), que permite la navegación cinética satelital en tiempo real.

El Hotel se localiza en el barrio Tabladita, dentro de la provincia cercado y cuenta con una superficie construida de 1439,42 m².

2.3. Estudios de Suelo

Para realizar un diseño estructural es imprescindible el estudio del lugar de emplazamiento, conocer el perfil geotécnico, el esfuerzo admisible y todas las características que se requieran para llevar adelante el diseño de la fundación.

La actividad comúnmente conocida como exploración del subsuelo implica la identificación de las capas de materiales depositados bajo una estructura planeada, junto con el análisis de sus propiedades físicas. Este proceso tiene como objetivo principal proporcionar datos útiles al ingeniero geotécnico para realizar las siguientes tareas.

1. Seleccionar el tipo y profundidad de una cimentación adecuada para una estructura dada.
2. Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
3. Estimar el asentamiento probable de una estructura.
4. Determinar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, rellenos sanitarios, etc.)
5. Determinar la posición del nivel del agua.
6. Predecir la presión lateral de tierra en estructuras tales como muros de retención, tabla estacas y cortes apuntalados.
7. Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

Un dato importante para un proyecto de edificación es conocer la capacidad portante del suelo.

2.3.1. Método de análisis de Capacidad Portante (SPT)

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico. Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad, una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 50,8 (2 Plg) milímetros e interior de 36,8 (1,45 Plg) milímetros, que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso es de 63,5 kg y tiene una altura de caída de 76 cm.

Para obtener la capacidad portante del suelo en base al N (número de golpes) obtenidos en el ensayo,

que puede simplificarse para suelos no cohesivos:

$$\text{Si: } N_{SPT} > 16 \quad \rightarrow \quad \sigma_{adm} = \frac{12.5 * N_{SPT}}{98}$$

$$\text{Si: } N_{SPT} \leq 15 \quad \rightarrow \quad \sigma_{adm} = \frac{11 * N_{SPT}}{98}$$

El equipo SPT Consta de las siguientes partes:

- Equipo SPT: consta de las siguientes partes.
- Muestreador: de media caña o caña partida.
- Diámetro interior: 34,93 mm.
- Diámetro exterior: 50,8 mm.
- Martinete anular: 140 libras = 63,5 Kg.
- Eje metálico contenedor y regulador para caída de martinete.
- Tubo de acero, por donde desliza el martinete, con dispositivo para soltar el martinete, una altura de 76,2 cm.
- Yunque acerado fijo que detiene la caída del martinete y que se conecta a la parte inferior mediante un tubo metálico y su muestreador de media caña.
- Trípode metálico, con dispositivos para sujetar el martillo, el yunque y el eje metálico rígido, mediante una cuerda o cable con un sistema de poleas.
- Barrenos de perforación.
- Otros dispositivos y herramientas menores; palas, picos, etc.

Figura 2.1. Partes de un equipo para SPT



Fuente: Componentes del SPT, Empresa DIRIMPEX, 2023, Bogotá Colombia.

Figura 2.2. Ensayo con SPT



Fuente: Ensayo SPT, Universidad de Concepción, 2022, Concepción Chile.

2.4 Diseño arquitectónico

Se define como diseño arquitectónico a la disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos enmarcado dentro de la arquitectura.

Mediante el diseño arquitectónico se planifica lo que será finalmente el edificio construido con todos los detalles, imagen de estética, sus sistemas estructurales y todos los demás sistemas que componen la obra.

Entre los aspectos que se deben tomar en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, viabilidad financiera, viabilidad normativa, supresión de barreras arquitectónicas, etc.

2.5. Hormigón armado

El hormigón armado es un material de construcción compuesto por concreto (hormigón) reforzado con barras de acero, también conocidas como armaduras. Estas barras de acero se colocan estratégicamente dentro del concreto para proporcionar resistencia adicional a la estructura y mejorar su capacidad para soportar cargas, tales como fuerzas de compresión, tracción, flexión y corte.

El concreto por sí solo es muy resistente a la compresión, pero relativamente débil en tracción. Al agregar las barras de acero, que son excelentes en resistir la tracción, se crea un material compuesto que aprovecha las fortalezas de ambos materiales. Esto permite la construcción de estructuras más seguras y duraderas, capaces de resistir las fuerzas y tensiones a las que están sometidas en su uso diario.

2.5.1 Materiales

2.5.1.1. Cemento

El cemento es un conglomerante hidráulico, es decir, un material inorgánico finamente molido que, amasado con agua, forma una pasta que fragua y endurece por medio de reacciones y procesos de hidratación y que, una vez endurecido conserva su resistencia y estabilidad incluso bajo el agua.

2.5.1.2. Áridos

Se considera como áridos a materiales inertes formados por fragmentos de roca o arenas que pueden resultar por trituración, molienda y clasificación en caso de áridos por machaqueo que poseen superficies rugosas con aristas.

En otro caso pueden ser áridos naturales que se consiguen después de un lavado y clasificación del mismo, con superficies lisas y forma redondeada.

Los áridos son muy usados en la construcción, un parte importante de la composición del hormigón y las características que este pueda adquirir.

Tamaño máximo del agregado grueso

Según la norma boliviana del hormigón NB1225001, el tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

- a) $1/5$ de la menor separación entre los lados del encofrado.
- b) $1/3$ de la altura de la losa, ni a $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de la armadura, paquetes de barras, cables individuales, paquetes de cables o ductos.

2.5.1.3. Agua

El agua empleada en el mezclado del hormigón debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias nocivas para el hormigón o la armadura y debe cumplir con la norma ASTM C1602M y NB 637.

Es recomendable el uso de agua potable, o en caso contrario que cumpla con todo lo exigido en un análisis para ver su calidad.

2.5.2 Propiedades del hormigón

2.5.2.1 Resistencia

En el caso del concreto utilizado en estructuras, la resistencia mínima especificada (f_c') debe ser al menos de 17 MPa. No hay un límite superior definido para f_c' , a menos que sea restringido por alguna disposición particular de la normativa.

Tabla 2.1. Valor mínimo de f_c' a especificar en el proyecto estructural

Aplicación	Hormigón	f_c'	
		Mínimo, Mpa	Máximo, Mpa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35 (1)

(1) Este límite puede ser excedido cuando la evidencia experimental demuestre que los elementos estructurales hechos con hormigón liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con hormigón de peso normal de la misma resistencia.

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001; Capítulo 19 (Tabla 19.2.1.1 –Límites para f_c'); (pág.411)

2.6. Diseño Estructural

Según NB1225001, las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\Phi \cdot R_n \geq U$$

Además, debe cumplirse los requisitos necesarios bajo cargas de servicio.

2.6.1. Cargas

El análisis de cargas es un procedimiento que permite conocer las cargas que se ejercen sobre los distintos elementos estructurales que integran la construcción debido a su funcionamiento. Es decir, las cargas muertas y variables que en ella actúan durante la operación usual del edificio.

La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones siguientes. Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

Tabla 2.2. Combinaciones de carga.

Estructura vacía	$U = 1,4 (D + F)$
Estructura con sobrecargas	$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ ó } R)$
Estructura de cubierta	$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W)$
Acción de viento	$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Acción sísmica	$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$
Acción de Viento + empujes de suelo	$U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H$
Acción sísmica + empujes de suelo	$U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001.

Donde:

D = Cargas muertas.

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

L = Cargas vivas.

Lr = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

W = Carga por viento.

2.6.2. Módulo de Elasticidad

2.6.2.1. Módulo de elasticidad del hormigón

Según la Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB1225001, el módulo de elasticidad, E_c , para el hormigón puede tomarse como:

Para valores de peso específico w_c comprendidos entre 15 kN/m³ y 25 kN/m³:

$$E_c = w_c^{1,5} \cdot 43 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa})$$

Para hormigón de densidad normal, E_c puede tomarse como:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa})$$

Donde f'_c debe estar en Mpa.

2.6.2.2. Módulo de elasticidad de las armaduras no pretensadas

El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de la armadura no pretensada puede tomarse como:

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

2.6.3. Luz de cálculo

Según la Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB1225001-1, se puede tomar como luz de cálculo lo siguiente:

2.6.3.1. Elementos simplemente apoyados

La luz de cálculo, L_{cal} , de los elementos que no estén construidos monolíticamente con sus apoyos debe considerarse como la luz libre, L_n , más la altura, h , del elemento, pero no debe exceder la distancia entre los centros de los apoyos, L_c .

2.6.3.2. Elementos porticados

La luz de cálculo, L_{cal} , de los elementos que no estén contruidos monolíticamente con sus apoyos debe considerarse como la luz libre, L_n , más la altura, h , del elemento, pero no debe exceder la distancia entre los centros de los apoyos, L_c .

2.6.3.3. Vigas continuas e integrales

Para vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite diseñar usando los momentos en la cara de los apoyos.

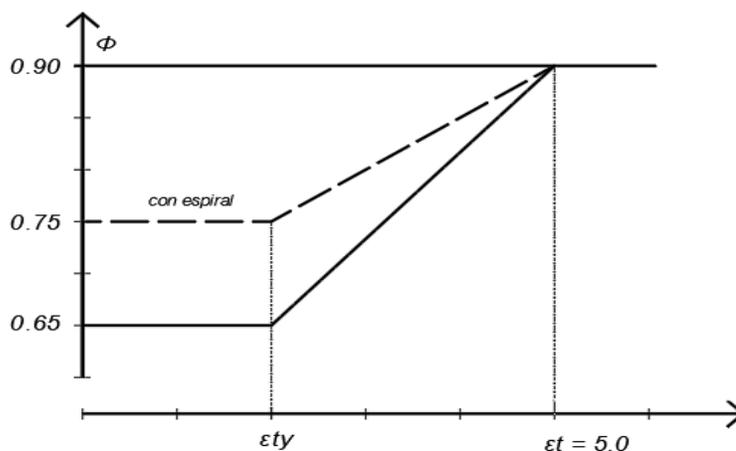
2.6.3.4. Losas

Se permite que las losas macizas o nervadas construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, sean analizadas como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de la losa, despreciando el ancho de las vigas.

2.6.4. Factor de reducción de resistencia ϕ

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus uniones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones que presenta la Norma NB1225001-1, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia.

Figura 2.3. Variación ϕ en función y de la deformación de la traccionada de ϵ_t



Fuente: Variación del factor de resistencia, Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001, 2017, Bolivia.

Para las secciones en las que la deformación unitaria neta a la tracción en el acero más traccionado en el estado de resistencia nominal, ϵ_t , se encuentra entre los límites para secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tracción, se permite que ϕ aumente linealmente desde el valor correspondiente a las secciones controladas por compresión hasta 0,90, en la medida que ϵ_t aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión $\epsilon_{ty} = f_y/E_s$, hasta 0,005, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 2.3. Reducción del factor de resistencia ϕ , para momentos, fuerzas axiales o combinación de momento y fuerza axial

Deformación de tracción ϵ_t	Clasificación	ϕ	
		Tipo de armadura transversal	
		Espiral	Otros
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	0,65
$\epsilon_{ty} \leq \epsilon_t \leq 0,005$	Transición	$0,75 + 0,15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{ty}}{0,005 - \epsilon_{ty}} \right)$	$0,65 + 0,25 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{ty}}{0,005 - \epsilon_{ty}} \right)$
$0,005 \leq \epsilon_t$	Controlada por tracción	0,90	0,90

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001.

2.6.5. Estructura de sustentación de la edificación

2.6.5.1. Cubierta de losa

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

2.6.5.1.1. Losa aliviada de vigueta

Las losas de vigueta funcionan como una serie de viguetas que a la vez se apoyan en vigas maestras; las vigas maestras a la vez se apoyan en las columnas para transmitir el peso.

Las viguetas no deben ser menores que 10 cm de espesor en la parte inferior y 12 cm en la parte superior. El espacio libre entre ellas no debe exceder más de 80 cm sobre los componentes del sistema.

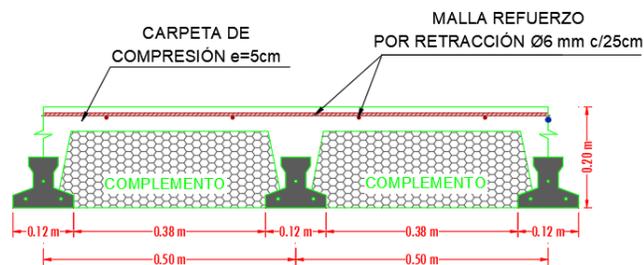
La losa se compone de tres elementos principales:

Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales reconocidas.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones de la bovedilla que se utilice, normalmente oscila entre 50 cm medida centro a centro de viguetas, la altura de la bovedilla depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm. No se considera contribución alguna por parte de la bovedilla a la resistencia de la losa.

Figura 2.4. Vista frontal de una losa alivianada.

DETALLE LOSA DE VIGUETAS H=20 cm ESCALA 1:10



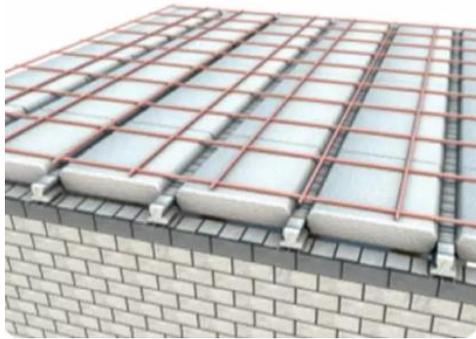
Fuente: Vista frontal de la losa alivianada, Elaboración propia.

Material de relleno o bovedilla, que consiste en plastoformo o bovedilla de ladrillo como medidas adecuadas, según lo establece el fabricante de las viguetas para lograr finalmente la forma final de la sección que se utilizó en el cálculo.

La losa de compresión es el concreto que junto con el acero de fuerza requerido, el cual queda por encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema. Se recomienda incorporar dentro de la capa de compresión una malla de acero mínima de 6 mm.

La función principal de la vigueta es absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en los nervios modulares de la placa de losa: la forma y sentido en que es colocada permite transmitir las cargas de uso funcional hacia la estructura del edificio, para luego ser transmitidas a las fundaciones.

Figura 2.5. Vista en planta de una losa alivianada.



Fuente: Vista en planta losa alivianada, Ficha técnica de viguetas pretensadas, 2023, Bolivia.

Metodología de cálculo

- Determinación del canto de la losa alivianada.

Para elegir el sentido de la colocación de viguetas fue con base en la continuidad de los paños y la obtención de momentos flectores menores, por lo que las viguetas están paralelamente dispuestas a la luz menor de la losa.

$$h = \frac{l}{28} (m)$$

- Determinación de la armadura de reparto.

Será necesario colocar armadura mínima en la dirección perpendicular al armado de las viguetas de la losa aligerada para controlar los esfuerzos por cambios de temperatura y contracción de fraguado del concreto. Por tal motivo, la armadura de reparto se determina de acuerdo con la siguiente tabla “Cuantía mínima para armadura por retracción y temperatura.”.

Tabla 2.4. Cuantías mínimas para armadura corrugada de retracción y temperatura calculados sobre el área bruta de hormigón.

Tipo de armadura	f_y, Mpa	Cuantía mínima de armadura	
Barras corrugadas	<420	0,0020	
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de :	$\frac{0,0018 * 420}{f_y}$
			0,0014

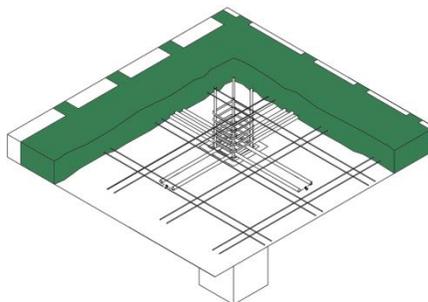
Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001; Capítulo 24 (Tabla 24.4.3.2); (pág.528)

En el diseño se está trabajando con acero 500 MPa, por tanto, la armadura mínima será: $A_{s_{min}} = 0,0015 \cdot b \cdot h$; Cálculo de la armadura para momentos positivos. No se realizará el cálculo de armadura positiva, debido a que empresas comerciales de viguetas pretensadas proporcionan momentos admisibles para cada tipo de vigueta, en función del momento flector actuante. Se calculará el momento flector actuante y en función de este valor se elegirá el tipo de vigueta a utilizar. $M_{act} \leq M_{adm}$.

Separación mínima. De acuerdo con la NB1225001 en el apartado 7.7.6.2 nos dice que la armadura de retracción y temperatura debe cumplir que:

$$S_{min} \begin{cases} \leq 3 h \text{ (de la losa)} \\ \leq 300,00 \text{ mm} \end{cases}$$

Figura 2.6. Distribución de la armadura de reparto.



Fuente: Distribución de armadura, Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001, 2017, Bolivia.

Verificación de viguetas

Las viguetas son elementos lineales sometidos a flexión, para lo cual se introduce esfuerzo de tal manera que sean iguales y de sentido contrario a los que producen las cargas para que de esa forma se pueda eliminar los esfuerzos a flexión.

La verificación de la vigueta pretensada se desarrollará para dos estadios de carga que son:

1.- Estadio 2 (tiempo = 0), El elemento está bajo el pre-esfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta, solamente al peso propio de la viga M_0 . El Momento flector es causado por la fuerza de pretensado (P_0).

En otras palabras, cuando la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón (esto es, en el procedimiento cuando se aflojan los gatos) la viga se levanta sobre su lecho, momento en el que el peso de la viga se convierte en una carga activa.

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \cdot C_{10}) \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$
$$f_{ti} = 0,25\sqrt{f'c}$$

Verificación de esfuerzos para la fibra comprimida:

$$f_{20} = +\frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} + \frac{(P_0 \cdot C_{10}) \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ti}$$
$$f_{ci} = 0,60 \cdot f'c$$

2.- Estadio 4 (Tiempo = ∞)

Cuando la viga está sometida a las cargas de servicio, que se componen del peso muerto, como forjados de piso soportados por la viga, y las sobrecargas de uso del proyecto. Esta carga superpuesta produce el momento adicional y las tensiones de flexión. Estas tensiones de flexión se superponen a las producidas por el pretensado y el peso de la viga. Por lo tanto, bajo la carga de proyecto, las tensiones en las fibras extremas de compresión y tensión son f_{cs} y f_{ts} respectivamente.

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(P_f \cdot e_\infty) \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_\infty}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$f_{cs} = 0,45 \cdot f'c$$

$$+\frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} + \frac{(P_0 \cdot C_{10}) \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ts}$$

$$f_{ts} = 0,5 \cdot \sqrt{f'c}$$

2.6.5.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, que generalmente están solicitados a esfuerzos de flexión. Pueden tener distintas secciones transversales, aunque las más usadas son las vigas rectangulares.

La viga de Hormigón Armado sujeta al efecto de flexión puede fallar de dos formas, por falla del concreto o por falla del Acero, dichas fallas se diferencian fundamentalmente en que la falla por aplastamiento del concreto es una falla explosiva y sin previo aviso, mientras que la falla por fluencia del acero es una falla gradual donde se observa un incremento de la deflexión de la viga, dicha deflexión visible permite a los ocupantes abandonar la estructura, antes que se produzca el colapso.

2.6.5.2.1. Diseño a flexión

La Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB1225001-1 establece, que el diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, además debe basarse en las siguientes hipótesis:

Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura, debe emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones específicas. Alternativamente, se permite emplear el modelo de bielas y tirantes

La máxima de formación específica utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 3 ‰ (0,003).

El esfuerzo en la armadura, cuando sea menor que f_y , debe tomarse como E_s veces la deformación específica del acero. Para deformaciones específicas mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación específica e igual a f_y .

Cuando:

$$\epsilon_s < \epsilon_y \text{ (deformación específica de fluencia)}$$

$$A_s \cdot f_s = A_s \cdot E \cdot \epsilon_s$$

Cuando:

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y$$

$$A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y$$

La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de hormigón armado sometidos a flexión y a carga axial.

La relación entre la distribución de las tensiones de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

2.6.5.2.2. Diagrama rectangular de tensiones

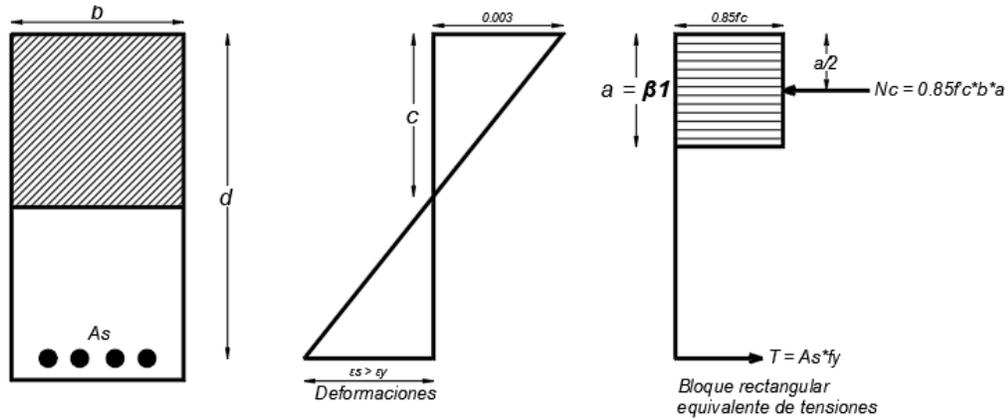
Los resultados requeridos para el diseño se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, definida como sigue:

Una tensión en el hormigón de $0,85 f_c'$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ de la fibra de deformación específica máxima en compresión.

La distancia desde la fibra de deformación específica máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

Para $f'c$, entre 18 MPa y 30 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0,65.

Figura 2.7. Distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.



Fuente: Esfuerzos y deformaciones en vigas de H^oA^o, Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001, 2017, Bolivia.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Tabla 2.5. Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón.

$f'c$	β_1
$f'c \leq 30$ MPa	0,85
$30 \text{ MPa} < f'c < 60$ MPa	$0,85 - 0,056 \left(\frac{f'c - 30}{7}\right)$
$f'c \geq 60$ Mpa	0,65

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001.

2.6.5.2.3. Armadura mínima en elementos sometidos a flexión

La cantidad de armadura A_s , proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de:

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b_w \cdot d$$

2.6.5.2.4. Espaciamiento de la armadura a tracción

El espaciamiento de la armadura más cercana a una superficie en tracción “s”, no debe ser mayor que el dado por:

$$s \leq \begin{cases} 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c \\ 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) \end{cases}$$

$$f_s = \frac{2}{3} \cdot f_y$$

$$C_c = r_{geo} + \phi_{estribo}$$

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe cumplir con:

$$St_{min} \geq \begin{cases} db \\ 25mm \\ 1,33 \text{ del tamaño del agregado grueso} \end{cases}$$

2.6.5.2.5. Diseño a cortante

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones:

- 1.- Si $V_u < 0,5 \cdot (\phi V_c)$ Colocar armadura constructiva
- 2.- Si $0,5 \cdot (\phi V_c) < V_u < \phi V_c$ Colocar armadura mínima A_v min
- 3, Si $V_u > \phi V_c$ Colocar armadura de refuerzo y no debe ser menor que A_{vmin}

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

V_n = Resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante

Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

V_c debe calcularse para elementos únicamente sometidos a cortante y flexión, mediante la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

Resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura

Se permite armadura para cortante consistente en:

- a) Estribos perpendiculares al eje del elemento
- b) Armadura electrosoldada de alambre, con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- c) Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.

Para calcular V_s , para lo expuesto anteriormente se puede usar la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

Donde:

A_v : Es el área de armadura para cortante dentro del espaciamiento s .

Para la resistencia del acero la Norma NB1225001-1 establece que los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño de la armadura para cortante deben ser:

$$f_y \text{ y } f_{yt} \leq \begin{cases} 420 \text{ MPa en general} \\ 560 \text{ MPa para armadura electrosoldada de alambre corrugado} \end{cases}$$

Otro dato a tomar en cuenta al calcular la armadura de cortante es el espaciamiento, y según la norma el espaciamiento de la armadura de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento debe cumplir:

$$s \leq \begin{cases} d/2 & \text{en elementos de hormigón no pretensado} \\ 0,75 h & \text{en elementos pretensados} \\ 300 \text{ mm} & \end{cases}$$

Cuando $V_c = 0,33\sqrt{f'c} b_w d$, las separaciones máximas se deben reducir a la mitad.

Debe colocarse un área mínima de armadura para cortante, A_v , min, en todo elemento de hormigón armado sometido a flexión (pretensado y no pretensado) donde V_u , exceda el valor de $0,5 \phi V_c$.

Para calcular A_v , min se puede usar las siguientes expresiones:

$$A_{v,min} \geq \frac{\sqrt{f'c}}{16} \cdot \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \text{o} \quad A_{v,min} \geq 0,34 \cdot \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Cuando V_u excede a ϕV_c , entonces se debe calcular la armadura que resista el cortante o V_s :

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Como otra limitación se tiene:

$$V_s \leq \frac{2\sqrt{f'c}}{3} \cdot b_w \cdot d$$

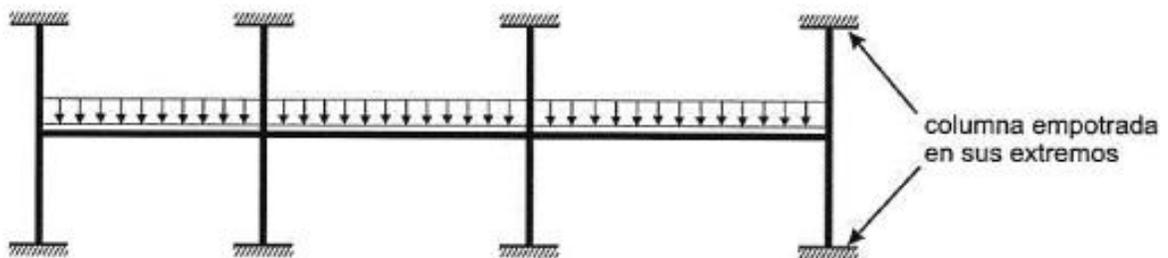
2.6.5.3. Diseño de columnas

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

La Norma Boliviana de Hormigón Estructural establece, que las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entre pisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entre piso o cubierta bajo consideración.

También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

Figura 2.8. Hipótesis para calcular momentos en las columnas debidos a cargas gravitatorias.



Fuente: Hipótesis de cargas, Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001, 2017, Bolivia.

La resistencia a la flexión en cualquier nivel de entre piso o cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entre piso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro.

2.6.5.3.1. Dimensionamiento de columnas

Según la NB1225001-1, la mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser $b \geq 200$ mm y el diámetro de la armadura principal a utilizar en la columna debe ser $d_b \geq 12$ mm.

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados. El diámetro de las armaduras transversales debe ser mayor o igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

2.6.5.3.2. Límites para las armaduras de elementos comprimidos

Se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Elementos comprimidos no compuestos

El área de la armadura longitudinal, A_{st} , para elementos a compresión no compuestos se debe cumplir con:

$$0,006 A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$$

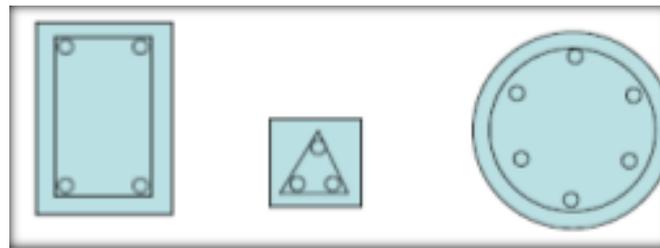
b) Número mínimo de barras

4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares.

3 para barras dentro de estribos triangulares.

6 para barras rodeadas por espirales.

Figura 2.9. Colocación de varillas en diferentes secciones.

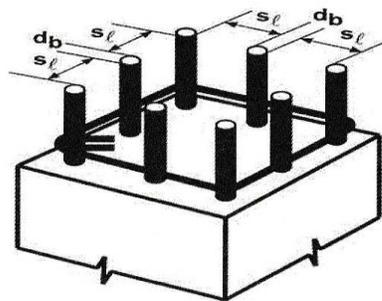


Fuente: Sección transversal de H°A°, Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001, 2017, Bolivia.

2.6.5.3.3. Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción

$$s_{t_{min}} \geq \begin{cases} 1,5 d_b \\ 40mm \\ 1,33 \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} = 2,53 \text{ cm} \end{cases}$$

Figura 2.10. Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción.



Fuente: Separación entre varillas de refuerzo, Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001, 2017, Bolivia.

2.6.5.3.4. Diseño a corte

Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

Tabla 2.6. Método detallado para calcular V_c .

$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}} \right) b_w d$ <p>Esta ecuación no es aplicable si:</p> $M_u - N_u \frac{4h-d}{8} \leq 0$	(a)
	$0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}}$	(11-7)

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001.

Resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura

La armadura necesaria y mínima es calculada de igual manera que en el elemento viga.

Separación mínima

$$St_{min} \left\{ \begin{array}{l} \geq 1,5 \cdot db \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo del agregado grueso.} \end{array} \right.$$

Separación máxima

$$St_{max} \left\{ \begin{array}{l} \leq 12 \cdot db \\ \leq 36 \cdot db_e \\ \leq b \text{ dimensión del lado menor de la columna} \end{array} \right.$$

2.6.5.3.5. Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos

Se permite ignorar los efectos de la esbeltez en los siguientes casos:

a) Para elementos en compresión desplazables, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

b) En estructuras indesplazables se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 + \left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

b) En estructuras indesplazables se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

El término M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Se permite considerar los elementos a compresión como indesplazables cuando los elementos de arriostramiento tienen una rigidez total que restringe los movimientos laterales de ese piso de al menos 12 veces la rigidez bruta de las columnas dentro del piso.

Para calcular las fuerzas y momentos en la estructura, se debe usar el Análisis no lineal de segundo orden cuando la relación de esbeltez es:

$$\frac{k l_u}{r} > 100$$

En estas expresiones, el radio de giro puede calcularse con la siguiente expresión:

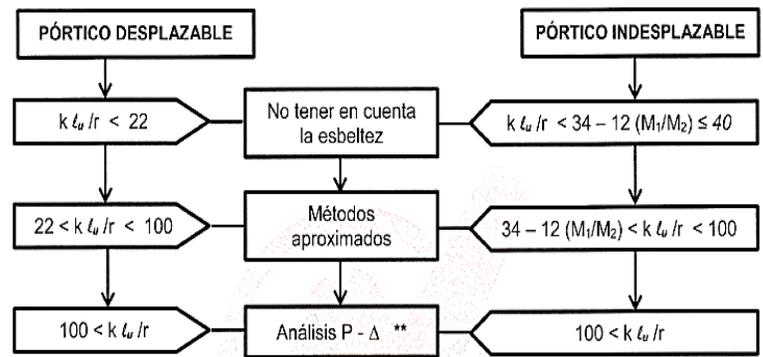
$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

También se puede tomar el radio de giro como:

- 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares.

- 0,25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión.

Figura 2.11. Esquema para la consideración de la esbeltez de columnas según se trate de pórticos desplazables o indesplazables.

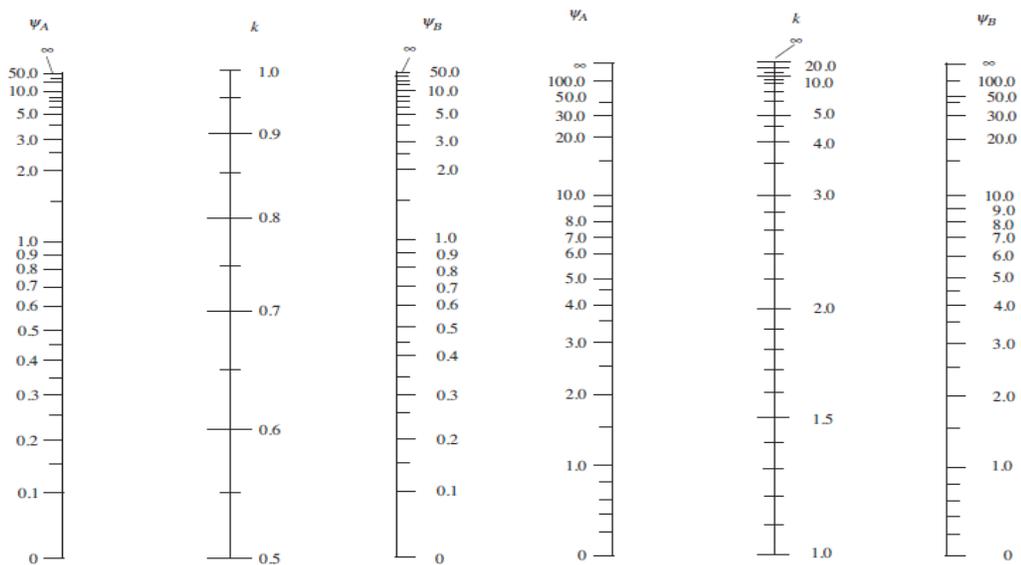


Fuente: Relación de esbeltez de columnas, Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001, 2017, Bolivia.

2.6.5.3.6. Determinación de los factores k, con cronogramas

Antes del análisis con computadora, el uso de los nomogramas fue el método tradicional para determinar longitudes efectivas de columnas.

Figura 2.12. Factores de longitud efectiva.



Fuente: Factor de longitud efectiva, Diseño de Concreto Reforzado J. C. McCormac y R. H. Brown, 2018, México.

Donde se analiza el valor ψ en cada extremo de la columna:

$$\psi = \frac{\sum(EI/l) \text{ de los miembros a compresión (columnas)}}{\sum(EI/l) \text{ de los miembros a flexión (vigas)}}$$

Un entrepiso puede considerarse indesplazable si:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \cdot \Delta_0}{V_{us} \cdot l_c} \leq 0,05$$

Donde:

ΣP_u = Carga vertical total mayorada.

Δ_0 = Es el desplazamiento lateral relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} , expresada en mm.

V_{us} = El cortante horizontal mayorado en el piso bajo consideración.

l_c = Longitud del elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico, expresada en mm.

2.6.5.3.7. Diagrama de interacción para columnas de hormigón

El diagrama de interacción para obtener la resistencia de columnas de hormigón armado es un gráfico que define la resistencia utilizable para diferentes combinaciones de carga axial y momento de falla.

Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores de $\phi \cdot P_n$ y $\phi \cdot M_n$ que producirán un estado inminente de falla; en este diagrama, representa una excentricidad en particular.

P_n , está dado de la siguiente manera:

$$P_o = (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y)$$

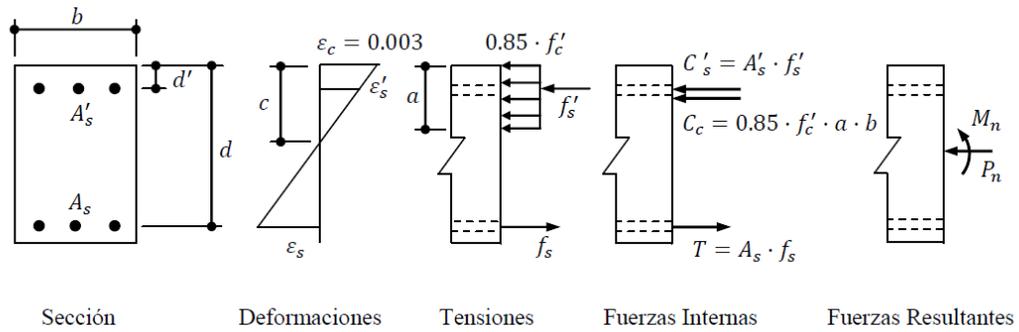
$$P_{nmax} = 0,8 (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y)$$

$$\phi P_{nmax} = 0,8 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y)$$

Los puntos que en su defecto son la resistencia nominal para combinaciones de flexión y carga axial tienen que cumplir:

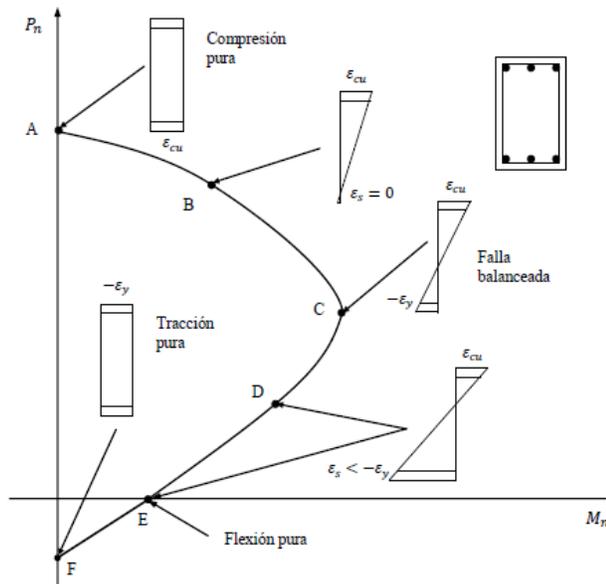
- Equilibrio estático.
- Compatibilidad de deformaciones.

Figura 2.13. Compatibilidad de deformaciones



Fuente: Distribución de deformaciones, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 2015, Chile.

Figura 2.14. Distribución de deformaciones correspondientes a los puntos del diagrama de interacción.



Fuente: Diagrama de interacción, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 2015, Chile.

Compresión axial pura (no existe momentos flectores). Máxima compresión axial (excentricidad mínima). Esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara de tracción. Este punto corresponde al aplastamiento en una cara y tracción cero en la otra cara. Esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara de tracción.

Punto balanceado; esfuerzos en el refuerzo cercano a la cara de tracción. Este punto representa la falla balanceada en la cual se desarrollan simultáneamente el aplastamiento en el hormigón y la fluencia en el acero a tracción.

Punto de control de tracción. Flexión pura (no existe momentos flectores).

2.6.6. Estructuras complementarias

2.6.6.1. Escaleras

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

2.6.6.1.1. Proceso de cálculo

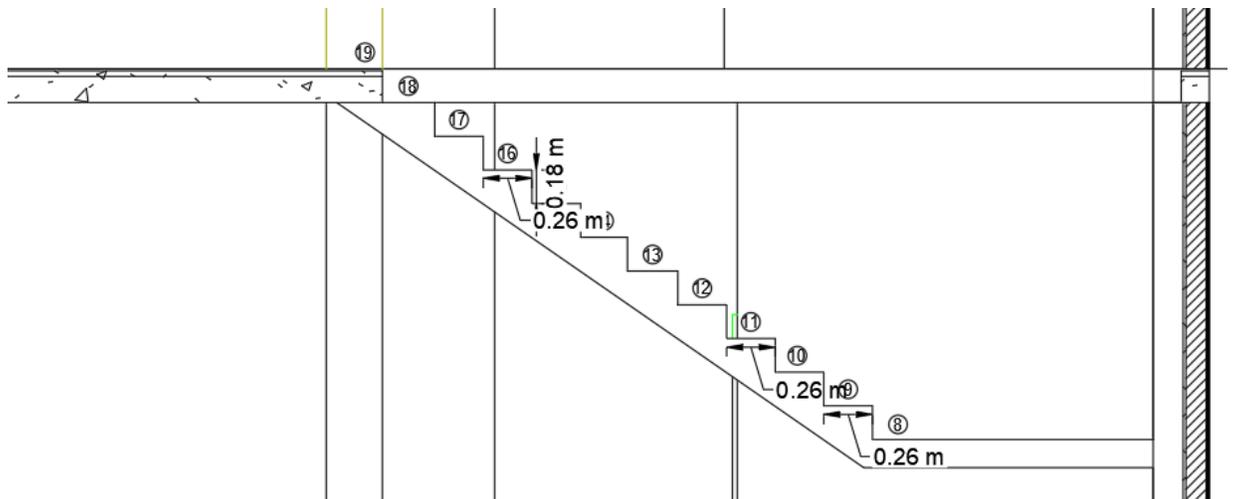
Según R. Morales se puede seguir el siguiente procedimiento:

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

$$M_{DISEÑO} = \alpha \cdot M_{U \text{ máx}}$$

Donde α puede tomar los valores de 0,8 a 1,0.

Figura 2.15. Escaleras y sus elementos.



Fuente: Corte longitudinal de escaleras, Elaboración propia, 2024, Bolivia.

Cálculo de la armadura positiva

Para calcular la armadura necesaria para resistir la flexión, se puede usar el diagrama de distribución rectangular equivalente de tensiones, del cual por equilibrio se puede sacar las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{Mu}{\Phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Realizando iteraciones con dichas expresiones se podrá hallar la armadura requerida.

Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2}$$

$$A_{s \min} = 0,0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \min} \leq (-)A_s$$

2.6.6.2. Fundaciones

Según J. C. McCormac y R. H. Brown, las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. No sólo es deseable transferir las cargas de la superestructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o disparejos y rotaciones, sino que también es necesario proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y volteo.

Entre las diversas zapatas de concreto reforzado de uso común se cuentan: las zapatas corridas para muros, las zapatas aisladas, las zapatas combinadas, las losas de cimentación y las cabezas de pilotes.

2.6.6.2.1. Presiones permisibles del suelo

Las presiones permisibles o admisibles del suelo deben obtenerse con el trabajo de un especialista en geotecnia. Para obtener estos valores para el diseño de la cimentación se deben realizar sondeos y pruebas de carga.

Para poder determinar el área requerida para la cimentación, se puede dividir la última presión presente en el suelo entre la última carga que recibe la columna.

2.6.6.2.2. Zapata cuadrada, circular o rectangular aislada

Una de las opciones más usadas para zapatas son las que tienen un espesor de losa constante, sin embargo J. C. McCormac expone que, si este espesor llega a ser más de 3 o 4 pies, se puede optar por usar zapatas escalonadas por el hecho de que las fuerzas cortantes y momentos generan mayores esfuerzos cerca de la columna. Otra opción para esto son las zapatas con declive, no obstante, este tipo de zapata genera mayor dificultad en la parte constructiva, ya que el costo de la mano de obra resulta ser mayor. Además, deben hacerse verificaciones de esfuerzos en más de una sección de la zapata al usar zapatas escalonadas o con declive.

Geometría

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través del cabezal, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes.

Distribución de las armaduras

En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

Altura mínima de las zapatas y cabezales

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de cabezales de pilotes.

Hormigón de limpieza y recubrimiento

Figura 2.16. Hormigón de limpieza y recubrimiento.



Fuente: Recubrimiento geométrico, Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001, 2017, Bolivia.

Cálculo del área requerida

Para ello se emplea:

$$A = \frac{P}{q_{adm.}}$$

$$B = \sqrt{A}$$

2.6.6.2.2.1. Verificación al Punzonamiento

Resistencia característica del hormigón

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f'_c}}{3} * b_0 * d$$

Donde:

f'_c = Resistencia característica del hormigón a compresión

b_0 = Perímetro Crítico

d = Peralte de la zapata

Fórmula para punzonamiento aplicando la Resistencia del hormigón

$$P_{zh=50cm} = \phi V_c * 4(a_c + d) * d$$

Donde:

ϕV_c = resistencia característica del hormigon

a_c = ancho de la columna

d = Peralte de la zapata

$$\phi V_c \geq V_u$$

2.6.6.2.2.2. Diseño a flexión

Primero se procede a calcular el acero para un metro cuadrado de la zapata

Posteriormente se procede a el cálculo de T_s

$$T_s = \phi A_s f_y$$

$$N_c = 0.85 f'_c b y$$

$$T_s = N_c$$

$$y = \frac{T_s}{0.85f'_c b}$$

Finalmente se calcula el momento para hacer la comparación y ver si cumple o no

$$M_n = \phi T_s \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$\phi M_n \geq Mu$$

2.7. Estrategia para la ejecución del Proyecto

2.7.1. Especificaciones Técnicas

Es el documento que define la calidad de obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del Contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

Por lo general para cada ítem de la obra, se cubre los siguientes puntos:

- Definición.
- Materiales, herramientas y equipo.
- Procedimiento de la ejecución.
- Medición y forma de pago.

2.7.2. Cómputos Métricos

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

Estos cómputos métricos deben ser realizados con el mayor cuidado posible, ya que los mismos pueden acarrear problemas al calcular el precio de la obra.

Es recomendable que el cómputo métrico sea detallado para que sea simple su revisión, y se pueda realizar una modificación o corrección de ser necesario, además es necesario una constancia de las operaciones realizadas y que las mismas sean ordenadas en un orden simple, basándose en los planos del proyecto.

2.7.3. Precios unitarios

En la construcción al realizar el presupuesto de obra lo más eficaz es calcular el precio por unidad de una actividad, en este caso pudiendo ser metro cuadrado, metro cubico, pieza, global, punto de instalación, dependiendo del tipo de actividad.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- a) Costo de materiales.
- b) Costo de mano de obra.
- c) Desgaste de herramientas y o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem. Tomado en cuenta como beneficios sociales el 55 % de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

2.7.4. Presupuesto

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

2.7.5. Planeamiento y cronograma de obra

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de

ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto que cumpla con un adecuado tiempo y costo es fundamental elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar la obra.

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

Para la planificación y programación del presente proyecto se hará uso del método de la ruta crítica, el cual es un modelo matemático – lógico. En función a este se analizan mediante los métodos PERT (método probabilístico) y CPM (método determinístico).

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

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL
PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

Para realizar el levantamiento topográfico del terreno, se utilizó tecnología RTK (Real Time Kinematic); analizando los resultados obtenidos se observa que el terreno presenta niveles que van desde los 1932.6 m a los 1935.5 m, entre los puntos más distantes 8 y 37, por lo tanto, se debe realizar una nivelación del terreno previa a la construcción.

Figura 3.1. Curvas de nivel del terreno



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2. Cotas para curvas de nivel.

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACION	PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACION
P1	317513,16	7618306,71	1934,64	P23	317506,02	7618269,48	1935,37
P2	317525,59	7618304,49	1934,27	P24	317522,54	7618265,35	1934,52
P3	317539,49	7618302,56	1933,82	P25	317537,59	7618262,55	1933,75
P4	317555,87	7618298,61	1933,41	P26	317551,16	7618260,78	1933,43
P5	317570,51	7618296,12	1933,07	P27	317569,30	7618259,16	1933,36
P6	317585,33	7618296,64	1932,83	P28	317585,09	7618256,81	1933,26
P7	317597,67	7618291,62	1932,69	P29	317599,85	7618254,29	1933,09
P8	317607,70	7618290,05	1932,62	P30	317507,64	7618259,31	1935,28
P9	317511,19	7618293,51	1935,01	P31	317522,39	7618254,44	1934,55
P10	317526,67	7618291,01	1934,33	P32	317538,92	7618251,79	1933,57
P11	317540,25	7618288,94	1933,87	P33	317556,18	7618249,28	1933,45
P12	317556,03	7618285,99	1933,44	P34	317572,26	7618247,36	1933,46
P13	317571,23	7618283,48	1933,12	P35	317589,08	7618245,31	1933,34
P14	317585,98	7618281,12	1932,90	P36	317601,17	7618243,38	1933,21
P15	317601,17	7618278,91	1932,80	P37	317503,51	7618244,27	1935,51
P16	317510,74	7618279,21	1935,11	P38	317521,51	7618241,76	1934,61
P17	317527,26	7618277,44	1934,24	P39	317538,03	7618239,41	1933,49
P18	317543,49	7618274,93	1933,65	P40	317556,48	7618236,31	1933,57
P19	317558,24	7618272,87	1933,41	P41	317573,14	7618233,95	1933,67
P20	317573,88	7618270,36	1933,15	P42	317586,28	7618232,03	1933,58
P21	317589,37	7618267,71	1933,02	P43	317598,67	7618229,52	1933,44
P22	317603,24	7618265,79	1932,92				

Fuente: Elaboración propia.

Ver (Anexo 1).

El área total de emplazamiento del terreno es de 1635.00 m² de los cuales de acuerdo a los planos arquitectónicos 1.439.42 m² corresponden al área construida.

3.2. Análisis del Estudio de Suelos

El estudio de suelos fue desarrollado por la empresa consultora y constructora, “ARCON – TARIJA” que tiene como gerente al Ingeniero José Luis Arduz.

Para determinar la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo SPT (STANDARD PENETRATION TEST) en 3 puntos estratégicos del terreno, hasta llegar a una profundidad de 3 metros, la ubicación de los puntos se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.3. Puntos de sondeo



Descripción	Latitud	Longitud
Pozo 01	21°31'45.48"S	64°45'41.34"O
Pozo 02	21°31'44.79"S	64°45'40.23"O
Pozo 03	21°31'45.62"S	64°45'40.38"O

Fuente: Adaptado de Google hearth

El resultado del ensayo geotécnico mediante el SPT de los tres puntos se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.1. Caracterización y resistencia admisible del suelo.

N° de pozo	Profundidad	Tipo de suelo	Resistencia admisible
1	1,50m	Arcilla mal graduada: CL	0.15 MPa
2	3m	Arcilla mal graduada: CL	0.161 MPa
3	2,80m	Arcilla mal graduada: CL	0.15 MPa

Fuente: Informe geotécnico del proyecto.

3.2.1 Validación del estudio de suelos

Analizando el informe geotécnico, se realiza la validación del estudio de suelos para una profundidad de 1.50m debido a que en las demás profundidades se tiene igual o mayor resistencia admisible según los resultados presentados en la anterior tabla.

El resultado del número de golpes N_{SPT} realizadas se muestran la siguiente tabla.

Tabla 3.2. Caracterización y resistencia admisible del suelo.

N° de pozo	Profundidad	N° golpes SPT	Qadm
1	1,50m	12	0,15 MPa
2	3m	16	0,161 MPa
3	2,80m	12	0,15 MPa

Fuente: Informe geotécnico del proyecto.

Se realiza la corrección para el pozo 1.

$$N_{60} = C_B * C_S * C_R * \frac{ER_f * N}{60}$$

ERf = 65

C_B=1.0 Para orificio de 100 mm.

C_S=1.1 Muestreador sin camisa interior.

C_R=0.75 Para la profundidad analizada.

$$N_{60} = 1 * 1.1 * 0.75 * \frac{65 * 12}{60} = 10.73$$

En función al número de golpes N₆₀ se determina el peso unitario del suelo con las ecuaciones propuestas por Rahman (2017) y Bowles (1997).

Se analiza a una profundidad de 1.50 m, para suelos con alta cohesión con N=12 se tiene:

$$\text{Para } 0 < N_{60} < 19 \quad Y_h = (80 + 2 * N) * 0.1571 = 16.34 \frac{kN}{m^3}$$

La cohesión no drenada se analiza el límite líquido, según el informe geotécnico es LL=20.87% < 50%, entonces es un suelo de baja plasticidad por lo tanto la cohesión se calcula con:

$$c_u = 4.93 * N_{60} = 4.93 * 10.73 = 52.90 \frac{kN}{m^2}$$

La validación del estudio de suelos se realiza tomando en cuenta la dimensión de zapata más cargada del proyecto, para esto se usa Meyerhof (1963) quien sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga.

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 Y B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

En esta ecuación:

c' = Cohesión-

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

Y = Peso específico del suelo.

B = Ancho de la cimentación.

F_{cs}, F_{qs}, F_{ys} = Factores de forma.

F_{cd}, F_{qd}, F_{yd} = Factores de profundidad.

F_{ci} , F_{qi} , F_{yi} = Factores de inclinación de la carga.

N_c , N_q , N_y = Factores de capacidad de carga.

Se desarrolla la ecuación con los siguientes datos:

$B=L=2.20$ m.

$D_f=1.50$ m Profundidad de desplante.

$Y=16.34$ kN/m³

$c'=52.90$ kN/m³

$\theta=0^\circ$

El esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación es:

$$q = Y * D_f = 16.34 * 1.50 = 24.51 \frac{kN}{m^2}$$

Para la condición de $\theta=0^\circ$, $c'=c_u=52.90$ kN/m³, $N_q=1$, $N_c=5.14$, $N_y=0$

Coefficientes correctores de profundidad

Para:

$$\frac{D_f}{B} \leq 1; \frac{1.50}{2.2} = 0.68 \quad y \quad \theta = 0^\circ$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.27$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{yd} = 1$$

Coefficientes correctores de forma

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c} = 1.19$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \tan(\theta) = 1$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 * \frac{B}{L} = 0.6$$

Coefficientes correctores de inclinación. La carga sobre la cimentación es vertical por lo tanto:

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{yi} = 1$$

Reemplazando en la ecuación

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 Y B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

$N_y=0$, entonces se tiene

$$q_u = 52.90 * 5.14 * 1.19 * 1.27 * 1 + 24.51 * 1 * 1 * 1 * 1 = 435.44 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

El factor de seguridad asumido $FS=3$, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{435.44}{3} = 145.15 \frac{kN}{m^2} = 0.145 MPa$$

En el informe geotécnico a una profundidad de 1.50 metros se tiene 0.150 MPa

$$q_{adm} = 0.145 MPa < 0.150 MPa$$

Realizada la verificación del estudio de suelos, se puede validar que la capacidad admisible del suelo de 0.145 MPa a una profundidad de 1.50 m, es menor a los resultados del informe geotécnico, además en el informe recomienda que se debe de tomar un $q_{adm}=0.150 MPa$, por lo tanto, con el objetivo de tener mayor seguridad, se diseñarán las fundaciones a una profundidad de 1.50 m, con una capacidad admisible igual a:

$$q_{adm} = 0.145 MPa.$$

Los resultados del informe geotécnico están en el **ANEXO 2**.

3.3. Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico del Hotel fue proporcionado por la empresa constructora privada ARCON-TARIJA.

La arquitectura del hotel presenta ambientes destinados a dormitorios, áreas comunes como salas, salón de reuniones, área de bar distribuidos adecuadamente de acuerdo a su uso.

Desde un punto de vista de la ingeniería el proyecto tiene la posibilidad de adecuarse a los diferentes tipos de elementos estructurales de forma que no alteren la arquitectura.

El Hotel ubicado en el barrio Tabladita, es una estructura que está diseñada con los siguientes elementos estructurales.

- Cubierta plana.
- Pórticos de hormigón armado (vigas, columnas).
- Losa alivianada de viguetas pretensadas.
- Escalera.
- Zapatas aisladas.

La arquitectura del hotel presenta ambientes destinados a dormitorios, áreas comunes como salas, salón de reuniones, área de bar distribuidos adecuadamente de acuerdo a su uso, los planos en planta del hotel se muestran en la siguiente figura donde se puede identificar lo mencionado anteriormente.

Figura 3.4. Plano Arquitectónico



Fuente: Plano en planta, Elaboración Empresa ARCON-TARIJA, 2024, Bolivia.

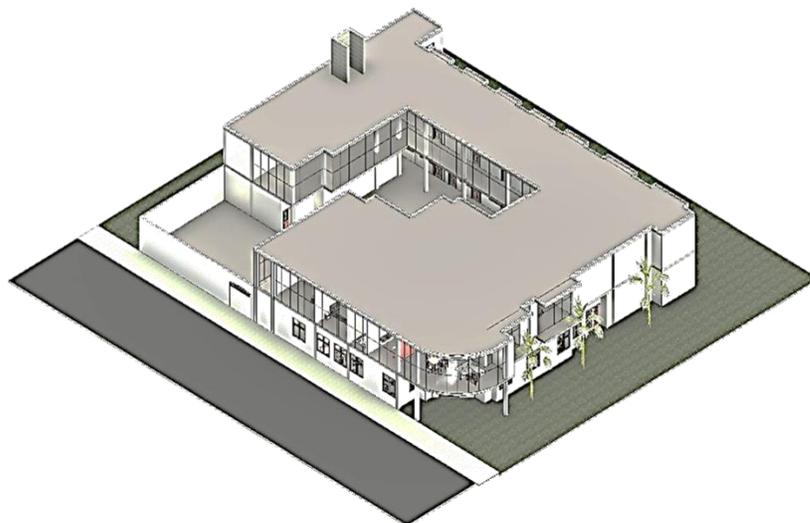
Según la arquitectura del proyecto la cubierta es de losa plana como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.5. Sección arquitectónica.



Fuente: Elevación, Elaboración Empresa ARCON-TARIJA, 2024, Bolivia.

Figura 3.6. vista en 3D.



Fuente: Vista 3D, Elaboración Empresa ARCON-TARIJA, 2024, Bolivia.

Los Planos de diseño arquitectónico se pueden encontrar en el apartado de anexos. (**Ver anexo 8**).

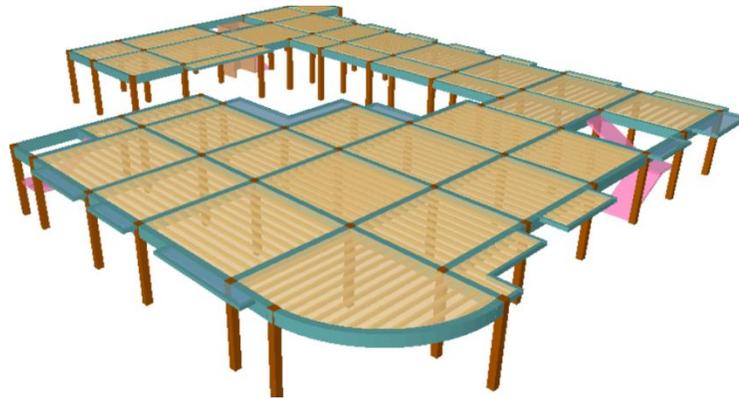
3.4. Planteamiento estructural

3.4.1. Estructura de la cubierta

El diseño de la cubierta de acuerdo con los planos arquitectónicos (ver anexo A.9.) es una cubierta plana compuesta por losas como se muestra en la siguiente figura donde se plantea una cubierta plana compuesta de losas alivianada con viguetas pretensadas y complemento de poliestireno expandido.

Se considera para el diseño una losa de altura 20 cm con carpeta de compresión de 5cm e inter eje entre viguetas pretendas de 50 cm.

Figura 3.7. Estructura de cubierta

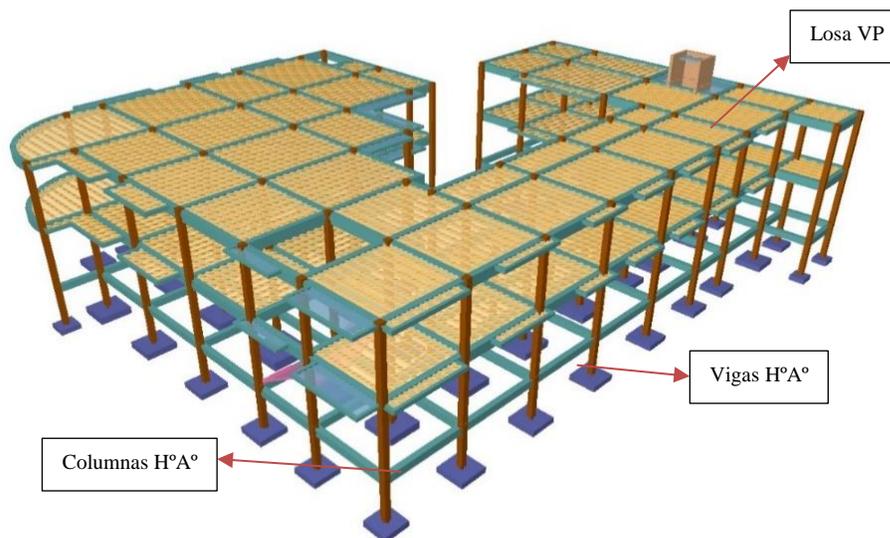


Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD

3.4.2. Estructura de la edificación

Se plantea una estructura conformada por sistema de pórticos de hormigón armado (viga-columnas), con entrepisos de losas alivianadas unidireccionales de viguetas pretensadas. El diseño de los elementos se realiza de acuerdo a la norma boliviana de hormigón estructural NB1225001, la estructura planteada se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.8. Planteamiento estructural.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Las propiedades de los materiales usados en la estructura planteada tienen las siguientes características.

Hormigón H-21

Peso Específico del hormigón armado	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Resistencia característica a compresión	$f' = 21 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad	$E_c = 24631.344 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0.20$

Acero A – 500

Peso Específico del acero	$\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$
Límite de fluencia del acero – tracción	$f_y = 500 \text{ MPa}$
Límite de fluencia del acero - cortante y torsión	$f_{yt} = 420 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0.30$

3.4.3 Estructuras complementarias

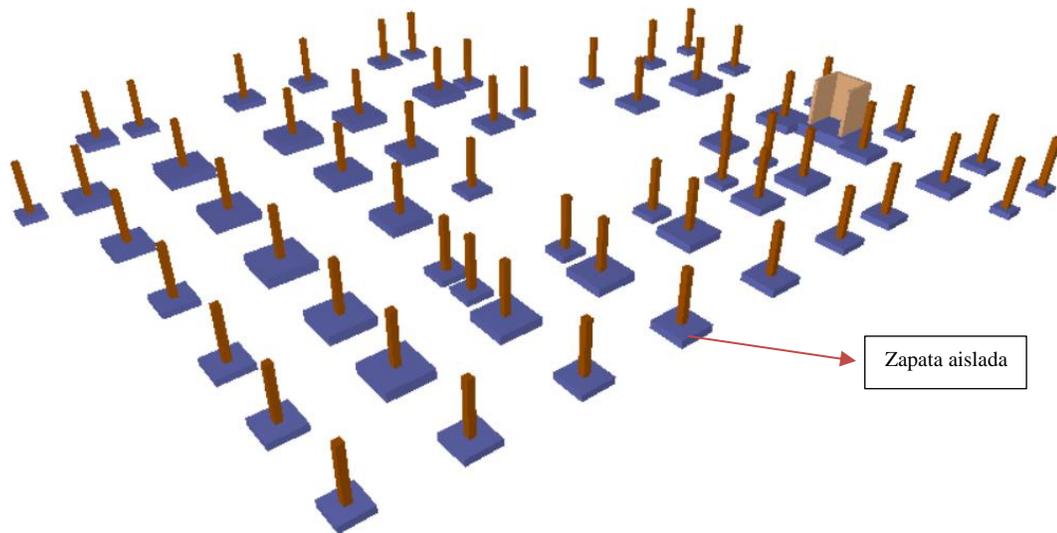
Se plantea escaleras de hormigón armado, se diseñan como una losa maciza unidireccional de acuerdo a la norma boliviana de hormigón estructural NB1225001

3.4.4 Fundaciones

En las fundaciones según el estudio geotécnico realizado (ver anexo, A.2.), se recomienda usar una capacidad portante admisible del suelo 0.15 MPa para una profundidad de 1.50 m y de acuerdo a la validación realizada se adopta una capacidad portante admisible del suelo para el diseño de la fundación es de 0.145MPa

Según la capacidad portante admisible del suelo se opta por una fundación superficial compuesta por zapatas aisladas centradas como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.9. Modelo de la fundación



Fuente: Disposición de fundaciones, Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5. Análisis y diseño Estructural

3.5.1 Análisis de carga

3.5.1.1 Cargas gravitatorias

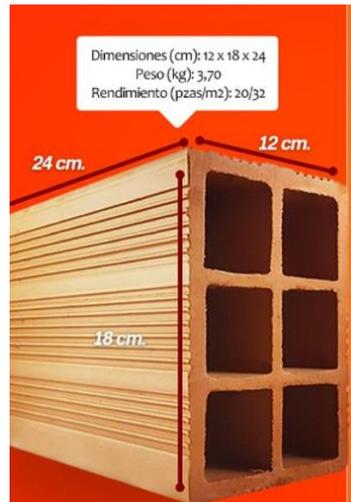
3.5.1.1.1 Carga muerta (D)

a) **Peso propio.** El peso propio de la estructura se obtiene por defecto en el programa CYPECAD; y solo para fines de estudio se realizará el cálculo de manera manual.

b) Muros de ladrillo

El cálculo de carga de muros se realiza para un muro de ladrillo de 6 huecos; según los catálogos (cerámica Guadalquivir) tienen las dimensiones de 24 cm largo, 18 cm de alto y 12 cm de ancho con un peso por pieza de 3.70 kg como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.10. Dimensiones del ladrillo.



Fuente: Ficha técnica, Catalogo cerámica Guadalquivir, Bolivia.

Según los planos arquitectónicos se disponen los ladrillos para un muro sin revoques de 12 cm de espesor pircado pandereta (ladrillo parado), se calcula el peso como sigue:

Cantidad de ladrillos por metro cuadrado asumiendo juntas horizontales y verticales de 1.5 cm es:

$$CL = \frac{1m^2}{(0.24 + 0.015) * (0.18 + 0.015)} = 20.11 \text{ pza}/m^2$$

Volumen de ladrillos por metro cuadrado.

$$V.lad = 20.11 * 0.12 * 0.24 * 0.18 = 0.104 \text{ m}^3/m^2$$

Volumen del muro por metro cuadrado.

$$Vm = 1 * 1 * 0.12 = 0.12 \text{ m}^3/m^2$$

Volumen de mortero por metro cuadrado.

$$Vmor = 0.12 - 0.104 = 0.016 \text{ m}^3/m^2$$

Para el peso de los revoques por metro cuadrado en el muro, se toman en cuenta los siguientes revoques.

- Revoque de mortero de cemento espesor 1.50 cm y peso específico de 21 kN/m³.
- Revoque yeso espesor 1.0 cm y peso específico de 12.5 kN/m³.

El peso de los revoques por metro cuadrado de muro es.

$$R = 21 * 0.015 + 12.5 * 0.01 = 0.44 \text{ kN/m}^2$$

El peso del muro por metro cuadrado es:

$$PMe = (21.11 * 0.037 + 21 * 0.029 + 0.44) = 1.51 \text{ kN/m}^2$$

El peso del muro, se carga al programa por área sobre losas y en la planta baja de acuerdo a las alturas de muros según los planos arquitectónicos.

c) **Sobre pisos.** Las cargas de sobre pisos se detallan en las siguientes tablas

- Para losas con revestimiento cerámico.

Tabla 3.3. Carga sobre piso sobre losas.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Mortero de nivelación	21	3	0.63
Mortero cola	12.5	1.5	0.1875
cerámica	18	1	0.18
CARGA TOTAL DE SOBRE PISO	1.30		KN/m2

Fuente: Elaboración propia

- Para la losa de cubierta plana

Tabla 3.4. Carga sobre piso sobre cubiertas planas

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Hormigón nivelación	24	2	0.48
Hormigón para pendiente 2%	24	8.35	2.0
Impermeabilizante	0.15	0.5	0.0075
CARGA TOTAL DE SOBRE PISO	2.80		KN/m2

Fuente: Elaboración propia

d) **Carga de tanque**

Capacidad del tanque

La proyección de camas para el Hotel ubicado en el Barrio Tabladita, es de 31 camas.

Según el reglamento nacional de instalaciones sanitarias domiciliarias, la dotación para, hoteles edificios y otros similares, es de 200 L/cama·día

Entonces:

$$Dotacion_1 = 31 \text{ camas} \cdot 200 \text{ L/cama} \cdot \text{día}$$

Dotación= 6200 L/día

Esta dotación tiene que estar distribuida en 1/3 en el tanque elevado y el restante en un tanque enterrado.

Por lo tanto, capacidad del tanque elevado = 6200L/ día · 1/3 = 2066,67 L

Se usará un tanque de poliestireno de 2300 L, que tiene un diámetro de 139 cm.

Carga viva $\gamma_{agua} = 10 \frac{KN}{m^2}$

Peso del agua $P_{agua} = 23 \text{ KN}$

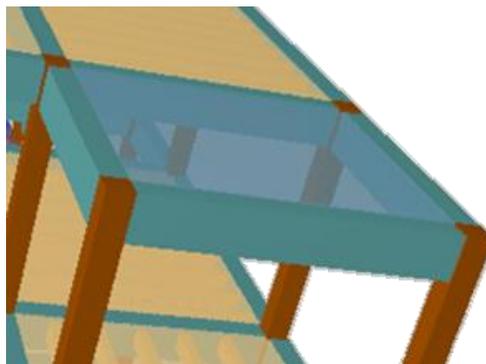
Area de la losa de tanque $A_{Losa-Tanque} = 18,38 \text{ m}^2$

Carga del agua $CM = \frac{P_{Agua}}{A_{Losa-Tanque}}$

$$CM = \frac{23 \text{ KN}}{18,38 \text{ M}^2} = 1,25 \text{ KN/m}^2$$

$$CM = 1,30 \text{ KN/m}^2$$

Figura 3.11. Losa maciza para tanque de agua.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

La carga del tanque de agua calculada se añade a la losa maciza ilustrada en la imagen anterior, se diseña la losa en el siguiente capítulo.

e) Carga muerta escalera

Carpeta de nivelación de hormigón

Altura de cielo raso: $h_{\text{cielo raso}} = 0,035 \text{ m}$

Peso específico del yeso $\gamma_{\text{yeso}} = 12,5 \text{ KN/m}^2$

La carga permanente por la carpeta de nivelación será:

$$CM_1 \text{ Carpeta de Nivelación} = 12,5 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,035 \text{ m} = 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{CM_1 = 0,44 \text{ KN/m}^2}$$

- Peso del piso cerámico

La carga permanente por el cerámico será:

$$\mathbf{CM_2 \text{ Ceramico} = 0,28 \text{ KN/m}^2}$$

Peso del mortero

Altura del Mortero = 0,01 m

Peso específico del Mortero $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$

La carga permanente por el mortero será:

$$CM_3 \text{ Mortero} = 21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0,01 \text{ m} = 0,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{CM_3 = 0,21 \text{ KN/m}^2}$$

Al programa se introduce la siguiente carga:

Carga permanente total será:

$$CM = CM_1 + CM_2 + CM_3$$

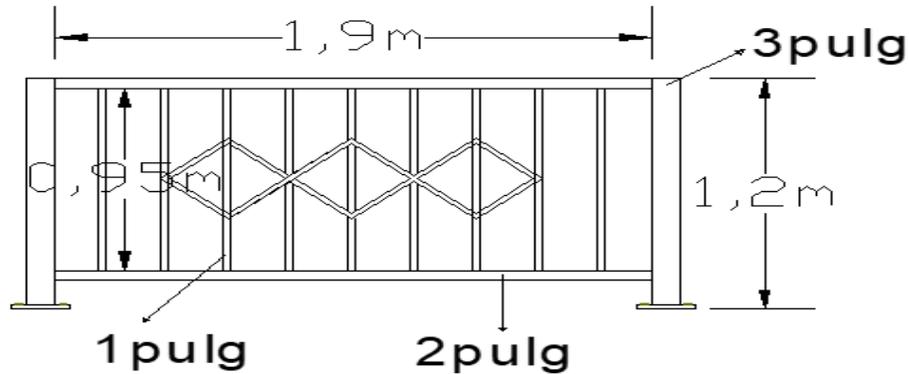
$$CM = 0,44 \text{ KN/m}^2 + 0,28 \text{ KN/m}^2 + 0,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{CM = 0,93 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{CM = 1,00 \text{ KN/m}^2}$$

Peso del barandado

Figura 3.12. Barandado metálico.



Fuente: Barandado metálico, Elaboración propia.

Tabla 3.5. Carga de la baranda para escalera

Diámetro (pulg)	Longitud (m)	Peso (KN/m)	Número (pieza)	Peso total (KN)
3'	1,2	0,042	1	0,148
2'	1,9	0,0287	2	0,1099
1'	0,95	0,015	9	0,13

Fuente: Elaboración propia.

Peso total de todos los tubos es 0,39 KN

La carga muerta por baranda $Q = \frac{0,39 \text{ KN}}{2} = 0,195 \text{ KN/m}$

$$Q_{\text{barandado}} = 0,2 \text{ KN/m}$$

Además, se considera una sobrecarga de barandado de 1,0 KN/ m²

Los sistemas de barras agarraderas se deben diseñar para resistir una carga concentrada única de 1,00 KN aplicada en cualquier dirección en cualquier punto. Según NB 1225002.

3.5.1.1.2 Cargas variables

a) **Cargas vivas (L).** Se definen en cada nivel de la estructura de acuerdo al tipo de uso. Los valores se toman de la Norma Boliviana NB1225002.

- Hoteles, casas multifamiliares y departamentos 2.0 KN/m²
- Escaleras = 4.0 KN/m²
- Pasillo = 4.0 KN/m²
- Azoteas accesibles privadamente 3.0 KN/m²

Tabla 3.6. Tabla 4.1 Sobre carga de uso.

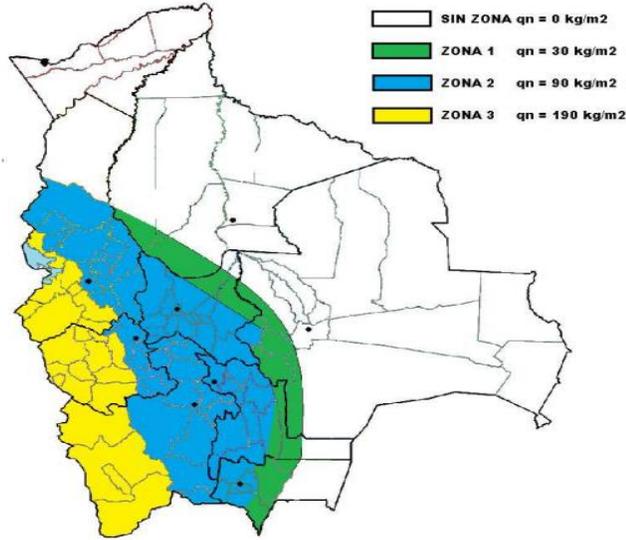
Tabla 4.1 – Sobrecargas de servicio, L (Continuación)

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kPa (kN/m ²)	Concentrada en kN
Todas las superficies del techo que están sujetas a acceso de trabajadores de mantenimiento		1,50
GARAJES O ESTACIONAMIENTOS		
- Defensas para vehículos	Véase 4.3.3	
- Para automóviles solamente	2,5	Véase 4.10
- Para vehículos de hasta 4 pasajeros	5,0	Véase 4.10
- Para camiones semi pesados	12,0	36,0
- Camiones y ómnibuses	Véase 4.10.3	
Corredores y circulación peatonal	4,0	
HELIPUERTOS	2,0 (véase notas (6), (7) y (8))	13,5
HOSPITALES		
- Salas de operaciones, laboratorios y zonas de servicio	4,5	4,5
- Habitaciones privadas	4,5	4,5
- Corredores en piso superiores a planta baja	4,0	4,5
- Salas para equipos especiales	5,0	
- Escaleras	4,0	
- Cafetería	4,0	
HOTELES		
- Habitaciones privadas	2,0	
- Salas de reunión y corredores que las sirven	5,0	
- Almacenamiento y servicio	Véase Almacenes	
- Corredores y escaleras	4,0	

Fuente: Norma APNB-1225002; Pag.23

b) **Carga de granizo (S)** Para su consideración de adopta la “Guía para la evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia” de Patrick Putnam donde para la carga de granizo muestra la siguiente zonificación del país.

Figura 3.13. Zonificación de la carga de nieve.

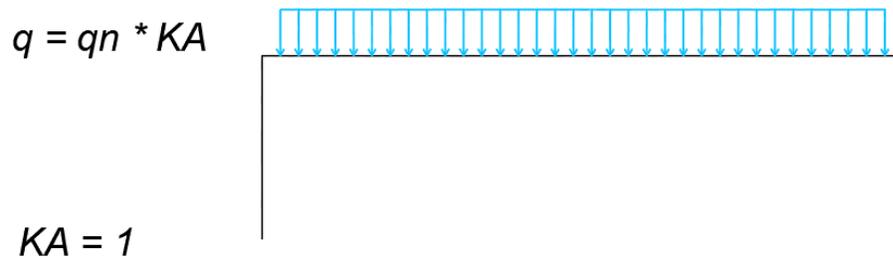


Fuente: Zonificación de la carga de granizo, *Guía para evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia.*

El proyecto está ubicado en la ciudad de Tarija, según la zonificación está en la Zona 2 donde la carga de nieve base que menciona la guía es $q_n=90\text{kg/cm}^2=0.9\text{kN/m}^2$

Según el tipo de cubierta, se multiplica por un factor KA, que en este caso viene a ser $KA=1$ por ser losa plana.

Figura 3.14. Tipo de cubierta losa plana.

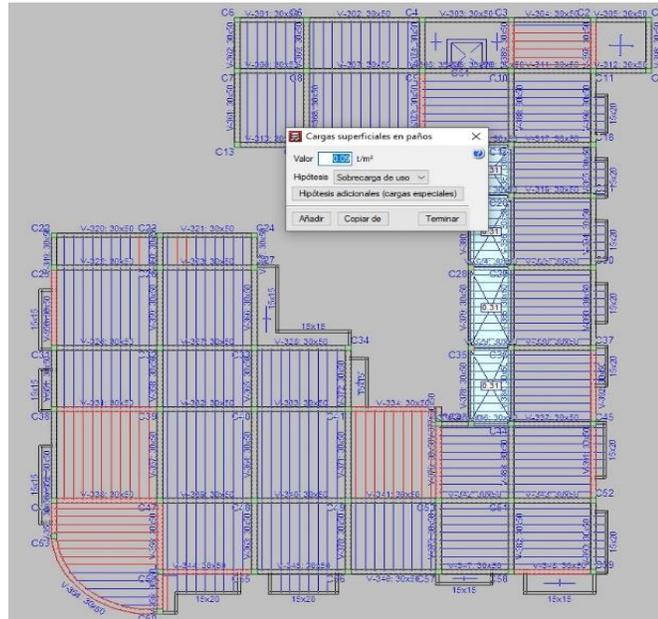


Fuente: *Guía para evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia.*

Por tanto, la carga de granizo será:

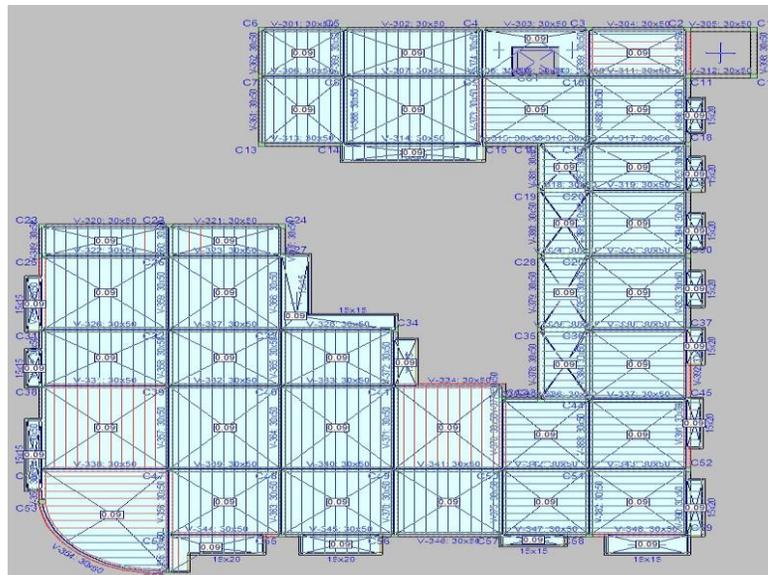
$$S = 90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 = 90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Figura 3.15. Cargado de granizo.



Fuente: Adaptado del paquete estructural Cypcad

Figura 3.16. Cargado de granizo.



Fuente: Adaptado del paquete estructural Cypcad

3.5.1.2 Acción del viento (W)

Velocidad del viento

Para la determinación de las acciones del viento en el diseño de la edificación se utilizó la norma NB-1225003-1.

Velocidades máximas del viento según SENAMHI en la estación Aeropuerto Tarija se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.7. Velocidad de viento máxima histórica representada en la ciudad de Tarija.

VELOCIDAD DEL VIENTO (nudos hr a 10mt)													
Estación: AEROPUERTO											Lat. S.: 21° 32' 48"		
Provincia: CERCADO											Long. W.: 64° 42' 39"		
Departamento: TARIJA											Altura: 1,849 m.s.n.m.		
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
2000	6.0	6.0	6.0	10.0	16.0	15.0	18.0	11.0	11.0	10.0	11.0	8.0	10.7
2001	7.0	6.0	8.0	11.0	8.0	11.0	11.0	13.0	11.0	11.0	11.0	9.0	9.8
2002	11.0	6.0	12.0	8.0	9.0	7.0	16.0	17.1	14.0	10.0	11.0	10.0	10.9
2003	9.0	10.0	6.0	11.0	11.0	9.0	8.0	16.0	13.0	12.0	12.0	10.0	10.6
2004	8.0	9.0	9.0	12.0	10.0					23.0	27.0	10.0	
2005						9.0	23.0	25.0	25.0	22.0			
2006	25.0		8.0	9.0	6.0	23.0	20.0	32.0	32.0	27.0	32.0	25.0	
2007	23.0	25.0	20.0	30.0	30.0	25.0	25.0	30.0	30.0	25.0	26.0	30.0	26.6
2008	7.0	25.0	25.0		30.0	25.0	35.0	30.0	30.0	30.0	25.0		
2009	25.0	30.0		25.0	25.0		45.0	35.0	35.0	30.0	25.0	30.0	
2010	22.0	30.0			30.0		30.0	30.0	30.0	25.0	22.0	25.0	
2011	20.0					23.0	24.0	25.0	25.0	30.0	25.0	27.0	
2012	35.0		25.0	24.0			26.0		30.0	25.0		25.0	
2013	20.0					25.0	32.0						
2014													
2015													
MEDIA	35.0	30.0	25.0	30.0	30.0	28.0	45.0	35.0	35.0	30.0	32.0	30.0	10.3

Fuente: SENAMHI.

nudo 



metros por segundo 

45 kt

23.1499999998 m/s

:

Tabla 3.8. Velocidades Básicas del Viento en Ciudades.

Ciudad	V (m/seg)
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 Boliviana Acciones sobre las estructuras NB1225003.

Velocidad más desfavorable que se presenta en el año 2009 según datos SENAMHI es 83.25 km/h=23.15 m/s.

La velocidad de viento se toma la más desfavorable **24 m/s**.

a) Factor de direccionalidad de viento (Kd)

Tabla 3.9. Factor de direccionalidad Kd

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85

Fuente: NB1225003

Kd=0.85

b) Factor de importancia (I)

Tabla 3.10. Categorías de estructuras

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Instalaciones Agrícolas. ▪ Ciertas instalaciones temporarias. ▪ Instalaciones menores para almacenamiento. 	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área. ▪ Edificios y otras estructuras con escuelas primarias, secundarias o instalaciones para guarderías con capacidad mayor que 150 personas. ▪ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas. ▪ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 para universidades o instalaciones para educación de adultos. ▪ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. ▪ Instalaciones para cárceles y detenciones. 	III

Fuente: NB1225003

En el mercado de congregar personas, se toma como categoría de uso II.

Según a la categoría de uso de adopta el factor de importancia de la siguiente tabla.

Tabla 3.11. Factor de importancia I

Categoría	I
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

Fuente: NB1225003

I=1.0

c) Categoría de exposición

La norma expone la categoría B como: Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la exposición B prevalece en la dirección a barlovento en una distancia de al menos 500.0 m o 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

Se adopta categoría de exposición B para el proyecto.

Altura del edificio $z = 6.80$ m

Aplicando para el caso 1 según la norma

Caso 1:

- a) Todos los componentes y revestimientos.
- b) Sistema principal resistente a la fuerza de viento en edificaciones de baja altura diseñados usando la Figura4 ($h < 20.0$ m).

Tabla 3.12. Coeficiente de exposición Kz y Kh

Altura sobre el nivel del terreno, z (m)	EXPOSICIÓN					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23
15	0,68	0,51	0,81	0,81	1,09	1,27
17,50	0,68	0,55	0,84	0,84	1,13	1,30
20	0,68	0,57	0,88	0,88	1,16	1,33
22,50	0,68	0,60	0,91	0,91	1,19	1,36
25	0,68	0,63	0,93	0,93	1,21	1,38
30	0,68	0,68	0,98	0,98	1,26	1,43
35	0,72	0,72	1,03	1,03	1,30	1,47
40	0,76	0,76	1,07	1,07	1,34	1,50
45	0,80	0,80	1,10	1,10	1,37	1,53
50	0,83	0,83	1,14	1,14	1,40	1,56
55	0,86	0,86	1,17	1,17	1,43	1,59
60	0,89	0,89	1,20	1,20	1,46	1,61
75	0,98	0,98	1,28	1,28	1,53	1,68
90	1,05	1,05	1,35	1,35	1,59	1,73
105	1,12	1,12	1,41	1,41	1,64	1,78
120	1,18	1,18	1,46	1,46	1,69	1,82
135	1,23	1,23	1,51	1,51	1,73	1,86
150	1,29	1,29	1,56	1,56	1,77	1,89

Fuente: NB1225003

Para la categoría de exposición B, z = 6.80 m caso 1 Kz = 0.72

d) Factor topográfico (Kzt)

El edificio no está sujeto a los efectos topográficos del artículo 5.6 de la norma, por lo tanto, Kzt=1 es decir llano.

La presión dinámica (qz) evaluada a la altura (z), es:

$$qz = 0.613 * Kz * Kzt * Kd * V^2 * I$$

$$qz = 0.613 * 0.72 * 1 * 0.85 * 24^2 * 1.0 = 216.09 \frac{N}{m^2} = 0.216 \text{ kN/m}^2$$

Estos datos son introducidos al programa CYPECAD de la siguiente manera:

Figura 3.17. Acción del viento en CYPECAD

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 35.00 X 30.00 Por planta

Categoría de uso
 I II III IV
 Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.

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 amado.
 Tipo 'C': Estructura de contraviento constituida por pórticos de hormigón amado.
 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)

Dirección transversal (X) Dirección longitudinal (Y)
 Llano Ascendente Descendente Ascendente-descendente

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5.1.3 Hipótesis de carga para la estructura

En el cálculo de la estructura se consideran los casos de cargas combinadas de acuerdo a lo prescrito en las normas de estructuras de hormigón estructural, metálicas y están son:

Estructura vacía: $U = 1,4 (D)$

Estructura con sobrecargas: $U = 1,2 (D) + 1,6 (L) + 0,5 (Lr \text{ ó } S)$

Estructura de cubierta: $U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S) + (1,0 L)$

Acción de viento: $U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S)$

Donde:

D=Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

L_r =Cargas vivas en cubiertas.

S= Cargas por nieve o granizo.

W= Carga por viento.

Análisis de la estructura.

El proceso de análisis para una estructura tridimensional puede hacerse bajo las mismas consideraciones que para una estructura en dos dimensiones, sin embargo, las consideraciones para tres dimensiones involucran alteraciones en los términos de las matrices de rigidez y la matriz de transformación.

En una barra en tres dimensiones, unida rígidamente, cada extremo tiene seis grados de libertad; tres desplazamientos lineales y tres rotaciones. Por lo que, se nota claramente el planteamiento y resolución de un gran número de elementos estructurales, lo que representa un gran número de ecuaciones, resulta engorroso por la dificultad, debido a eso es necesario el uso de programas para determinar las fuerzas y desplazamientos en toda la estructura en conjunto.

Para el análisis estructural se usa como herramienta el paquete estructural CYPECAD; se obtienen las envolventes debido a las hipótesis de carga consideradas para el diseño de los diferentes elementos estructurales.

3.5.2. Estructura de sustentación cubierta losa de vigueta

3.5.2.1. Diseño geométrico de la vigueta

Calavera Segura, M. (Sf). Diseño de estructuras de hormigón armado: “El espaciamiento entre viguetas afecta a la capacidad resistente de las losas de viguetas y bovedillas. A menor espaciamiento, mayor será la capacidad resistente de la losa.”

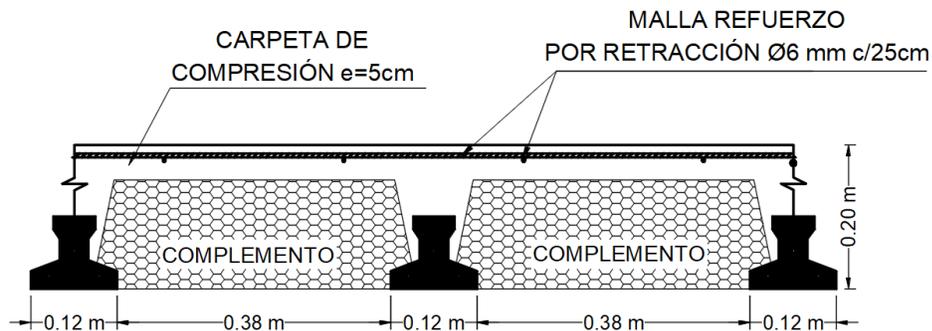
Esto se debe a que, a menor espaciamiento, las viguetas se encuentran más cercanas entre sí, lo que permite que la losa se comporte como un conjunto más rígido.

En el mismo libro, también se explica que la altura del complemento afecta a la rigidez y estabilidad de las losas de viguetas y bovedillas. A mayor altura del complemento, mayor será la rigidez y estabilidad de la losa. Esto se debe a que, a mayor altura del complemento, la losa tendrá un mayor espesor, lo que la hará más resistente a la flexión y a la cortante.

Se asumirá una distancia entre ejes de:

$$P = 0.50 \text{ m.}$$

Figura 3.18. Ilustración de losas



Fuente: Vista frontal de la losa alivianada, Elaboración propia.

En el plano arquitectónico (*ver anexo 9*) podemos observar que las luces no superan los 5,5 m de longitud y varían entre 4 y 5 metros en todos los ambientes, con la finalidad de calcular el espesor de la losa, usaremos un valor promedio redondeado de las luces más significativas de 5.50 metros, dándonos como resultado el siguiente valor:

$$h = \frac{l}{25} = \frac{5.50}{25} = 0.22 \text{ m}$$

Por razones constructivas tomaremos una altura de 0.25 m.

Altura de la carpeta de compresión

$$h_0 = 4 \text{ cm} \geq \frac{1}{12} l \quad h_0 \geq \frac{38}{12} = 3.17 \text{ cm}$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$5 \text{ cm} \geq 4 \text{ cm} \geq 3.33 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Se asume una altura de la carpeta de compresión de 5cm

Teniendo como altura del paquete de $h = 0.25 \text{ m}$

Cálculo del momento flector actuante en la vigueta

Carga muerta (D)

Peso propio (PP) = 2.53 kN/m^2

Sobre piso cubierta (SP) = 2.80 kN/m^2

Carga Viva (L) = 3 KN/m^2

Carga granizo (S) = 0.9 kN/m^2

D=PP+SP=5.33 kN/m²

L= 3.0 kN/m²

S=0.90 kN/m²

Mediante combinación de carga se escoge la mayor carga:

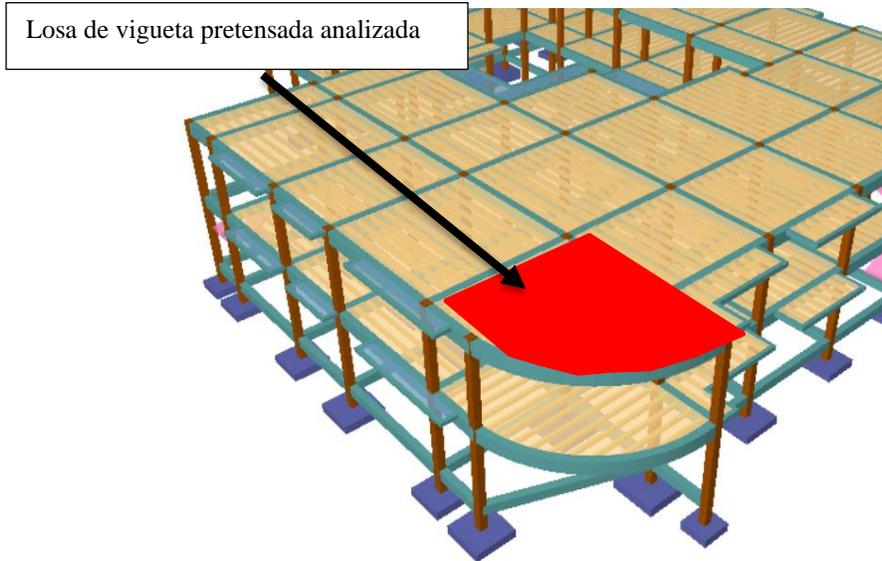
Combinación 1 $U = 1.4 D = 7.46 \text{ kN/m}^2$

Combinación 2 $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 S = 11.65 \text{ kN/m}^2$

Combinación 3 $U = 1.2 D + 1.6 S + 1 L = 10.84 \text{ kN/m}^2$

Se realiza en análisis estructural con la combinación más desfavorable (2U), la losa de la cubierta analizada de muestra en la siguiente figura.

Figura 3.19. Losa de cubierta analizada



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Dado que se adoptó una separación entre viguetas de 0.50 m

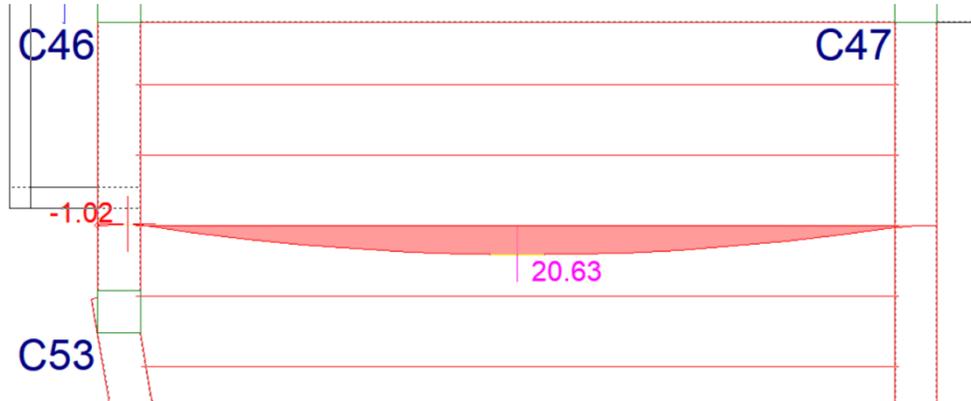
$$U_{diseño} = 11.65 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.50 m = 5.825 \frac{kN}{m}$$

Longitud de la losa mayor, se presenta una vigueta de longitud $L = 5.35$ m, se analiza como viga simplemente apoyada, el momento máximo es:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.825 \cdot 5.35^2}{8} = 20.84 kN.m$$

El momento según el análisis estructural del CYPECAD de muestra en la siguiente figura.

Figura 3.20. Momento flector en la vigueta



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Realizando un análisis comparativo entre el catálogo proporcionado por la empresa de viguetas PRETENSA se tiene:

Tabla 3.13. Ficha técnica de viguetas pretensadas.

EJE ENTRE VIGUETAS A (m)	ESPEORES			MOMENTOS ADMISIBLES DE LAS VIGUETAS SEGÚN PRODUCCION ESTANDAR							
	H (m)	E (m)	D (m)	TIPO 1 KN-m	TIPO 2 KN-m	TIPO 3 KN-m	TIPO 4 KN-m	TIPO 5 KN-m	TIPO 6 KN-m	TIPO 7 KN-m	TIPO 8 KN-m
0,40	0,20	0,05	0,25	11,90	16,94	18,78	23,84	28,17	33,81	36,17	45,09
0,50				9,52	13,57	15,03	19,09	22,57	27,09	28,99	36,16
0,60				7,94	11,31	12,54	15,92	18,82	22,60	24,19	30,18

Fuente: Pretensa.

Adoptando la vigueta Tipo 5 se tiene

$$M_{adm.} \geq M_{max.}$$

$$22.57 \text{ kN.m} \geq 20.84 \text{ kN.m}$$

En la capa de compresión dispondrá solo de $A_{s \text{ min}}$ ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura.

La cuantía de la armadura de retracción y temperatura será al menos igual a los valores

dados a continuación:
$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0.0018 \cdot 420}{f_y} \geq 0.0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es:

$$\rho = \frac{0.0018 \cdot 420}{500} = 0.0015$$

$$A_{s_{mini}} = \rho \cdot b \cdot h = 0.0015 \cdot 100 \cdot 5.0 = 0.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

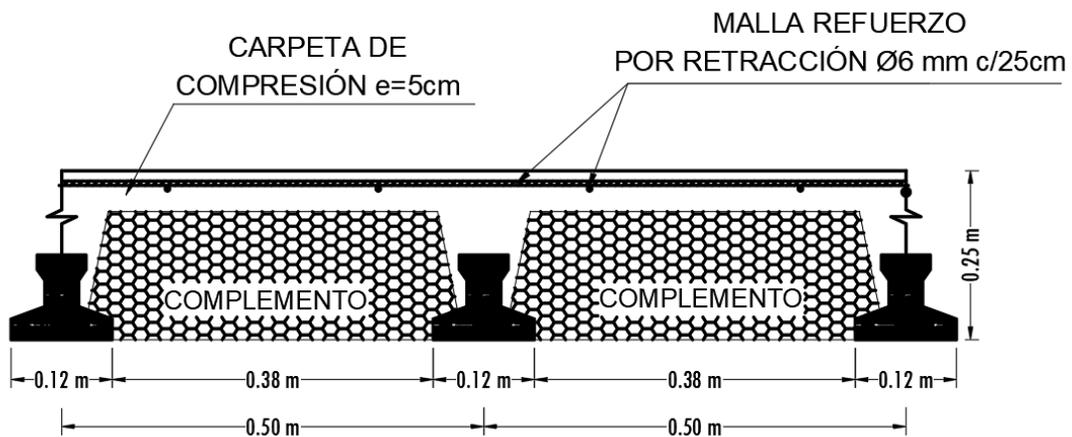
Se hará una distribución de armadura de barras de Ø6 mm con $A_s=0.283 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{0.75}{0.283} = 3.65 \approx 4$$

$$S = \frac{100\text{cm}}{4} = 25\text{cm}$$

Se dispone una armadura a compresión de Ø6 mm C/25cm, el armado de la losa se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.21. Armado de losa viguetas pretensadas

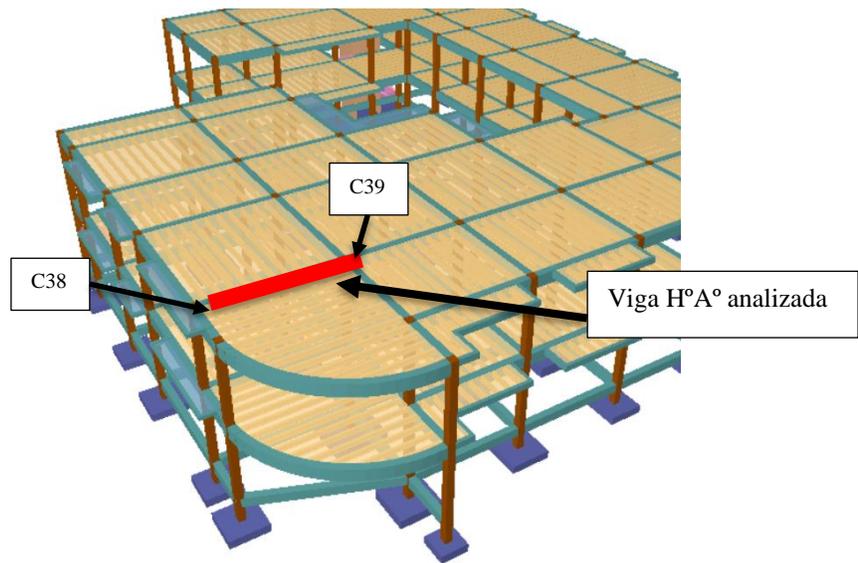


Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.2. Diseño de vigas de hormigón armado

Se diseña la viga entre la columna del pórtico 11 nivel cubierta entre las columnas C38-C39 como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.22. Viga de mayor sollicitación

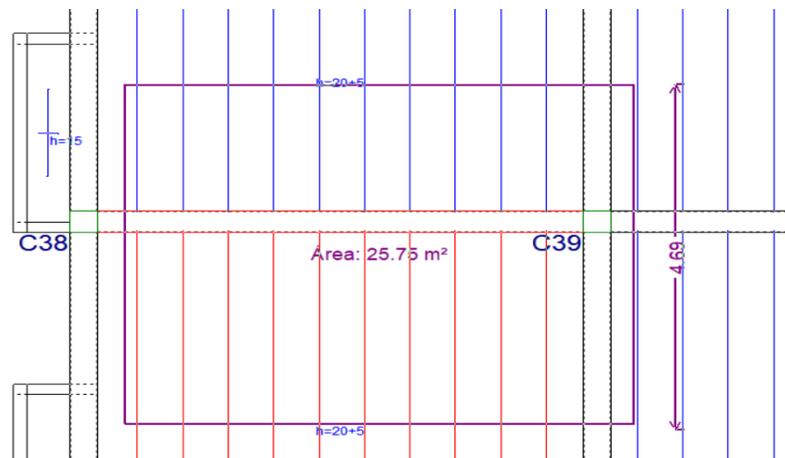


Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Análisis estructural de la viga

Para la definición de cargas actuantes sobre la viga más solicitada se determina área tributaria como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.23. Área tributaria sobre viga.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Material

Peso específico del hormigón armado $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Dimensiones viga:

Luz de cálculo 5.30 m.

$h = 0.50 \text{ m}$.

$b = 0.30 \text{ m}$.

Cargas actuantes

Peso propio losa (PP_L)

$$PP_L = 2.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 4.39 \text{ m} = 11.11 \text{ kN/m}$$

Peso propio viga (PP_v)

$$PP_v = 25.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.3 \text{ m} * 0.5 \text{ m} = 3.75 \text{ kN/m}$$

Sobre piso cubierta (SP) = 2.80 kN/m²

$$SP = 2.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 4.69 \text{ m} = 13.13 \text{ kN/m}$$

Carga Viva (L) = 3.0 kN/m²

$$L = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 4.69 \text{ m} = 14.07 \text{ kN/m}$$

Carga granizo (S) = 0.9 kN/m²

$$S = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 4.69 \text{ m} = 4.22 \text{ kN/m}$$

D = PP_v + PP_L + SP = 27.99 kN/m

L = 14.07 kN/m

S = 4.22 kN/m

Mediante combinación de carga se escoge la mayor carga:

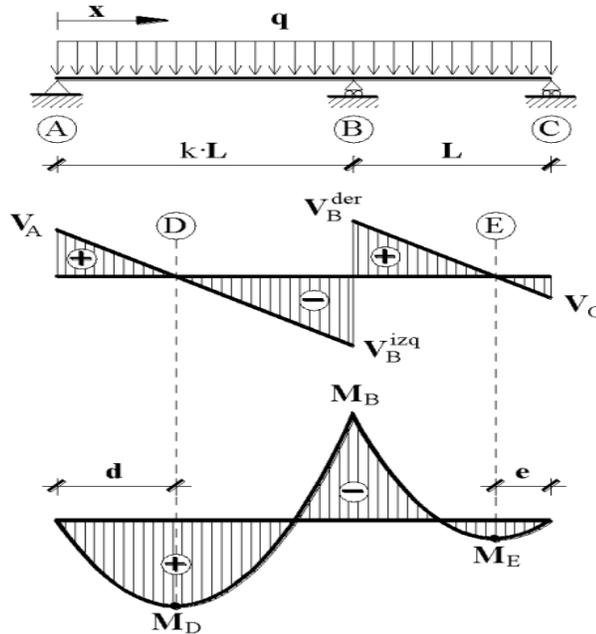
Combinación 1 $U = 1.4 D = 39.20 \text{ kN/m}$

Combinación 2 $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 S = 58.21 \text{ kN/m}$

Combinación 3 $U = 1.2 D + 1 L + 1.6 S = 54.41 \text{ kN/m}$

Se realiza el diseño con la combinación más desfavorable (2U), se idealiza viga continua como se muestra en la siguiente figura y se calcula los esfuerzos mediante tablas.

Figura 3.24. Área tributaria sobre viga.



k	Cortantes				Flectores				
	V_A ($\times qL$)	V_B^{izq} ($\times qL$)	V_B^{der} ($\times qL$)	V_C ($\times qL$)	$M_B^{(-)}$ ($\times qL^2$)	$M_D^{(+)}$ ($\times qL^2$)	d ($\times L$)	$M_E^{(+)}$ ($\times qL^2$)	e ($\times L$)
1,1	0,424	-0,676	0,639	-0,361	-0,139	0,090	0,424	0,065	0,361
1,2	0,471	-0,729	0,655	-0,345	-0,155	0,111	0,471	0,060	0,345
1,3	0,516	-0,784	0,674	-0,326	-0,174	0,133	0,516	0,053	0,326

Fuente: Apuntes de hormigón armado F.de B. Varona Moya

$$k = \frac{5.65}{5} = 1.13$$

Interpolando en la tabla de la anterior figura para $k=1.13$ se tiene:

$$V_A = 0.438 * 58.21 * 5.30 = 135.13 \text{ kN}$$

$$V_B^{izq} = -0.692 * 58.21 * 5.30 = 213.49 \text{ kN}$$

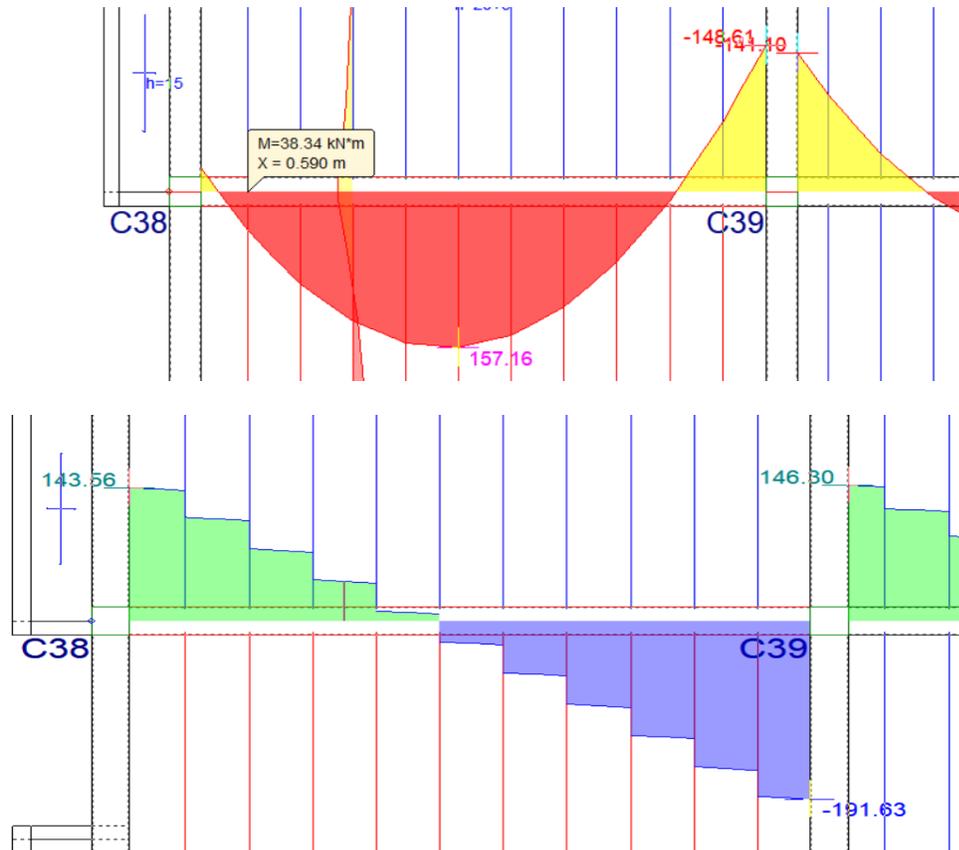
$$V_B^{der} = 0.644 * 58.21 * 5.30 = 198.68 \text{ kN}$$

$$M_B = -0.144 * 58.21 * 5.30^2 = 235.46 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0.096 * 58.21 * 5.30^2 = 156.87 \text{ kN.m}$$

Para la misma combinación de carga, se tiene el resultado del análisis estructural realizado con el paquete estructural CYPECAD, dicho programa realiza el cálculo de esfuerzos por métodos matriciales y es más preciso que el método directo por tablas calculado anteriormente, los resultados del CYPECAD se muestran la siguiente figura.

Figura 3.25. Resultado de momentos y cortantes vigas analizada



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

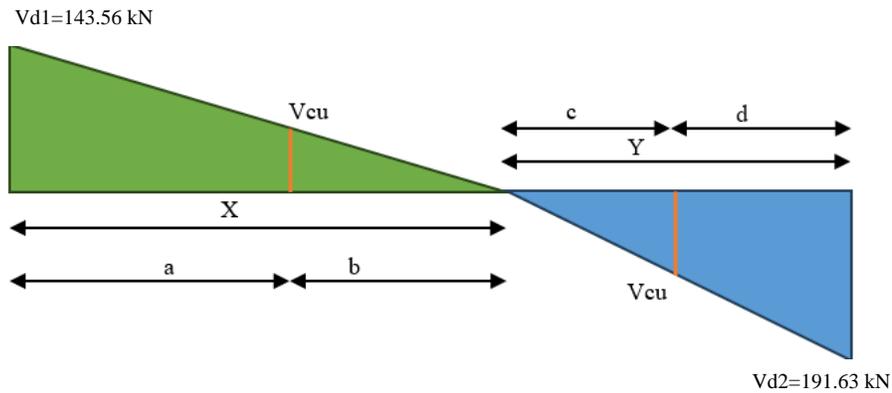
Cálculo estructural de la viga

Para el cálculo estructural de la viga se adoptan los resultados del programa CYPECAD

3.5.2.2.1 Diseño a cortante

Para el diseño la viga con el siguiente diagrama que se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.26. Diagrama de cortantes de diseño



Fuente: Elaboración propia

Materiales:

Resistencia del Hormigón

$$f'_c = 21.00 \text{ MPa}$$

Resistencia del Acero

$$f_y = 500.00 \text{ MPa}$$

Dimensiones:

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

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

$$d_1 = 3.9 \text{ cm}$$

$$d = 46.1 \text{ cm}$$

$$X = 2.45 \text{ m (Distancia donde la cortante es cero)}$$

$$L = 5.35 \text{ m (Longitud de la viga analizada)}$$

$$\phi = 0.75, \text{ Factor de reducción a cortante.}$$

$$V_{ud} = 61.07 \text{ kN}$$

$$f_y \leq \begin{bmatrix} 420 \text{ MPa} \\ 500 \text{ MPa} \end{bmatrix} = 420 \text{ MPa}$$

Cortante que resiste la sección

$$V_{max} = \phi * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b * d + \frac{2}{3} * \sqrt{f'c} * b * d \right) = 396.11 \text{ kN}$$

$$V_{max} > Vd \text{ (La seccion resiste)}$$

Resistencia del hormigón a cortante.

$$Vc = \frac{\sqrt{f'c}}{6} * b * d = 105.63 \text{ kN}$$

Cortante a partir de la cual se debe colocar armadura mínima

$$Vcu = \phi * Vc = 79.22 \text{ kN}$$

Para las cortantes $Vd < Vcu$, se dispone de armadura mínima.

Para las cortantes $Vd > Vcu$, se calcula armadura para la diferencia.

De la figura anterior se calcula los siguientes parámetros.

$$Y = L - X = 5.35 - 2.45 = 2.90 \text{ m}$$

$$b = \frac{Vcu * X}{Vd1} = 1.35 \text{ m}$$

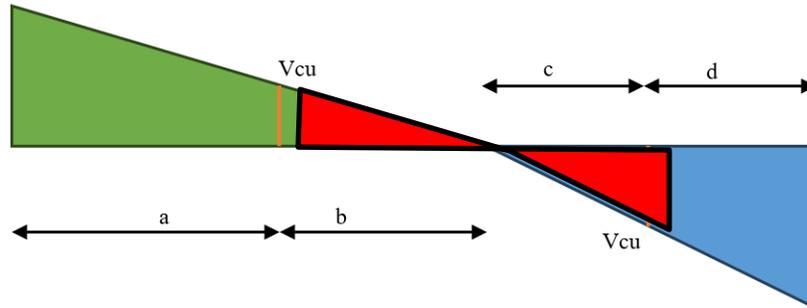
$$a = X - b = 1.10 \text{ m}$$

$$c = \frac{Vcu * Y}{Vd2} = 1.20 \text{ m}$$

$$d = Y - c = 1.70 \text{ m}$$

La armadura mínima se dispondrá zona del tramo b-c como es muestra en la siguiente figura sombreado con rojo, para las demás zonas se calcula armadura para la diferencia.

Figura 3.27. Zonas analizadas para la cortante



Fuente: Elaboración propia

Para zona roja

La separación de la armadura mínima es:

$$s \leq \left[\frac{0.5 * d = 0.5 * 46.1 = 23.05}{30cm} \right] \approx 20cm$$

El área de armadura mínima es:

$$Av \geq \left[\begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c} * b * s}{16 * fy} = 0.41cm^2 \\ \frac{0.34 * b * s}{fy} = 0.49 cm^2 \end{array} \right] = 0.49cm^2$$

Se asume diámetro 6mm con $As=0.283 \text{ cm}^2$.

$$As1 = \#Piernas * As = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$As1 > Av \text{ (Cumple)}$$

Disposición de la armadura $\phi 6mm \text{ C}/20.0 \text{ cm}$.

Para la zona verde

$Vd=143.56 \text{ kN} > Vcu=79.22 \text{ kN}$, se calcula armadura para la diferencia.

Se asume diámetro 6mm $As=0.28cm^2$.

Número de piernas=2

$$A_v = \#P * A_s = 0.57 \text{ cm}^2$$

Espaciamientos según norma

$$s \leq \left[\begin{array}{l} \frac{d}{2} = 23.1 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Se asume $s=12.50$ cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = 87.59 \text{ kN}$$

$$\phi * V_s = 65.69 \text{ kN}$$

$$\phi * V_n = \phi * V_c + \phi * V_s = 144.91 \text{ kN} > V_{d1} = 143.56 \text{ kN} \text{ (Cumple!!)}$$

Disposición de la armadura $\phi 6\text{mm C}/12.50$ cm.

Para la zona azul

$V_d=191.63$ kN > $V_{cu}=79.22$ kN, se calcula armadura para la diferencia.

Se asume diámetro 8mm $A_s=0.503$ cm².

Número de piernas=2

$$A_v = \#P * A_s = 1.01 \text{ cm}^2$$

Espaciamientos según norma

$$s \leq \left[\begin{array}{l} \frac{d}{2} = 23.1 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Se asume $s=12.50$ cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = 155.72 \text{ kN}$$

$$\phi * V_s = 116.79 \text{ kN}$$

$$\phi * V_n = \phi * V_c + \phi * V_s = 196.01 \text{ kN} > V_{d2} = 191.63 \text{ kN} \text{ (Cumple!!)}$$

Disposición de la armadura $\phi 8\text{mm C}/12.50\text{ cm}$.

3.5.2.2.2 Diseño a flexión

Cálculo de armadura negativa de la viga sobre columna C39

$M_u = -148.61\text{ kN.m}$

$h = 50\text{ cm}$

$b = 30\text{ cm}$

$d_1 = 3.9\text{ cm}$

$d = 46.1\text{ cm}$

$\phi = 0.9$, Factor de reducción a flexión simple

$f'_c = 21\text{MPa}$

$f_y = 500\text{MPa}$

Deformación unitaria del hormigón $\epsilon_{cu} = 0.003$

Deformación unitaria del acero $\epsilon_s = 0.005$

Distancia máxima comprimida

$$\beta = 0.85 \text{ para } f'_c < 31\text{MPa}$$

Parámetro experimental del bloque a compresión del hormigón

$$\gamma = 0.85$$

Cuantía máxima en la sección

$$\rho_{max} = \frac{\gamma * \beta * f'_c}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} = 0.011$$

$$A_{max} = \rho_{max} * b * d = 15.74\text{ cm}^2$$

Momento máximo que resiste la sección

$$M_{max} = A_{max} * f_y * \left(d - \frac{A_{max} * f_y}{2 * \gamma * f'_c * b} \right) = 304.94\text{ kN.m}$$

$$\phi * M_{max} = 274.45 \text{ kN.m} > Mu_{max} = 157.16 \text{ kN.m} \text{ (Cumple!!)}$$

Como la desigualdad cumple, la viga no necesita armadura a compresión.

Armadura mínima a flexión

$$A_{min} \geq \left[\begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d = 3.17 \text{ cm}^2 \\ \frac{1.4 * b * d}{fy} = 3.87 \text{ cm}^2 \end{array} \right] = 3.87 \text{ cm}^2$$

Armadura de calculo

$$As = 0.85 * b * d * \left(\frac{f'c}{fy} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right) = 7.78 \text{ cm}^2$$

La armadura necesaria en la sección es:

$$A_{cal} \geq \left[\begin{array}{l} A_{min} \\ As \end{array} \right] = 7.78 \text{ cm}^2$$

Se asume 2 ϕ 12 en las esquinas con A=1.13 cm² y refuerzo 3 ϕ 16 con A=2.01 cm²

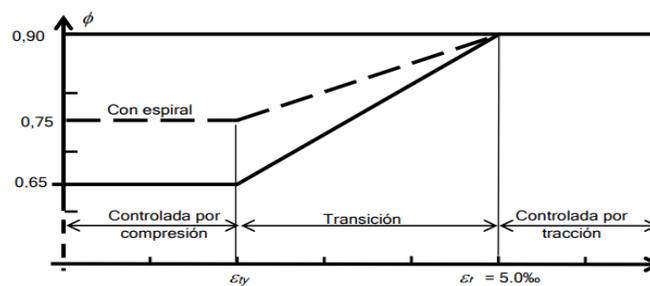
$$At = 2 * 1.13 + 3 * 2.01 = 8.29 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 7.78 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple!!)}$$

Espaciamiento entre barras

$$e = \frac{b - 2 * r - \phi - \#Barras - 2}{\#esp} = 4.05 \text{ cm} > 2.5 \text{ cm} \text{ (Cumple!!)}$$

Deformación de la armadura es:

Figura 3.28. Variación de ϕ en función y de la deformación de ϵ_t



Fuente: NB1225001

$$\varepsilon_t = 0.003 * \frac{d - c}{c} = 0.0122 > 0.005 \text{ (Controlada por traccion)}$$

Cálculo de la cuantía.

$$\rho = \frac{A_t}{b * d} = 0.006$$

Cálculo del momento útil.

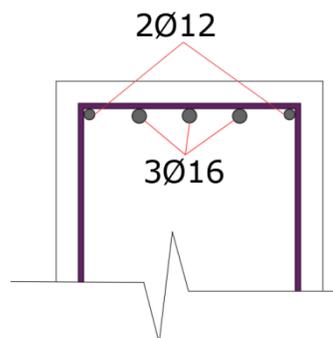
$$M_n = b * d^2 * f_y * \rho * \left(1 - \frac{\rho * f_y}{1.7 * f'_c}\right) = 175.12 \text{ kN.m}$$

El momento nominal es:

$$\phi * M_n = 157.60 \text{ kN.m} > M_u = 148.61 \text{ kN.m} \text{ (Cumple)}$$

La disposición de la armadura en la viga se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.29. Armadura negativa de la viga



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de armadura positiva de la viga entre la columna C38-C39

$$M_u = +157.16 \text{ kN.m}$$

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

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

$$d_1 = 3.9 \text{ cm}$$

$$d = 46.1 \text{ cm}$$

$\phi = 0.9$, Factor de reducción a flexión simple

$f'c=21\text{MPa}$

$f_y=500\text{MPa}$

Deformación unitaria del hormigón $\epsilon_{cu}=0.003$

Deformación unitaria del acero $\epsilon_s=0.005$

Distancia máxima comprimida

$$\beta = 0.85 \text{ para } f'c < 31\text{MPa}$$

Parámetro experimental del bloque a compresión del hormigón

$$\gamma = 0.85$$

Cuantía máxima en la sección

$$\rho_{max} = \frac{\gamma * \beta * f'c}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} = 0.011$$

$$A_{max} = \rho_{max} * b * d = 15.74 \text{ cm}^2$$

Momento máximo que resiste la sección

$$M_{max} = A_{max} * f_y * \left(d - \frac{A_{max} * f_y}{2 * \gamma * f'c * b} \right) = 304.94 \text{ kN.m}$$

$$\phi * M_{max} = 274.45 \text{ kN.m} > M_{u_{max}} = 157.16 \text{ kN.m} \text{ (Cumple!!)}$$

Como la desigualdad cumple, la viga no necesita armadura a compresión.

Armadura mínima a flexión

$$A_{min} \geq \left[\begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d = 3.17 \text{ cm}^2 \\ \frac{1.4 * b * d}{f_y} = 3.87 \text{ cm}^2 \end{array} \right] = 3.87 \text{ cm}^2$$

Armadura de calculo

$$A_s = 0.85 * b * d * \left(\frac{f'c}{f_y} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right) = 8.27 \text{ cm}^2$$

La armadura necesaria en la sección es:

$$A_{cal} \geq \left[\frac{A_{min}}{A_s} \right] = 8.27 \text{ cm}^2$$

Se asume 5φ16 con A=2.01 cm²

$$A_t = 5 * 2.01 = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 8.27 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple!!)}$$

Espaciamiento entre barras

$$e = \frac{b - 2 * r - \phi - \#Barras - 2}{\#esp} = 3.95 \text{ cm} > 2.5 \text{ cm} \text{ (Cumple!!)}$$

Cálculo del momento nominal

Distancia del bloque de compresión

$$a = \frac{A_t * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 9.39 \text{ cm}$$

Distancia al eje neutro es:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 11.04 \text{ cm}$$

Deformación de la armadura es:

$$\epsilon_t = 0.003 * \frac{d - c}{c} = 0.0095 > 0.005 \text{ (Controlada por traccion)}$$

Cálculo de la cuantía.

$$\rho = \frac{A_t}{b * d} = 0.0073$$

Cálculo del momento útil

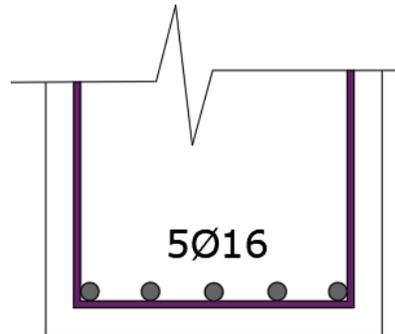
$$M_n = b * d^2 * f_y * \rho * \left(1 - \frac{\rho * f_y}{1.7 * f'_c} \right) = 208.13 \text{ kN.m}$$

El momento nominal es:

$$\phi * M_n = 187.32 \text{ kN.m} > M_u = 157.16 \text{ kN.m} \text{ (Cumple)}$$

La disposición de la armadura en la viga se muestra en la siguiente figura.

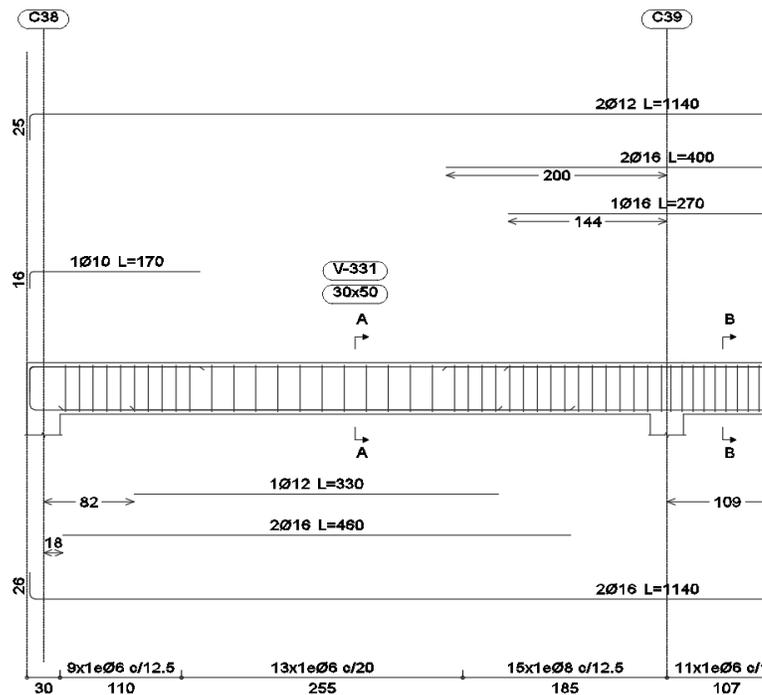
Figura 3.30. Armadura positiva de la viga



Fuente: Elaboración propia

El despiece del armado de la viga más solicitada se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.31. Despiece de la viga



Fuente: Elaboración propia.

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de vigas de hormigón armado están ubicados en el (anexo 3) Memoria de cálculos.

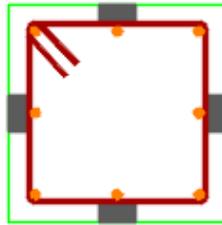
3.5.2.3. Diseño estructural de la columna

Verificación manual del diseño estructural de la columna C39

Los datos para la verificación serán tomados del análisis y diseño del software Cypecad, obteniendo tanto la geometría, como los esfuerzos máximos a la que está sometida la columna más desfavorable de toda la estructura.

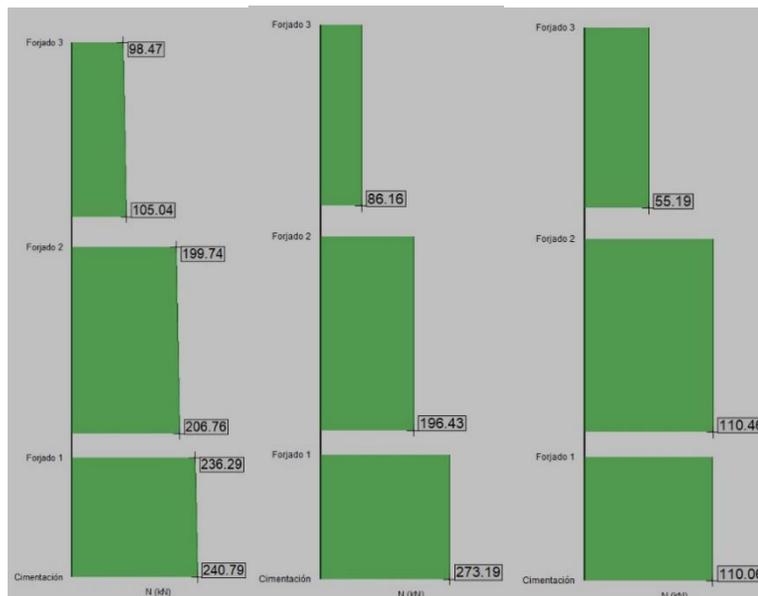
Figura 3.32. Envoltentes de cortantes en la viga.

**SECCIÓN TRANSVERSAL
COLUMNA TIPO I (30x30)
ESCALA 1:10**



**REFUERZO LONGITUDINAL
8Ø12mm
REFUERZO TRANSVERSAL
EØ6mm c/15 cm**

Fuente: Sección transversal C30x30, Elaboración propia.



$$P_k = 624.04 \text{ kN} \quad (\text{ETABS})$$

$$A_c = \frac{P_k}{0.45 f'_c}$$

$$A_c = \sqrt{\frac{63677.55}{0.45 * 210}} = 26.96 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Col } 30 \times 30 \text{ cm}$$

Datos:

Número de columna (39)

L = 3,42 m. (Longitud columna)

h = 0,30 m. (altura de pieza)

b = 0,30 m. (Base de pieza)

$r_{\text{mec}} = 0,03 + 0,006 + 0,006 = 0,042 \text{ m} = 4,0 \text{ cm}$

$r_{\text{mec}} = 4,0 \text{ cm}$ (Recubrimiento mecánico)

$r_{\text{geom}} = 0,03 \text{ m} = 3,0 \text{ cm}$

Peralte efectivo = $h - r_{\text{mec}} = 0,30 \text{ m} - 0,042 \text{ m} = 0,258 \text{ m}$

Peralte efectivo = 0,258 m

Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia del hormigón $f'_c = 21,00 \text{ Mpa}$

Resistencia del acero $f_y = 500 \text{ Mpa}$

Peso específico del hormigón $\gamma = 25,00 \text{ KN/m}^2$

Parámetros de análisis y diseño

$\emptyset = 0,65$ Para compresión $\emptyset = 0,75$ para corte

Esfuerzos

Tabla 3.14. Esfuerzos en columna en estudio.

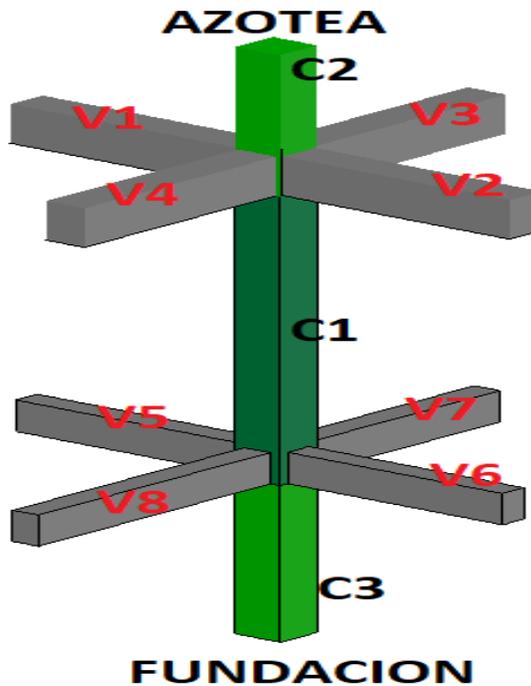
<i>Esfuerzos en la columna en Estudio</i>				
	<i>En Servicio</i>		<i>Estado Limite Ultimo</i>	
<i>Normal (N)</i>	586,15	<i>KN</i>	750,27	<i>KN</i>
M_{1x}	0,375	<i>KN-m</i>	0,48	<i>KN-m</i>
M_{2x}	-0,27	<i>KN-m</i>	-0,34	<i>KN-m</i>
M_{1y}	2,63	<i>KN-m</i>	3,37	<i>KN-m</i>
M_{2y}	-4,64	<i>KN-m</i>	-5,94	<i>KN-m</i>

Fuente: Elaboración propia.

Verificación de la esbeltez

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ (columnas que concurren en A)}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ (vigas que concurren en A)}} ; \text{ (igual para } \Psi_B \text{)}$$

Figura 3.33. Representación gráfica de los elementos que concurren en la columna.



Fuente: Representación gráfica de momentos, Elaboración propia

Tabla 3.15. Dimensiones e inercia de los elementos que llegan a la columna.

Elemento	Longitud	B	h	Ix	Iy
	(m)	(m)	(m)	X 10 ⁻⁸ (m ⁴)	X 10 ⁻⁸ (m ⁴)
Columna C1	3,72	0.3	0.3	67500	67500
Columna C2	3,42	0.3	0.3	67500	67500
Columna C3	1.80	0.3	0.3	67500	67500
Viga 1	7.53	0.3	0.4	160000	90000
Viga 2	6.67	0.3	0.4	160000	90000
Viga 3	5.89	0.3	0.4	160000	90000
Viga 4	7.55	0.3	0.4	160000	90000
Viga 5	7.53	0.3	0.4	160000	90000
Viga 6	6.67	0.3	0.4	160000	90000
Viga 7	7.55	0.3	0.4	160000	90000
Viga 8	5.89	0.3	0.4	160000	90000

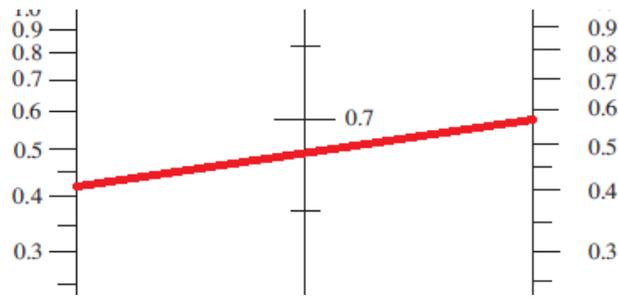
Fuente: Elaboración propia.

Dirección x:

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{v1x}}{L_{v1}} + \frac{I_{v2x}}{L_{v2}} + \frac{I_{v3y}}{L_{v3}} + \frac{I_{v4y}}{L_{v4}}} = \frac{\frac{67500}{3,72} + \frac{67500}{3,42}}{\frac{160000}{7.53} + \frac{160000}{6.67} + \frac{160000}{5.89} + \frac{160000}{7.55}} = 0,41$$

$$\psi_B = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{L_{c3}}}{\frac{I_{v5x}}{L_{v5}} + \frac{I_{v6x}}{L_{v6}} + \frac{I_{v7y}}{L_{v7}} + \frac{I_{v8y}}{L_{v8}}} = \frac{\frac{67500}{3,72} + \frac{67500}{1,80}}{\frac{160000}{7.53} + \frac{160000}{6.67} + \frac{160000}{7.55} + \frac{160000}{5.89}} = 0,59$$

Figura 3.34. Factor de esbeltez mediante el nomograma de Jackson y Moreland.



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001.

Entonces:

$$K_x = K_y = 0,68$$

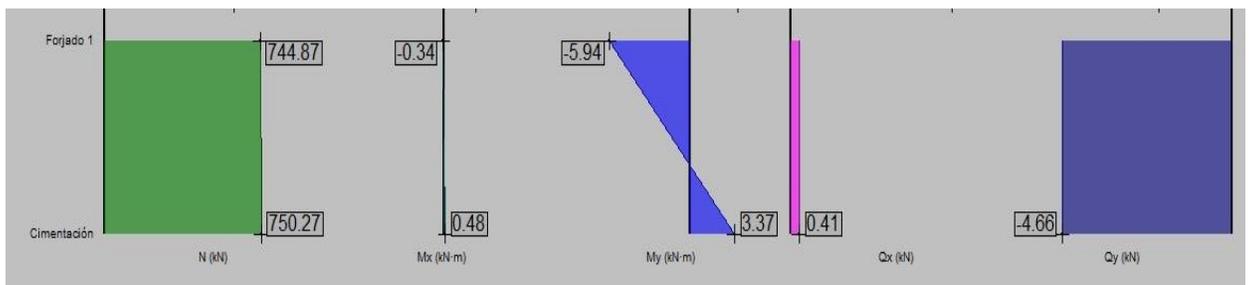
$$\frac{K_{lu}}{r} \leq 34 - 12 (M1 / M2)$$

$$\frac{0,68 \times (1,80 - 0,20)}{\sqrt{\frac{0,000675}{0,090}}} \leq 34 - 12 (-2,63 / 3,58)$$

$$12,56 \leq 42,82$$

Donde el término $(34-12 (M1 / M2))$ no debe tomarse mayor que 40. El término $M1 / M2$ es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Figura 3.35. Esfuerzos actuantes en la columna de estudio.



Fuente: Adaptado del paquete estructural Cypecad

Verificación de pórtico desplazable o indesplazable.

Según la NB1225001 en el apartado 10.10.5.2, una columna se considera indesplazable si:

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_o}{V_u \cdot l_c} \leq 0,05$$

$$\sum P_u = 750,27 \text{ KN}$$

$$\Delta_o = 0,43 \text{ mm. (distorsión absoluta)}$$

$$V_{us} = 4,66 \text{ KN}$$

$$l_c = 1,80 \text{ m.}$$

$$Q = \frac{750,27 \text{ KN} \cdot 0,00043}{4,66 \text{ KN} \cdot 1,80 \text{ m}} \leq 0,05$$

$$Q = 0,038 \leq 0,05$$

Cumple con la consideración adoptada de pórtico desplazable.

Parámetros de análisis y diseño (factores de resistencia FR)

$$\emptyset = 0,65 \text{ Para compresión} \quad \emptyset = 0,75 \text{ para corte}$$

Diseño del acero de refuerzo requerido:

Áreas de acero por geometría:

$$A_{s_{\min}} = 0,006 \cdot A_g \quad A_{s_{\max}} = 0,08 \cdot A_g \text{ De acuerdo a (10.9.1 NB 1225001-1)}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,006 \cdot A_g = 0,006 \cdot (30 \cdot 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,08 \cdot A_g = 0,08 \cdot (30 \cdot 30) = 72 \text{ cm}^2$$

Armado de la sección

Diámetro del Refuerzo longitudinal 8 \emptyset 12 mm

$$A_{st} = 8 \cdot 1,13 = 9,04 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple con el mínimo"}$$

Estimación de la cuantía

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{9,04 \text{ cm}^2}{(30 \cdot 30) \text{ cm}^2} = 0,010 = 1,00 \%$$

$$0,006 < 0,010 < 0,08$$

Está dentro del rango establecido por la norma

Se recomienda una cuantía menor al 3% para asegurar la ductilidad de la columna.

Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción

$d_{es} = 6 \text{ mm}$ (diámetro de estribo asumido)

$$St_{min} \geq \begin{cases} 1,5 \cdot d_b \\ 40\text{mm} \\ \frac{4}{3} \cdot d_{ag} \end{cases}$$

$d_{ag} = 15\text{mm}$ (diámetro máximo del agregado grueso)

$$St_{min} \geq \begin{cases} 1,5 \cdot d_b = 1,5 \cdot 12 = 18 \text{ mm} \\ 40\text{mm} \\ \frac{4}{3} \cdot d_{ag} = \frac{4}{3} \cdot 15 \text{ mm} = 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{min} = 40 \text{ mm} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} S_{calculada} &= \frac{b - 2r - N_b \cdot d_b - 2 \cdot d_{es}}{N_b - 1} \\ &= \frac{300 \text{ mm} - 2 \cdot 30,00\text{mm} - 3 \cdot 12,00 - 2 \cdot 6,00}{3 - 1} \end{aligned}$$

$$S_{calculada} = 96 \text{ mm} = 9,6 \text{ cm} \text{ "Cumple con la separación"}$$

Diseño Por diagrama de interacción de la columna.

Datos de la sección (Columna N° 39)

$$\beta = 0,85 \quad \text{para } f'_c < 30 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 21,00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500,00 \text{ MPa}$$

$$h = 0,30 \text{ m. (altura de pieza)}$$

$$b = 0,30 \text{ m. (Base de pieza)}$$

$$r_{mec} = 0,03 + 0,006 + 0,006 = 0,042 \text{ m.} = 4,2\text{cm (Recubrimiento mecánico)}$$

$$r_{geom} = 0,03 \text{ m} = 3,0 \text{ cm}$$

$$d = \text{Peralte efectivo} = h - r_{mec} = 0,30 \text{ m} - 0,042 \text{ m} = 0,258 \text{ m} = 258 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

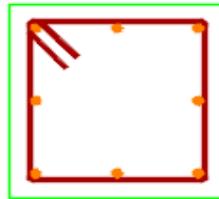
$$E_s = 200.000,00 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 8 \cdot 1,13 = 9,04 \text{ cm}^2 = 904,0 \text{ mm}^2$$

$$A_g = (30 \cdot 30) \text{ cm}^2 = 900 \text{ cm}^2 = 90000,0 \text{ mm}^2$$

Figura 3.36. Vista en planta de la columna en estudio.

SECCIÓN TRANSVERSAL
COLUMNA TIPO I (30x30)
ESCALA 1:10



REFUERZO LONGITUDINAL
8Ø12mm
REFUERZO TRANSVERSAL
EØ6mm c/15 cm

Fuente: Sección transversal C30x30, Elaboración propia.

Construcción del diagrama de interacción

$$A_{s1} = 3 \cdot 1,13 = 3,39 \text{ cm}^2 = 339,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2 \cdot 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 3 \cdot 1,13 = 3,39 \text{ cm}^2 = 339,00 \text{ mm}^2$$

Factor de reducción

$$\phi = 0,65$$

Punto inicial

$$P_o = (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y)$$

$$P_o = (0,85 \cdot 21,00 \cdot (90000,0 - 904,0) + 904,0 \cdot 500,00) = 2042363,6 \text{ N}$$

$$P_o = 2042363,6 \text{ N} = 2042,364 \text{ KN}$$

Cálculo del punto de carga concéntrico Pn (Compresión pura)

$$P_{nmax} = 0,8 P_o = 0,8 \cdot 2042,364 \text{ KN} = 1633,89 \text{ KN}$$

$$\varnothing P_{nmax} = 0,65 P_{nmax} = 0,65 \cdot 1633,89 \text{ KN} = 1062,029 \text{ KN}$$

Pn(0 KN · m; 1062,029 KN)

Cálculo del punto de tracción pura Pnt

$$P_{nt} = A_s \cdot F_y = 904,0 \text{ mm}^2 \cdot 500,00 \text{ N/mm}^2 = 452000 \text{ N} = 452,00 \text{ KN.}$$

$$\varnothing P_{ntmax} = 0,9 \cdot 452,00 \text{ KN} = 406,80 \text{ KN.}$$

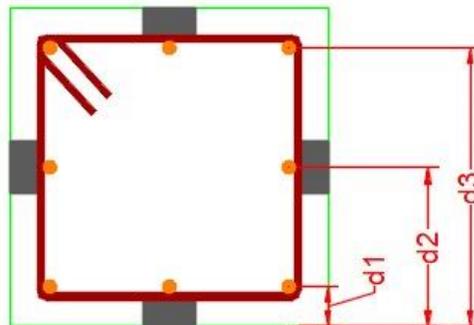
Pnt(0 KN · m; 406,80 KN)

1.- Cálculo del punto de carga balanceada

$$C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \cdot d \quad C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{500}{200.000,00}} \cdot 258 \text{ mm} = 140,73 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 \cdot c = 0,85 \cdot 140,73 \text{ mm} \quad a = 119,62 \text{ mm}$$

Figura 3.37. Disposición de barras en la columna



Fuente: Elaboración propia.

$$d1 = 0,03 + 0,006 + 0,006 = 0,042 \text{ m} = 4,2 \text{ cm} = 42 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{140,73} = \frac{\epsilon_1}{140,73 - d1}$$

$$\frac{0,003}{140,73} = \frac{\epsilon_1}{140,73 - 42} \quad \epsilon_1 = 0,00211 \text{ está en tracción entonces } -0,00211$$

$$d_2 = \frac{300 - 42 - 42}{2} + 42 = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{140,73} = \frac{\epsilon_2}{140,73 - 150} \quad \epsilon_2$$

= -0,000197 está en compresión entonces + 0,000197

$$d_3 = 300 - 42 = 258 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{140,73} = \frac{\epsilon_3}{140,73 - 258} \quad \epsilon_3$$

= -0,00250 está en compresión entonces + 0,00250

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 \cdot E_s = -0,00211 \cdot 200.000,0 = -422,00 \text{ MPa.}$$

$$f_{s2} = \epsilon_2 \cdot E_s = 0,000197 \cdot 200.000,0 = 394,00 \text{ MPa.}$$

$$f_{s3} = \epsilon_3 \cdot E_s = 0,00250 \cdot 200.000,0 = 500,00 \text{ MPa.}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} \cdot A_{s1} = -422,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 339,00 \text{ mm}^2 = -143058 \text{ N} = -143,06 \text{ KN.}$$

$$F_2 = f_{s2} \cdot A_{s2} = 394,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 226,00 \text{ mm}^2 = 89044 \text{ N} = 89,044 \text{ KN.}$$

$$F_3 = f_{s3} \cdot A_{s3} = 500,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 339,00 \text{ mm}^2 = 169500 \text{ N} = 169,500 \text{ KN.}$$

Cálculo de la fuerza de compresión Nb

$$N_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 21,00 \cdot 119,62 \cdot 300,00 = -640565,1 \text{ N} = -640,565 \text{ KN}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \sum F_i = -640,565 \text{ KN} - 143,06 \text{ KN} + 89,044 \text{ KN} + 169,500 \text{ KN} = -525,085 \text{ KN}$$

Cálculo del centroide plástico

$$Y_p = \frac{(0,85 \cdot f'_c \cdot A_g) \cdot \left(\frac{h}{2}\right) + \sum A_{si} \cdot f_y \cdot d_i}{(0,85 \cdot f'_c \cdot A_g) + (A_{st} \cdot f_y)}$$

Yp

$$= \frac{(0,85 \cdot 21,00 \cdot (90000,0)) \cdot \left(\frac{300}{2}\right) + ((339,00 \cdot 42,0) + (226,00 \cdot 150,00) + (339,00 \cdot 258,00)) \cdot 500,0}{(0,85 \cdot 21,00 \cdot (90000,0)) + (904,0 \cdot 500,00)}$$

$$Y_p = 150,00 \text{ mm}$$

Cálculo del momento nominal respecto a y_p

$$\text{Para compresión } M_{ni} = F_i \cdot (y_p - d_i)$$

$$\text{Para tracción } M_{ni} = F_i \cdot (d_i - y_p)$$

$$M_{n1} = F_1 \cdot (y_p - d_i) = 143,06 \cdot (150,00 - 42,00) = 15450,48 \text{ KN mm} = 15,45 \text{ KN-m}$$

$$M_{n2} = F_2 \cdot (d_i - y_p) = 89,044 \cdot (150,00 - 150,00) = 0 \text{ KN-m}$$

$$M_{n3} = F_3 \cdot (d_i - y_p) = 169,500 \cdot (258,00 - 150,00) = 18306,00 \text{ KN mm} = 18,306 \text{ KN-m}$$

Cálculo del momento nominal M_n

$$M_n = N_b \cdot \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum M_i$$

$$M_n = 245,76 \text{ KN - m}$$

$$\mathbf{P_b: (245,76 \text{ KN - m ; } 525,085 \text{ KN})}$$

2.- Cálculo del punto en la zona de falla frágil

$C=160,00 \text{ mm}$ cumpliendo que trabaje en zona frágil, entonces: $c > c_b$

$$a = 0,85 \cdot c = 0,85 \cdot 160,00 \text{ mm} \quad a = 136,00 \text{ mm}$$

$$d_1 = 0,03 + 0,006 + 0,006 = 0,042 \text{ m} = 4,2 \text{ cm} = 42 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{160,0} = \frac{\epsilon_1}{160,0 - d_1}$$

$$\frac{0,003}{160,0} = \frac{\epsilon_1}{160,0 - 42} \quad \epsilon_1 = -0,00211 \text{ está en compresión entonces } + 0,002$$

$$d_2 = \frac{300 - 42 - 42}{2} + 42 = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{160,0} = \frac{\epsilon_2}{160,0 - 150} \quad \epsilon_2$$

$$= +0,0001875 \text{ está en tracción entonces } - 0,0001875$$

$$d_3 = 300 - 42 = 258 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{160,0} = \frac{\epsilon_3}{160,0 - 258} \quad \epsilon_3 = -0,00184 \text{ está en compresión entonces } + 0,00184$$

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 \cdot E_s = +0,002 \cdot 200.000,0 = +400,00 \text{ MPa.}$$

$$f_{s2} = \epsilon_2 \cdot E_s = -0,0001875 \cdot 200.000,0 = -375,00 \text{ MPa.}$$

$$f_{s3} = \epsilon_3 \cdot E_s = +0,0018 \cdot 200.000,0 = + 3600,00 \text{ MPa.}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} \cdot A_{s1} = +400,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 339,00 \text{ mm}^2 = +135600 \text{ N} = +135,6 \text{ KN.}$$

$$F_2 = f_{s2} \cdot A_{s2} = -375,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 226,00 \text{ mm}^2 = -84750 \text{ N} = -84,75 \text{ KN.}$$

$$F_3 = f_{s3} \cdot A_{s3} = 3600,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 339,00 \text{ mm}^2 = 1220400 \text{ N} = +1220,40 \text{ KN.}$$

Cálculo de la fuerza de compresión Nb

$$N_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$N_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 21,00 \cdot 136,00 \cdot 300,00 = -728280 \text{ N} = -728,28 \text{ KN}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \sum F_i$$

$$P_{nb} = -728,28 \text{ KN} + 135,6 \text{ KN} - 84,75 \text{ KN} + 1220,40 \text{ KN} = +542,97 \text{ KN}$$

Cálculo del momento nominal respecto a yp

$$\text{Para compresión } M_{ni} = F_i \cdot (y_p - d_i)$$

$$\text{Para tracción } M_{ni} = F_i \cdot (d_i - y_p)$$

$$M_{n1} = F_1 \cdot (y_p - d_i) = 135,6 \cdot (150,00 - 42,00) = 14644,88 \text{ KN mm} = 14,64 \text{ KN-m}$$

$$M_{n2} = F_2 \cdot (d_i - y_p) = 84,75 \cdot (150,00 - 150,00) = 0 \text{ KN-m}$$

$$M_{n3} = F_3 \cdot (d_i - y_p) = 1220,40 \cdot (258,00 - 150,00) = 131803,20 \text{ KN mm} = 131,80 \text{ KN-m}$$

Cálculo del momento nominal Mn

$$M_n = N_b \cdot \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum M_i$$

$$M_n = 542,97 \cdot \left(0,150 - \frac{0,14}{2} \right) + (14,64 + 131,80) = 189,88 \text{ KN} - \text{m}$$

Pb: (189,88 KN-m ; 542,97 KN)

3.- Cálculo del punto en la zona de falla dúctil

$C = 90,00 \text{ mm}$ cumpliendo que trabaje en zona frágil, entonces: $c < c_b$

$$a = 0,85 \cdot c = 0,85 \cdot 90,00 \text{ mm} \quad a = 76,50 \text{ mm}$$

$$d_1 = 0,03 + 0,006 + 0,006 = 0,042 \text{ m} = 4,2 \text{ cm} = 42 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{90,00} = \frac{\epsilon_1}{90,00 - d_1}$$

$$\frac{0,003}{90,00} = \frac{\epsilon_1}{90,00 - 42} \quad \epsilon_1 = 0,0016 \text{ está en tracción entonces } - 0,0016$$

$$d_2 = \frac{300 - 42 - 42}{2} + 42 = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{90,00} = \frac{\epsilon_2}{90,00 - 150} \quad \epsilon_2 = -0,002 \text{ está en Compresión entonces } + 0,002$$

$$d_3 = 300 - 42 = 258 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{90,00} = \frac{\epsilon_3}{90,00 - 258} \quad \epsilon_3 = -0,0056 \text{ está en Compresión entonces } + 0,0056$$

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 \cdot E_s = -0,0016 \cdot 200.000,0 = -320,00 \text{ MPa.}$$

$$f_{s2} = \epsilon_2 \cdot E_s = +0,002 \cdot 200.000,0 = +400,00 \text{ MPa.}$$

$$f_{s3} = \epsilon_3 \cdot E_s = +0,0056 \cdot 200.000,0 = + 1120,00 \text{ MPa.}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} \cdot A_{s1} = -320,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 339,00 \text{ mm}^2 = -108480 \text{ N} = -108,48 \text{ KN.}$$

$$F_2 = f_{s2} \cdot A_{s2} = +400,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 226,00 \text{ mm}^2 = +90400 \text{ N} = +90,40 \text{ KN.}$$

$$F_3 = f_{s3} \cdot A_{s3} = 1120,00 \text{ N/mm}^2 \cdot 339,00 \text{ mm}^2 = 379680 \text{ N} = +379,68 \text{ KN.}$$

Cálculo de la fuerza de compresión Nb

$$N_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$N_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 21,00 \cdot 76,50 \cdot 300,00 = -409657,5 \text{ N} = -409,6575 \text{ KN}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \Sigma F_i$$

$$P_{nb} = -409,6575 \text{ KN} - 108,48 \text{ KN} + 90,40 \text{ KN} + 379,68 \text{ KN} = -48,0575 \text{ KN}$$

Cálculo del momento nominal respecto a yp

$$\text{Para compresión } M_{ni} = F_i \cdot (y_p - d_i)$$

$$\text{Para tracción } M_{ni} = F_i \cdot (d_i - y_p)$$

$$M_{n1} = F_1 \cdot (y_p - d_i) = -108,48 \cdot (150,00 - 42,00) = 397941,66 \text{ KN mm} = 397,94 \text{ KN-m}$$

$$M_{n2} = F_2 \cdot (d_i - y_p) = 90,40 \cdot (150,00 - 150,00) = 0 \text{ KN-m}$$

$$M_{n3} = F_3 \cdot (d_i - y_p) = 379,68 \cdot (258,00 - 150,00) = 41005,44 \text{ KN mm} = 41,005 \text{ KN-m}$$

Cálculo del momento nominal Mn

$$M_n = N_b \cdot \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \Sigma M_i$$

$$M_n = 48,0575 \cdot \left(0,150 - \frac{0,076}{2} \right) + (397,94 + 41,005) = 426,33 \text{ KN-m}$$

Pb: (426,33 KN-m ; 48,0575 KN)

Elaboración del diagrama de iteración.

Tabla 3.16. Puntos del diagrama de interacción sin afectar por el factor de minoración.

Zona	Carga Pn	Momento Mn
Compresión pura	1062,029	0
Frágil	542,97	189,88
Balanceado	525,085	245,76
Dúctil	48,058	426,33

Tracción pura	-406,80	0
----------------------	---------	---

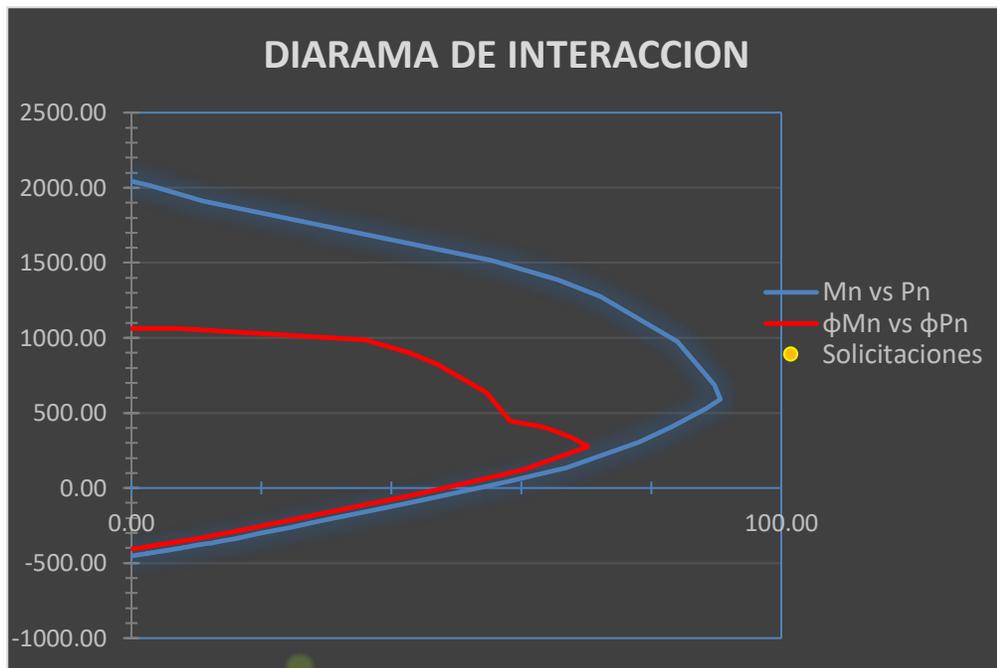
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.17. Puntos del diagrama de interacción afectados por el factor de minoración.

Zona	Carga Pn	Momento Mn	ϕ	ϕPn	ϕMn
Compresión pura	1.062.029	0	0,65	690.319	0
Frágil	542,97	189,88	0,9	489	170,892
Balanceado	525,085	245,76	0,65	341,30	159,74
Dúctil	48.058	426,33	0,65	31.238	277,1145
Tracción pura	-406,8	0	0,9	-366	0

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.38. Diagrama de iteración de la columna.



Fuente: Diagrama de interacción, Elaboración propia.

El esfuerzo combinado más desfavorable al que está sometida la columna se observa que este se encuentra dentro del diagrama, por lo cual se concluye que el diseño es óptimo y resistirá las cargas a la que será sometida.

Verificación a cortante

$$\phi V_n = \phi \cdot (V_c + V_s)$$

Acero refuerzo transversal $f_{yt} = 420 \text{ Mpa}$

Factor de hormigón de peso normal $\lambda = 1$

$$V_u = 4660,00 \text{ N}$$

$$N_u = 750,27 \text{ KN} = 750270,00 \text{ N}$$

Factor de reducción de resistencia: $\phi = 0,75$

Cálculo de la fuerza cortante del hormigón

$$V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$d = h - r - \frac{d_b}{2} - d_v = 300 - 30 - \frac{12}{2} - 6 = 258 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,29 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} \cdot 300,00 \cdot 258,00 \cdot \sqrt{1 + \frac{0,29 \cdot 750270,00}{90000,0}}$$

$$V_c = 190153,88 \text{ N}$$

$$V_c = 190,153 \text{ KN.}$$

Verificación de necesidad de acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi \cdot V_c$$

$$V_s = 4660,00 \text{ N} - 0,75 \cdot 190153,88 \text{ N}$$

$$V_s = -137955,41 \text{ N}$$

(no requiere refuerzo de acero por cortante por lo tanto debe colocarse armadura mínima.)

Refuerzo a cortante mínimo

La armadura mínima de acuerdo a 11.5.6.1 se debe calcular mediante:

$$A_{vmin} > \begin{cases} \frac{\sqrt{f'c}}{16} \cdot \frac{bw \cdot s}{fyt} \\ 0,34 \cdot \frac{bw \cdot s}{fyt} \end{cases}$$

$$S_{asumido} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{vmin} = \frac{\sqrt{21}}{16} \cdot \frac{300,00 \cdot 150,00}{420,00} = 30,69 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 0,34 \frac{bw \cdot s}{fyt}$$

$$A_{vmin} = 0,34 \cdot \frac{300,00 \cdot 150,00}{420,00} = 36,43 \text{ mm}^2$$

Acero adoptado

$$N^{\circ} \text{barras} = 2 \text{ (1 por rama)}$$

$$\text{Diámetro de barra} = 6 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \cdot \frac{\pi \cdot (6)^2}{4} = 57 \text{ mm}^2$$

Verificación de Espaciamiento mínimo

$$St_{mi} \geq \begin{cases} 1,5 \cdot d_v = 1,5 \cdot 6 = 9 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \\ 1,33 \cdot d_{agg} = 1,33 \cdot 19 = 25,30 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{min} = 40 \text{ mm}$$

Verificación de Espaciamiento máximo

$$St_{max} \leq \begin{cases} 16 \cdot d_{barra} \\ 36 \cdot d_{estribo} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{max} \leq \begin{cases} 16 \cdot d_b = 16 \cdot 12 = 192 \text{ mm} \\ 36 \cdot d_{be} = 36 \cdot 6 = 216 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{max} = 216 \text{ mm}$$

$$St_{min} = 40 \text{ mm} \quad S_{asumido} = 150 \text{ mm} \quad St_{max} = 216 \text{ mm} \text{ “cumple”}.$$

La separación asumida cumple con los requerimientos

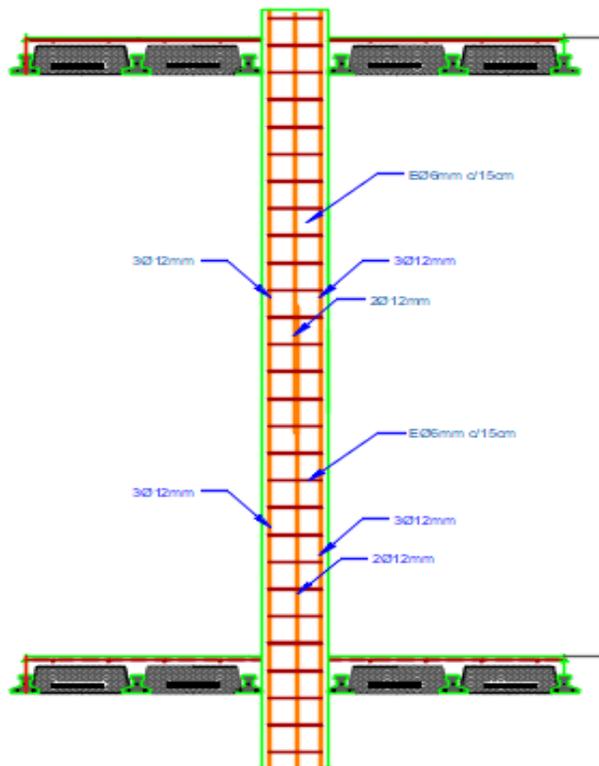
Por lo tanto, armadura transversal de columna será: $\varnothing 6\text{mm c}/150\text{ mm.} = \varnothing 6\text{mm c}/15\text{ cm.}$

Tabla 3.18. Comparación de resultados manuales con el propuesto de Cypecad.

Elemento	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Diferencia en (%)
Armadura Longitudinal.	$8 \varnothing 12\text{ mm (esquinas)}$	$8 \varnothing 12\text{ mm (esquinas)}$	0
Armadura Transversal.	$\varnothing 6\text{ mm c}/15\text{ cm}$	$\varnothing 6\text{ mm c}/15\text{ cm}$	0

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.39. Distribución de la armadura longitudinal y de corte en la columna



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3. Diseño estructural de estructuras complementarias

3.5.3.1. Diseño estructural de escalera

Datos geométricos y características mecánicas de los materiales

Datos:

N° de peldaños $N^\circ = 18$

Desnivel a salvar $Z = 3,42 \text{ m}$

Ancho de grada $a = 1,05 \text{ m}$

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

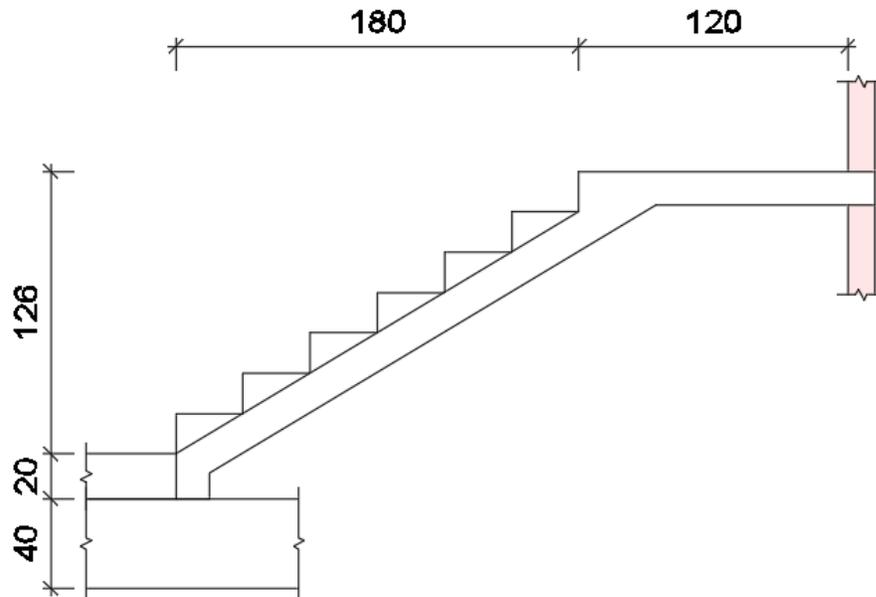
Recubrimiento Geométrico $r = 20 \text{ mm}$

$f'c = 21,00 \text{ Mpa}$ $f_y = 500,00 \text{ Mpa}$

Dimensión de la huella $P = 28 \text{ cm}$

Dimensión de la contrahuella $CP = 18.80 \text{ cm}$

Figura 3.40. Tramo analizado de la escalera



Fuente: Elaboración propia.

Metrado de cargas

El ángulo de inclinación de la rampa en el tramo analizado con respecto a la horizontal es:

$$\cos(\theta) = \frac{28}{\sqrt{30^2 + 18^2}} = 0.857$$

El espesor equivalente (hm) en la rampa es:

$$hm = \frac{20}{0.857} + \frac{18}{2} = 32.34 \text{ cm}$$

Las cargas consideradas para la rampa y descanso del tramo analizado de la escalera se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.19. Cargas en la escalera.

PARA LA RAMPA

Detalle	Peso	Altura(m)	Ancho (m)	F.M.	Total (kN/m)
Peso Propio kN/m ³	25	0.323	1.20	1.2	9.89
Acabado kN/m ²	1	-	1.20	1.2	1.44
Barandas kN/m	0.2	-	-	1.2	0.24
S/C kN/m ²	4	-	1.20	1.6	7.68

TOTAL: 19.25

PARA EL DESCANSO

Detalle	Peso	Altura(m)	Ancho (m)	F.M.	Total (kN/m)
Peso Propio kN/m ³	25	0.15	1.20	1.2	5.4
Acabado kN/m ²	1	-	1.20	1.2	1.44
Barandas kN/m	0.2	-	-	1.2	0.24
S/C kN/m ²	4	-	1.20	1.6	7.68

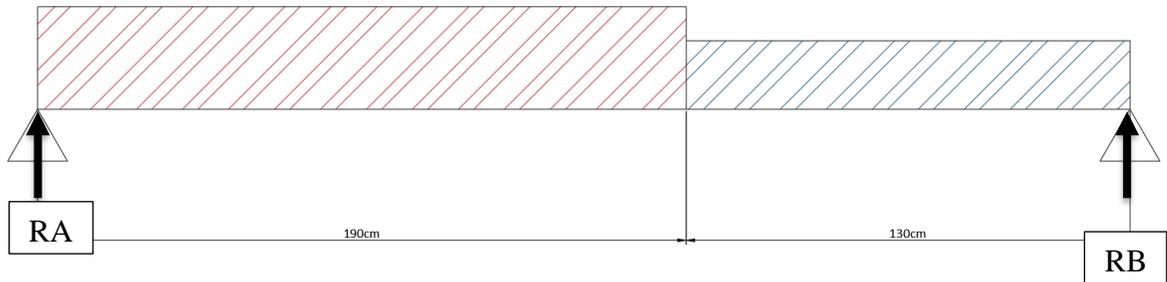
TOTAL: 14.76

Fuente: Elaboración propia.

Determinación de los momentos de diseño.

Para el máximo momento positivo se idealiza la escalera como una viga simplemente apoyada como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.41. Idealización de la escalera para el momento positivo



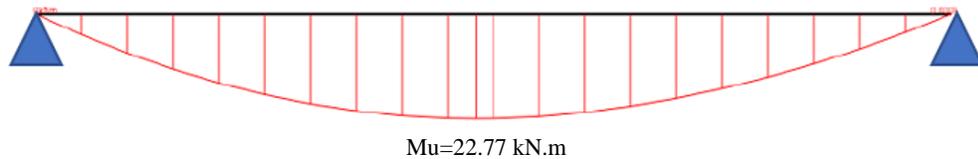
Fuente: Elaboración propia.

Para la combinación 1.2D+1.6L y resolviendo con las ecuaciones de la estática se determina las reacciones en los apoyos y son:

$$R_A = 29.61 \text{ kN}; R_B = 26.15 \text{ kN}$$

El máximo momento flector se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.42. Tramo analizado de la escalera



Fuente: Elaboración propia.

Diseño a flexión simple

$$M_{\max} = +22.77 \text{ kN.m}$$

$$d = 11.40 \text{ cm}$$

$$b = 120 \text{ cm}$$

$\phi = 0.9$, Factor de reducción a flexión simple

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

Deformación unitaria del hormigón $\epsilon_{cu} = 0.003$

Deformación unitaria del acero $\epsilon_s = 0.005$

Distancia máxima comprimida

$$\beta = 0.85 \text{ para } f'c < 31 \text{MPa}$$

Parámetro experimental del bloque a compresión del hormigón

$$\gamma = 0.85$$

Cuantía máxima en la sección

$$\rho_{max} = \frac{\gamma * \beta * f'c}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} = 0.011$$

$$A_{max} = \rho_{max} * b * d = 12.36 \text{cm}^2$$

Momento máximo que resiste la sección

$$M_{max} = A_{max} * f_y * \left(d - \frac{A_{max} * f_y}{2 * \gamma * f'c * b} \right) = 74.59 \text{ kN.m}$$

$$\phi * M_{max} = 67.13 \text{ kN.m} > M_u = 22.77 \text{ kN.m} \text{ (Cumple!!)}$$

Como la desigualdad cumple, la viga no necesita armadura a compresión.

Armadura mínima a flexión

$$A_{min} \geq \left[\begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d = 3.13 \text{ cm}^2 \\ \frac{1.4 * b * d}{f_y} = 3.83 \text{ cm}^2 \end{array} \right] = 3.83 \text{ cm}^2$$

Armadura de cálculo

$$A_s = 0.85 * b * d * \left(\frac{f'c}{f_y} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right) = 4.66 \text{ cm}^2$$

La armadura necesaria en la sección es:

$$A_{cal} \geq \left[\begin{array}{l} A_{min} \\ A_s \end{array} \right] = 4.66 \text{ cm}^2$$

Para diámetro 12 mm, $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{4.66}{1.13} = 4.02 \approx 5$$

$$Espaciamiento = \frac{120 - 2 * 3}{5} = 22.80 \approx 20 \text{ cm}$$

$$\#Barras \text{ total} = \frac{120 - 2 * 3}{20} + 1 = 6.7 \approx 7$$

Por lo tanto, se dispone **7 ϕ 12 mm c/20 cm**

Determinación de la armadura longitudinal negativa

Según el libro “DISEÑO EN CONCRETO ARMADO” del Ing. Roberto Morales, la armadura negativa puede ser igual a 1/3 de la armadura positiva, entonces se tiene:

$$A. nec(-) = \frac{4.66}{3} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} \geq \left[\begin{matrix} A_{min} \\ A. nec(-) \end{matrix} \right] = 3.83 \text{ cm}^2$$

Para diámetro 10 mm, $A_s=0.78 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{3.83}{0.78} = 4.91 \approx 5$$

$$Espaciamiento = \frac{120 - 2 * 3}{5} = 22.80 \approx 20 \text{ cm}$$

$$\#Barras \text{ total} = \frac{120 - 2 * 3}{20} + 1 = 6.7 \approx 7$$

Por lo tanto, se dispone **7 ϕ 10 mm c/20 cm**

Verificación a cortante

La cortante a una distancia igual al canto útil (d) desde el apoyo es:

$$Vd = RA - W * d = 27.20 \text{ kN}$$

La cortante de diseño es:

$$Vd' = Vd * \cos(\phi) = 27.20 * 0.83 = 22.58 \text{ kN}$$

Resistencia del hormigón a cortante.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} * b * d = 104.48 \text{ kN}$$

$$\phi * V_c = 78.36 \text{ kN} > Vd' \text{ (Cumple a cortante)}$$

La cuantía de la armadura de retracción y temperatura será al menos igual a los valores dados.

$$A_{s_{mini}} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.70 \text{ cm}^2/m$$

Se hará una distribución de armadura de barras de $\varnothing 10$ mm con $A_s=0.785 \text{ cm}^2$

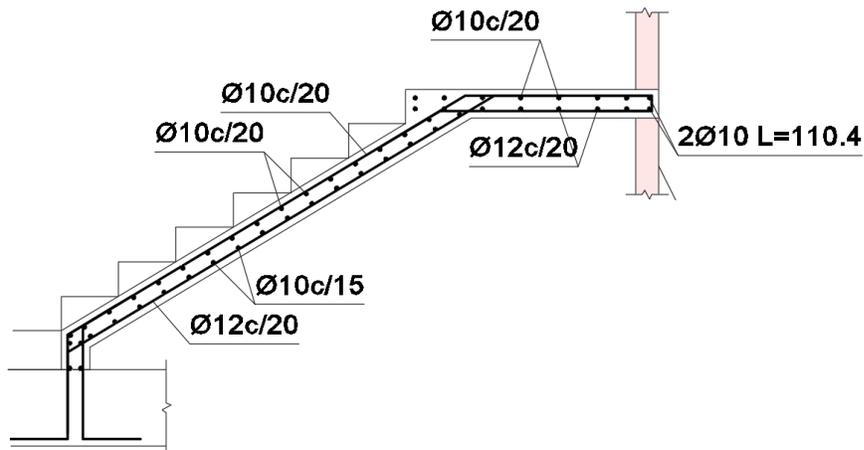
$$\#Barras = \frac{2.70}{0.785} + 1 = 4.44 \approx 5$$

$$S = \frac{100\text{cm}}{5} = 20\text{cm}$$

Se dispone una armadura a compresión de $\varnothing 10$ mm C/20cm.

El armado de la escalera se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.43. Disposición de armadura en el tramo analizado



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.20. Comparación de resultados manuales con el propuesto de Cypecad.

Escalera	Diseño Manual	Armadura adoptada Cypecad
Longitudinal Inferior Positiva.	7 Ø 12 mm c/20 cm	7 Ø 12 mm c/20 cm
Longitudinal Superior Negativa.	7 Ø 10 mm c/20 cm	7 Ø 10 mm c/20 cm

Fuente: Elaboración propia

3.5.1.4 3.5.4. Fundaciones

3.5.4.1. Diseño estructural de zapata aislada

Se realiza la verificación de la zapata correspondiente a la columna C-39 con las características que se indican a continuación:

Pre dimensionado de zapata aislada

$$N=666.23 \text{ kN}$$

$$q_{adm} = 0.145 \text{ MPa} = 145 \text{ kN/m}^2$$

El área de la zapata (A_z) es:

$$A_z = a * b \geq \frac{1.05 * 666.23}{145} = 4.82 \text{ m}^2$$

$$a = b = \sqrt{4.82} = 2.20 \text{ m}$$

Se adopta $a=b= 2.30 \text{ m}$

$$A_z = 2.30 * 2.30 = 5.29 \text{ m}^2 > 4.82 \text{ m}^2 \text{ (Cumple)}$$

El vuelo de la zapata es:

Dimensiones de la columna $b=h=30\text{cm}$

$$v = 230 - 230 * 0.5 - 30 * 0.5 = 100 \text{ cm.}$$

El canto (h) de la zapata es igual a la mitad del vuelo de la zapata.

$$h = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Esfuerzo en ELS actuantes

$$Mx' = 0.67 \text{ kN.m}$$

$$My' = 3.65 \text{ kN.m}$$

$$Qx = 1.65 \text{ kN}$$

$$Qy = -13.79 \text{ kN}$$

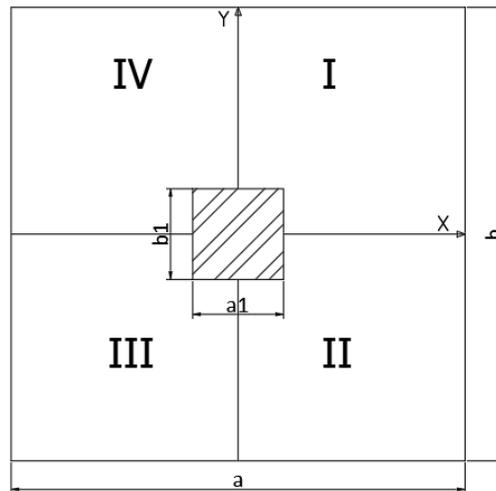
$$Mx = Mx' \pm Qy * h = 0.67 - 13.79 * 0.50 = -6.23 \text{ kN.m}$$

$$My = My' \pm Qx * h = 3.65 + 1.65 * 0.50 = 4.48 \text{ kN.m}$$

Cálculo de tensiones sobre el terreno ELS

Se calcula los esfuerzos en los cuatro cuadrantes de la zapata mostrado en la siguiente figura.

Figura 3.44. Vista en planta zapata aislada



Fuente: Elaboración propia

$$(I) Q_1 = \frac{N}{A} + \frac{6 * Mx}{a^2 * b} + \frac{6 * My}{b^2 * a} = 131.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$(II) Q_2 = \frac{N}{A} - \frac{6 * Mx}{a^2 * b} + \frac{6 * My}{b^2 * a} = 125.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$(III) Q_3 = \frac{N}{A} - \frac{6 * Mx}{a^2 * b} - \frac{6 * My}{b^2 * a} = 120.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$(IV) Q_4 = \frac{N}{A} + \frac{6 * Mx}{a^2 * b} - \frac{6 * My}{b^2 * a} = 126.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{max} = 131.22 \frac{kN}{m^2} < Q_{adm} = 145 \frac{kN}{m^2} \text{ (Cumple)}$$

Cálculo del momento de diseño

Esfuerzo en ELU actuantes

$$N=839.19 \text{ kN}$$

$$M_x' = 0.64 \text{ kN.m}$$

$$M_y' = 4.37 \text{ kN.m}$$

$$Q_x = 1.33 \text{ kN}$$

$$Q_y = -16.51 \text{ kN}$$

$$M_x = M_x' \pm Q_y * h = -7.62 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_y' \pm Q_x * h = 5.04 \text{ kN.m}$$

Cálculo de tensiones sobre el terreno ELU

Se calcula los esfuerzos en los cuatro cuadrantes de la zapata son:

$$(I) Q_1 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_x}{a^2 * b} + \frac{6 * M_y}{b^2 * a} = 164.88 \frac{kN}{m^2}$$

$$(II) Q_2 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_x}{a^2 * b} + \frac{6 * M_y}{b^2 * a} = 157.37 \frac{kN}{m^2}$$

$$(III) Q_3 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_x}{a^2 * b} - \frac{6 * M_y}{b^2 * a} = 152.40 \frac{kN}{m^2}$$

$$(IV) Q_4 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_x}{a^2 * b} - \frac{6 * M_y}{b^2 * a} = 159.91 \frac{kN}{m^2}$$

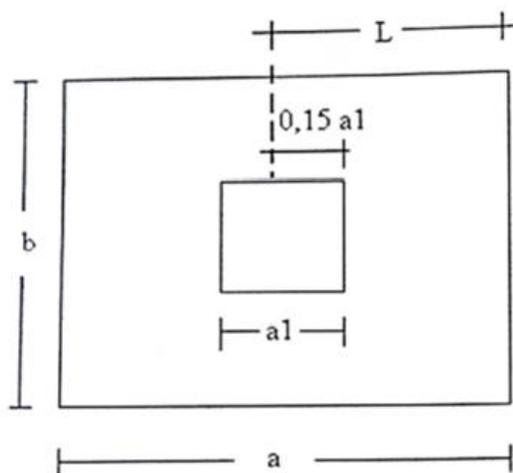
Las tensiones de diseño son casi iguales, se saca un promedio para el diseño en cada dirección.

Para la dirección Y

$$Q_y = \frac{164.88 + 157.37}{2} = \frac{161.125 \text{ kN}}{m^2}$$

Se idealiza como viga en voladizo con una longitud (L) como se muestra en la siguiente figura para calcular el momento de diseño.

Figura 3.45. Vista en planta zapata aislada



Fuente: Elaboración propia

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0.15 * a1 = \frac{2.30 - 0.30}{2} + 0.15 * 0.3 = 1.045 \text{ m}$$

$$My = \frac{Qy * L * L}{2} = 87.98 \text{ kN.m/m}$$

Para la dirección X

$$Qx = \frac{164.88 + 159.91}{2} = 162.40 \text{ kN/m}^2$$

$$Mx = \frac{Qx * L * L}{2} = 88.67 \text{ kN.m/m}$$

Verificación a punzonamiento

Cx = Cy = 30cm, dimensiones de la columna

Lx = Ly = 230cm, dimensiones de la zapata

h=50cm

d=45cm

P=839.19 kN

Φ=0.75, factor de minoración

$\alpha=40$ Coeficiente para columnas centrales

Esfuerzo aplicado

$$\sigma = \frac{P}{Lx * Ly} = 158.64 \frac{kN}{m^2}$$

Cortante en dos direcciones es:

$$Vu = \sigma * (Lx * Ly) - \sigma * (Cx - d) * (Cy + d) = 749.96 kN$$

Relación de lados de la columna.

$$\beta = \frac{Cy}{Cx} = 1$$

Perímetro crítico

$$bo = 2 * (Cx + d) + 2 * (Cy + d) = 300 cm$$

Cortantes resistentes en dos direcciones

$$Vc = 0.33 * \sqrt{f'c} * bo * d = 2041.54 kN$$

$$Vc = 0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * bo * d = 3155.1 kN$$

$$Vc = 0.083 * \left(2 + \frac{\alpha * d}{bo}\right) * \sqrt{f'c} * bo * d = 4107.82 kN$$

Se adopta el menor

$$Vc = 2041.54 kN$$

$$\emptyset * Vc = 1531.15 kN > Vu = 749.96 kN \text{ (Cumple punzonamiento)}$$

Diseño a flexión de la zapata

Como los momentos de diseño son similares en ambas direcciones se diseña para el mayor (M_x).

$$M_x = M_u = 88.67 kN.m/m$$

$$f'c = 21 \text{ MPa}$$

$f_y=500\text{MPa}$

$h=50\text{ cm}$

$d=45\text{ cm}$

recubrimiento 5 cm.

$\phi=0.9$, Factor de reducción a flexión simple

Armadura mínima a flexión

$$A_{min} = 0.0018 * 100\text{cm} * 45\text{cm} = 8.1\text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura de cálculo

$$A_s = 0.85 * b * d * \left(\frac{f'c}{f_y}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}}\right) = 4.44\text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura necesaria en la sección es:

$$A_{cal} \geq \left[\begin{matrix} A_{min} \\ A_s \end{matrix} \right] = 8.1\text{ cm}^2/\text{m}$$

Para diámetro 16 mm, $A_s=2.01\text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{8.1}{2.01} = 4.03 \approx 5$$

A. real = $5 * 2.01 = 10.05\text{ cm}^2/\text{m} > A_{cal}$ (Cumple)

$$Espaciamiento = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$$

$$Barras\ total = \frac{230 - 2 * 5.0}{20} = 11$$

Disposición de la armadura en ambas direcciones es, **11 ϕ 16 mm c/20 cm.**

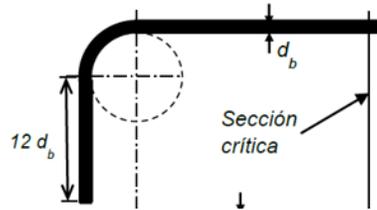
Comprobación de los anclajes

Según la norma para ganchos estándar a tracción es:

$$l_b = \frac{0.24 * f_y * \psi_e * \psi_c * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f'c}} * db = \frac{0.24 * 500 * 1 * 1 * 1}{1 * \sqrt{21}} * 1.6 = 41.90\text{ cm}$$

$$l_{neta} = \left(1 - 0.66 * \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right) * l_b = 40.59 \text{ cm}$$

Figura 3.46. Gancho estándar 90°



Fuente: NB1225001

El espacio disponible para anclar es:

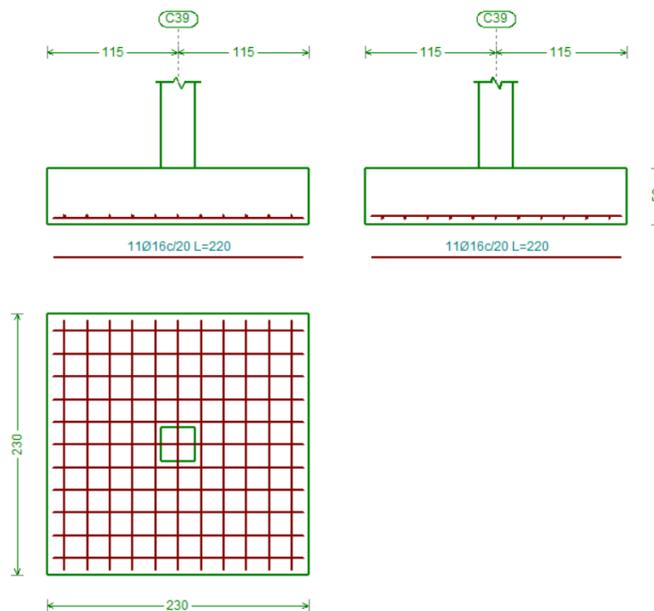
$$e = v - 0.81 * h - dc = 1.0 - 0.81 * 0.50 - 0.05 = 0.55m$$

$$l_{neta} = 0.41 \text{ m} < e = 0.55 \text{ m}$$

Se cumple la desigualdad, se realiza anclaje recto sin gancho.

Los resultados obtenidos manualmente son iguales al del paquete estructural. La disposición de armaduras en la zapata 5 analizada se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.47. Disposición de armado en la zapata.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

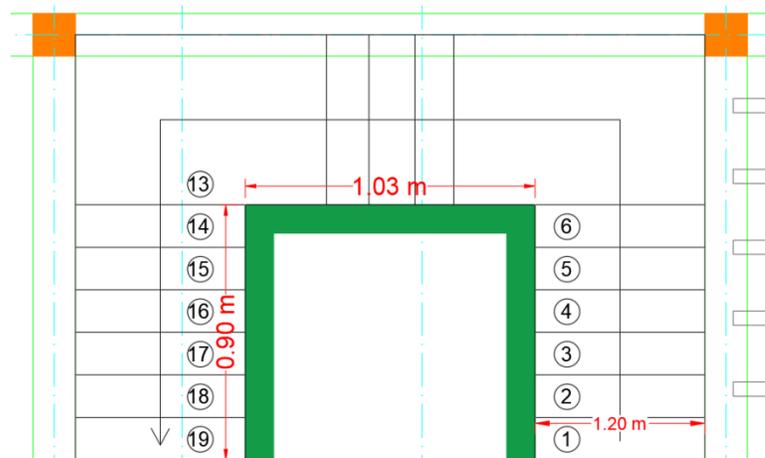
Tabla 3.21. Comparación de resultados manuales con el propuesto de Cypecad.

Elemento Zapata	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Diferencia en (%)
Armadura en dirección “a”.	11 Ø16mm c/20cm	11 Ø16mm c/20cm	0
Armadura en dirección “b”.	11 Ø16mm c/20cm	11 Ø16mm c/20cm	0

Fuente: Elaboración propia.

3.5.5. Núcleo de ascensor

Figura 3.48. Disposición de armado en la zapata.



Fuente: Elaboración propia.

$$Nu = 1100.20 \text{ kN} = 112265.31 \text{ kg}$$

$$Mu = 321.34 \text{ kN} * m = 3277959.18 \text{ kg} * cm$$

Cálculo de Inercia respecto del eje X

$$\bar{y} = \frac{205 * 20 * \left(\frac{20}{2} + 160\right) + 20 * 160 * \left(\frac{160}{2}\right) * 2}{205 * 20 + 20 * 160 * 2} = 115.14 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 * \left(\frac{20 * 160^3}{12} + 20 * 160 * \left(115.14 - \frac{160}{2} \right)^2 \right) + \frac{205 * 20^3}{12} + 205 * 20 * (180 - 115.14 - 10)^2 = 34032285.80 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{I_x}{\bar{y}} = \frac{34032285.80}{115.14} = 295573.10 \text{ cm}^3$$

La norma nos dice que los muros no se diseñen con confinamiento cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos no sobrepase el 0.2 f'c los elementos especiales de borde, caso contrario, pueden ser discontinuos y se sugiere confinar dichos bordes.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma = \frac{112265.31 \text{ kg}}{10500 \text{ cm}^2} \pm \frac{3277959.18 \text{ kg*cm}}{295573.10 \text{ cm}^3} = 10.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \pm 11.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, no requiere confinamiento.

Como la altura es super pequeña, por criterio se analiza lo siguiente:

- Cada esquina el acero máximo es 4%.
- Cada esquina el acero mínimo es 1%.

estribos Ø12mm cada 15cm.

5.5.6. Diseño losa llena para el tanque

Carga del agua

$$CV = \frac{P_{\text{Agua}}}{A_{\text{Losa-Tanque}}}$$

$$CV = \frac{23 \text{ KN}}{18,38 \text{ M}^2} = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$CV = 1,30 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = 3.69 \text{ kN} - \text{m/m}$$

$$A_{s-\text{min}} = 0.0033 * 15\text{cm} * 100\text{cm} = 4.95 \text{ cm}^2$$

$$M_U = N_C * Z$$

$$M_U = 0.85 * \emptyset * f_c * b * y * (h - r_{mec} - \frac{y}{2})$$

$$\frac{3.69}{1000} = 0.85 * 0.9 * 21 * 1 * y * (0.15 - 0.025 - \frac{y}{2})$$

$$y = 0.00185\text{m}$$

$$N_C = 0.85 * 0.9 * 21 * 1 * 0.00185$$

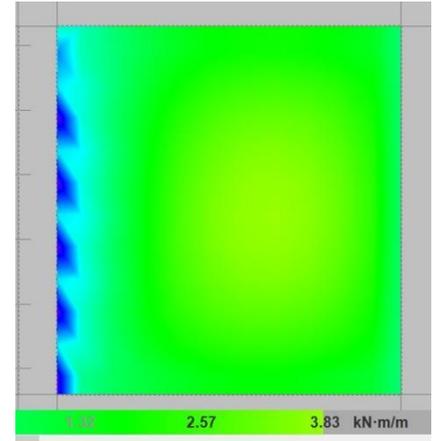
$$N_C = 0.0297 \text{ MN}$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

$$A = \frac{0.0297}{0.9 * 500} * 10000$$

$$A = 0.66 \text{ cm}^2$$

Usar: $\emptyset 12\text{mm}$ c/20cm



3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1. Especificaciones Técnicas

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem.

Por lo general para cada ítem de la obra, se cubre los siguientes puntos:

Definición.

Materiales, herramientas y equipo.

Procedimiento de la ejecución.

Medición y forma de pago.

Para obtener más detalles y referencias específicas técnicas de los ítems de este proyecto, se sugiere consultar el **ANEXO 3**.

3.6.2. Precios unitarios

En los precios unitarios, se toma en cuenta el costo de materiales empleados, el costo de la mano de obra y costo de equipo para cada actividad. Además, se incluye el costo por beneficios sociales, costo por herramientas menores, gastos generales e impuestos que en Bolivia son el Impuesto al Valor Agregado (IVA) de 13% y el Impuesto a las Transacciones (IT) del 3%.

Se sugiere consultar el **ANEXO 5**.

3.6.3. Cómputos Métricos

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto. Se sugiere consultar el **ANEXO 4**.

3.6.4. Presupuesto

Se obtiene en función a los cómputos métricos o volúmenes de obra y los precios unitarios correspondientes de cada ítem (**ver anexo 6**). Los parámetros de cálculos tomados en cuenta para el análisis de precios unitarios para el presupuesto se mencionan en la siguiente tabla.

Tabla 3.22. Parámetros para el análisis de precios unitarios.

PARÁMETRO	%
CARGAS SOCIALES	55
HERRAMIENTAS	5
GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10
UTILIDAD	10
IMPUESTOS IVA	14.94
IMPUESTOS IT	3.09

Fuente: Elaboración propia.

3.6.5. Planteamiento y cronograma

De acuerdo al plan de obra propuesto (número de cuadrillas), se tiene un plazo referencial de 200 días calendario para la construcción del proyecto.

Para obtener más detalles del cronograma de actividades, se sugiere consultar el **ANEXO 7**

CAPÍTULO IV

APORTE ACADÉMICO

ANÁLISIS COMPARATIVO Y

OPTIMIZACIÓN DE LOSA

MACIZA Y LOSA ALIVIANADA

CONSIDERANDO EL EFECTO

DEL FISURAMIENTO EN

ESTRUCTURAS

4.1. Generalidades

Las filtraciones que surgen a partir de las fisuras en las losas de Hormigón Armado son un problema que genera gran preocupación, ya que su consecuencia directa es el deterioro del inmueble.

Las filtraciones son asuntos que no deben pasarse por alto, y una de las alternativas para abordar este problema es el uso de impermeabilizantes o inyecciones. Por este motivo, en el próximo capítulo se llevará a cabo un análisis comparativo entre una losa alivianada con viguetas y una losa llena, enfocado a cubierta plana y las opciones de impermeabilización disponibles.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicarán las recomendaciones presentadas en la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

4.2. Marco teórico

4.2.1. Losa alivianada de viguetas

La losa de vigueta y bovedilla es un sistema de elementos prefabricados, moldeados en estructuras metálicas, sometidos a pretensado en la planta y adaptados a las dimensiones específicas de cada proyecto. Este sistema integral incluye elementos de soporte, como viguetas, junto con elementos aligerantes, como las bovedillas, además de una malla electrosoldada, una capa de compresión y sistemas de apuntalamiento. Cada uno de estos componentes ha sido meticulosamente diseñado para satisfacer las demandas de carga del conjunto.

Los parámetros que definen las características de la losa de viguetas son:

- Canto total de la placa.
- Altura del bloque aligerante.
- Separación entre viguetas.
- Espesor de la capa de compresión.

4.2.1.1. Ventajas y desventajas de una losa alivianada de viguetas

Ventajas

- Ahorro de tiempo: La eficiencia en el montaje se ve notablemente beneficiada por la reducción del encofrado requerido, y, de manera adicional, el mismo material prefabricado cumple la función de encofrado. Este doble factor contribuye a un ahorro de tiempo considerable.
- Ahorro de encofrado: Directamente relacionada con el anterior punto. Cuando se utiliza menor encofrado se logra ahorrar dinero. Sin embargo, este ahorro en dinero por encofrado es compensado por el mayor gasto en la elaboración del prefabricado.
- Mejor control de calidad en la pieza de prefabricado: Debido a que las piezas se hacen en ambientes más controlados y con ambientes especializados de curado, la resistencia del hormigón fabricado es más homogénea y garantizada que el hormigón vaciado en sitio.
- Proceso más limpio: El sistema de viguetas prefabricadas requiere menor cantidad de producción de hormigón en obra, por tanto, menor acopio de material, menor acarreo de hormigón por la losa y menos merma de cemento.

Desventajas

- Mano de obra calificada: Se necesita mano de obra con más conocimiento en la instalación del prefabricado. Los elementos de prefabricado necesitan estar dispuestos de cierta manera según los requerimientos del fabricante.
- Transporte del prefabricado: Si bien los controles de calidad son altos en la planta de producción, poco podemos saber de la calidad del transporte. Cualquier vehículo que transporte hormigón estará sometido a vibraciones que en algunos casos podrían dañar las piezas.
- Manejo del prefabricado en obra: Una vez entregado el material a obra, el elemento en su transporte hasta el lugar definitivo de su instalación es vulnerable a golpes y esfuerzos para los que no están diseñados.
- Integridad estructural: Especialmente cuando se habla de resistencia a fuerzas de sismo o viento, se procura que las piezas de hormigón fallen lo más lejos de las uniones posible. En elementos prefabricados esto es mucho más difícil, ya que justamente la unión entre hormigón vaciado en sitio (viga o columna) y vigueta es

el punto más débil. Y algunos códigos de diseño sísmico limitan el uso de viguetas pretensadas.

4.2.2. Losa maciza

La losa maciza es una estructura plana horizontal que se compone de concreto y acero, la cual se utiliza para separar y crear diferentes niveles de una edificación y al mismo tiempo, puede servir de cubierta o de placa de entrepiso.

4.2.2.1. Ventajas y desventajas de una losa maciza

Ventajas:

- Mayor fortaleza frente a las cargas pesadas y el tiempo.
- Alta resistencia al fuego.
- Estabilidad estructural, solidez y seguridad.
- Minimiza el desperdicio de material.

Desventajas:

- Mayor inversión económica.
- Superior transmisión de ruido y vibraciones.
- Estructura con importante peso.

4.3. Fisuramiento de losas

Las fisuras son generalmente erráticas y en algunos casos pueden seguir la dirección predominante del viento, pero no presentan un patrón tan definido como en el caso de las fisuras por asentamiento plástico, siendo este aspecto una herramienta muy útil para su identificación en obra. La longitud de las fisuras va generalmente de 10 centímetros a 3 metros y se espacian de 15 a 90 cm, no apareciendo en general en el perímetro de losas. Las fisuras más largas se presentan generalmente orientadas con la dirección del viento y paralelas entre sí.

Figura 4.1. Fisuras en el hormigón



Fuente: <https://hormigonelaborado.com/los-cuando-por-que-y-como-de-las-fisuras-en-el-hormigon-fresco/>

Medidas preventivas para evitar estas fallas.

Mientras más baja sea la tasa de contenido de agua, más fuerte será el concreto. Durante el fraguado, esta proporción no debe exceder el 0,50%, por lo que la aplicación de un plastificante te permitirá trabajarlo mejor. Lo esencial es reducir la cantidad de humedad para que la contracción no afecte tanto la integridad de las losas.

- Buena mezcla con productos de calidad: para garantizar menos fisuras, la mezcla debe estar balanceada. Los agregados optimizados que son duros, densos y de buen tamaño eliminan la posibilidad de contracción.
- La importancia del acabado: la distribución del hormigón trata de no sobrecargarlo mediante soldadores de cemento, ya que esto produce asentamiento, el agua se filtra y se crea una capa de agua en la superficie.
- Curación adecuada del hormigón: para evitar que las placas pierdan agua o se sequen de más, lo más recomendable es curar las losas por algunos días. Una vez que se hayan asentado, recurre al método habitual de delimitarlas con mortero y mantener húmedo. Una forma efectiva es cubrirlas con tapetes de algodón llenos de agua o rociarlas con un compuesto. La curación dura un mes y lo ideal es que

en ese tiempo el concreto no esté sujeto a ningún tipo de carga que pueda agrietarlo.

4.3.1. Fisuración por asiento plástico en forjados.

Características

- Fisuras de ancho apreciable (0,15 a 0,30 mm) y, generalmente, de poca profundidad.
- La fisura sigue la armadura de momentos negativos.
- Se produce en las primeras tres horas a partir del vertido.
- Está motivada por la coacción que la armadura ejerce sobre el descenso por asiento plástico de hormigón.

Causas

- Exceso de exudación.
- Hormigonado con altas temperaturas ambientes y/o viento.
- Exceso de relación a/c.
- Exceso de finos en la arena.
- Cemento inadecuado.
- Empleo incorrecto de retardadores.
- Armadura con poco recubrimiento.

3.5.1.5 4.3.2. Fisuración simultánea en zonas de momentos positivos y negativos

Características

- Fisuras transversales a las viguetas.
- Ancho medio a alto (0,2 a 0,5 mm).
- Frecuentemente una fisura única en cara superior en apoyos y varias repartidas en cara inferior en la zona central del vano.

Causas

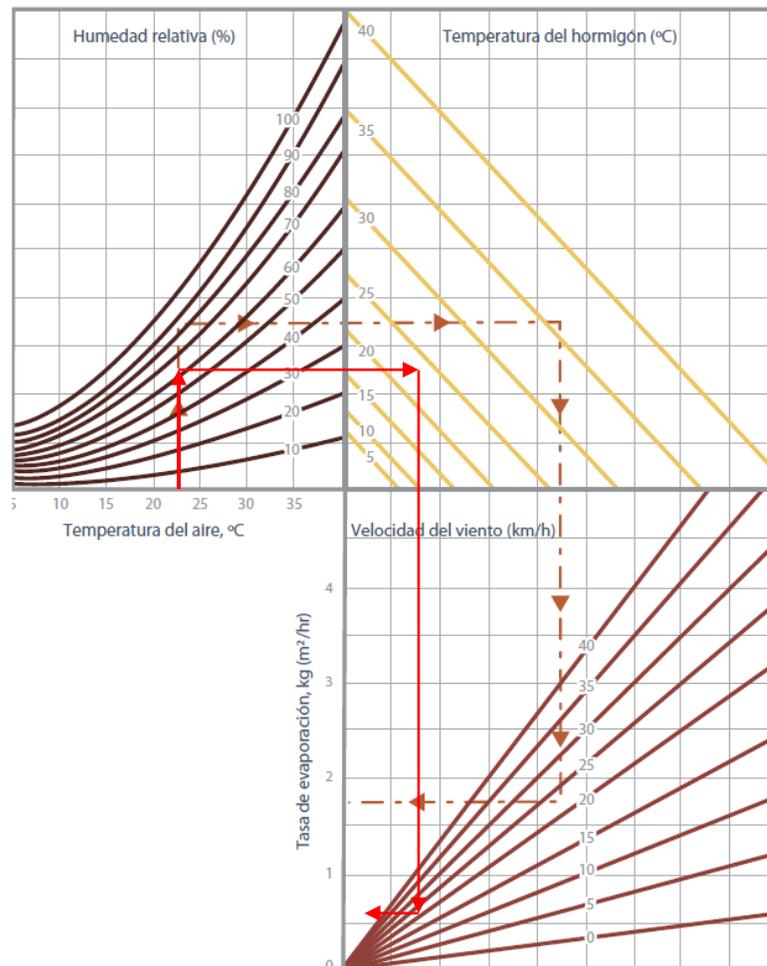
- Pueden ser debidas, en general, a insuficiencia de armado.

- Más frecuentemente, la situación es debida a que, por no disponerse armadura transversal en la losa superior, la armadura de negativos no puede atarse a ella y desciende durante el hormigonado.

Ejemplo de aplicación de Riesgo de Fisuración plástica.

Las principales medidas para prevenir la fisuración por contracción plástica serán aquellas que disminuyan la temperatura, las que aumenten la humedad relativa en las inmediaciones del elemento recién hormigonado y las que tiendan a protegerlo eficazmente del viento.

Figura 4.2. Abaco de Menzel



Variables que intervienen en el cálculo de la Tasa de evaporación, kg (m²/h)

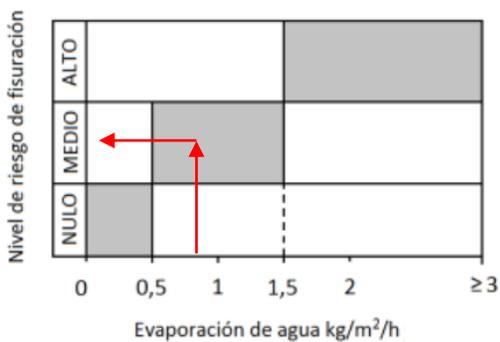
Análisis para el mes de marzo ciudad de Tarija, se presentan mayores velocidades de viento.

- Temperatura ambiente = 20,4 °C
- Humedad relativa = 70 %
- Velocidad del viento = 25 km/h
- Temperatura en el hormigón = 21,5 °C

Del Abaco anterior, se tiene que la velocidad evaporación es de $v_e = 0,60 \frac{kg \cdot m^2}{h}$

Con la velocidad de evaporación se procedió a categorizar con el siguiente gráfico.

Riesgo de Fisuración en función de la evaporación del agua



Fuente: Calavera 2004

Como se demuestra se tiene un riesgo medio de fisuración por contracción plástica:

Tomar medidas a tomar para evitar la fisuración por contracción plástica.

- Levantar parabrisas temporarios para reducir la velocidad del viento sobre la superficie hormigón.
- Planificar en lo posible el hormigonado para las horas de menor temperatura del día.
- Previamente humedecer adecuadamente los encofrados y armaduras antes de la colocación del hormigón.

- Curado de niebla de agua, crear una niebla de agua sobre la losa inmediatamente después de la colocación, tomando cuidado para prevenir la acumulación de agua. (aplicar el método mediante boquillas o aspersores).
- Mantener húmedo por medio de un curado como: es el curado por inundación.
- Proteger el hormigón con cubiertas temporarias, tales como láminas de polietileno o mantas, de arpillera.

4.4. Parámetros de comparación

Losa de Inercias Iguales

Para poder comparar el comportamiento de ambas losas, se debe partir de cierto parámetro. Comparar las losas considerando solo su altura no sería acertada. Es más útil hacer una comparación en base a la propiedad más destacada de una losa que en la mayoría de los casos trabaja a flexión.

Esta propiedad es su inercia.

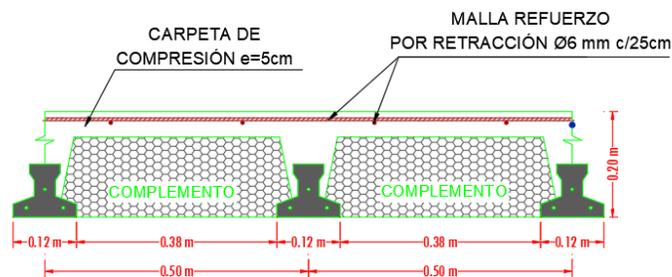
4.5. Diseño de la losa de inercias iguales

4.5.1 Diseño de losa de vigueta Pretensada

Ver capítulo 3.

4.5.2 Diseño de losa Maciza

Figura 4.4. Inercia de losa de vigueta pretensada



Fuente: Vista frontal de la losa alivianada, Elaboración propia.

$$I = 500000000 \text{ mm}^4$$

Si queremos que la losa llena equivalente tenga esta misma inercia, de la fórmula de inercia de una sección rectangular podemos despejar la altura de la losa llena.

Losa llena equivalente

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 500000000}{1000}} = 181,71 \text{ mm}$$

Adoptaremos un valor constructivo $h = 200 \text{ mm}$

Verificación de Altura mínima de losa

Según NB 1225001-1 en 9.5.2.1.

Altura mínima para una losa continua en ambas direcciones $\frac{L}{28}$

Entonces:

$$h = \frac{5500}{28} = 196,48 \text{ mm}$$

Entonces la altura mínima adoptada es la adecuada.

Cálculo de peso propio de losa

Peso propio = $0,2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$

Peso propio = 5 kN/m^2

Cálculo del momento flector actuante en la vigueta

- **Peso del acabado** = $1,80 \text{ KN/m}^2$
- **Peso propio de la losa** = 5 KN/m^2
- **Carga Viva** = 2 KN/m^2

Carga muerta $D = 6,6 \text{ KN/m}^2$

Carga viva $L = 2,00 \text{ KN/m}^2$

Mediante combinación de carga se escoge la mayor carga:

Combinación 1 U = 1,4 D = 9,24 KN/m²

Combinación 1 U = 1,2 D + 1,6 L = 11,12 KN/m²

Analizamos un ancho unitario, entonces:

$$U_{diseño} = 11,12 \frac{KN}{m^2} \cdot 1,0 m = 11,12 \frac{KN}{m}$$

Longitud de la losa en el sentido x, L = 5,50 m

$$M_x = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{11,12 \cdot 5,50^2}{8} = 42 KN \cdot m$$

Longitud de la losa en el sentido y, L = 4,20 m

$$M_y = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{11,12 \cdot 4,20^2}{8} = 24,52 KN \cdot m$$

Armadura para momentos positivos en la dirección x-y

Analizamos para un ancho unitario:

ln_x= 5,5(m). longitud entre caras de apoyo

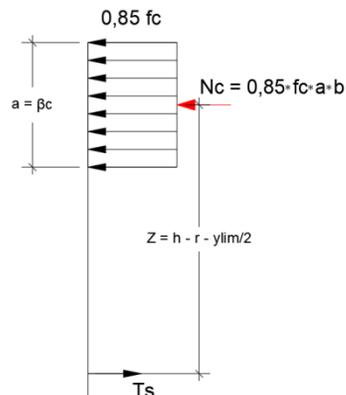
ln_y= 4,2(m). longitud entre caras de apoyo

M_x+ = 42 KN·m

M_y+ = 24,5 KN·m

Análisis por rectángulo equivalente de Whitney:

Figura 4.5. Rectángulo equivalente de Whitney



Fuente: Elaboración propia.

$$M = \phi \cdot N_c \cdot Z \quad \text{ecuación de equilibrio}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{coeficiente de flexión}$$

$$M_{x+} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right) \quad M_{y+} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

Remplazando, el momento calculado de: $M_x = 42 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_y = 24,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$y_{limx} = 16,86 \text{ mm}$$

$$y_{limy} = 9,51 \text{ mm}$$

$$N_{c1} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim}$$

$$N_{c2} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim}$$

$$N_{c1} = 267,9 \text{ kN}$$

$$N_{c2} = 152,78 \text{ kN}$$

Para que exista equilibrio en la sección, el esfuerzo en compresión como en tracción deben ser iguales de tal manera que el equilibrio queda de la siguiente manera.

$$T_s = N_c$$

$$A_s \cdot f_y = N_c$$

$$A_s = \frac{N_c}{f_y}$$

$$A_{s_x} = \frac{267,90 \text{ kN}}{500 \text{ Mpa}} = 535,80 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_y} = \frac{152,78 \text{ kN}}{500 \text{ Mpa}} = 305,56 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima en losa maciza

$$A_{s_{min.}} = \frac{0,0018 \cdot 420}{500} \cdot 1000 \cdot 200 = 302,40 \text{ mm}^2$$

Comparando con el acero calculado:

$$A_{s_x} = 535,80 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_y} = 305,56 \text{ mm}^2$$

Acero adoptado:

$$\text{Para } x \quad 6\emptyset 12 \text{ mm} = A_s = 678 \text{ mm}^2$$

$$\text{Para } y \quad 6\emptyset 10 \text{ mm} = A_s = 471,28 \text{ mm}^2$$

Separación máxima y mínima

$$S_{\min.} \geq \frac{4}{3} \cdot 19 \text{ mm} = 25,3 \text{ mm}$$

$$S_{\max.} \leq \begin{cases} 3 \cdot (200 \text{ mm}) = 600 \text{ mm} \\ 25 \cdot (12 \text{ mm}) = 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Separación Calculada

$$S = \frac{100\text{cm}}{N_{\text{barras}}-1} = \frac{1.000,00 \text{ mm}}{6-1} = 200 \text{ mm (Cumple)}$$

Armadura para momentos negativos en la dirección x-y

Longitud de la losa en el sentido “x”, $L = 5,50 \text{ m}$

$$M_x = \frac{q \cdot l^2}{24} = \frac{11,12 \cdot 5,50^2}{24} = 14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Longitud de la losa en el sentido “y”, $L = 4,20 \text{ m}$

$$M_y = \frac{q \cdot l^2}{24} = \frac{11,12 \cdot 4,20^2}{24} = 8,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Analizamos para un ancho unitario

$l_x = 5,50 \text{ (m)}$. longitud entre caras de apoyo.

$l_y = 4,20 \text{ (m)}$. longitud entre caras de apoyo.

$M_x = 14 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M_y = 8,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Análisis por rectángulo equivalente de Whitney:

$M = \phi \cdot N_c \cdot Z$ ecuación de equilibrio

$\phi = 0,9$ coeficiente de flexión

$$M_{x-} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot y_{\text{lim}} \cdot \left(h - r - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right) \quad M_{y-} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot y_{\text{lim}} \cdot \left(h - r - \frac{y_{\text{lim}}}{2} \right)$$

Remplazando, el momento calculado de: $M_{x-} = 14 \text{ KN} \cdot \text{m}$ y $M_{y-} = 8,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$y_{\text{lim}x} = 5,36 \text{ mm}$$

$$y_{\text{lim}y} = 3,12 \text{ mm}$$

$$N_{c1} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim}$$

$$N_{c2} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim}$$

$$N_{c1} = 86,11 \text{ kN}$$

$$N_{c2} = 50,12 \text{ kN}$$

Cálculo de acero en la sección

$$A_s = \frac{N_c}{f_y}$$

$$A_{s_x} = \frac{86,11 \text{ kN}}{500 \text{ Mpa}} = 172,22 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_y} = \frac{50,12 \text{ kN}}{500 \text{ Mpa}} = 100,24 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima en losa maciza

$$A_g = b \cdot h = 0,20 \cdot 1,00 = 0,20 \text{ m}^2$$

$$A_{s_{min.}} = \frac{0,0018 \cdot 420}{500} \cdot 1000 \cdot 200 = 302,40 \text{ mm}^2$$

Comparando con el acero calculado:

$$A_{s_x} = 172,22 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_y} = 100,24 \text{ mm}^2$$

Finalmente, el acero que predomina es el mínimo.

$$A_{s_x} = 302,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_y} = 302,40 \text{ mm}^2$$

Acero adoptado:

Para “x”; “y”

$$6 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm} = A_s = 471,24 \text{ mm}^2$$

Separación máxima y mínima

$$S_{min.} \geq \frac{4}{3} \cdot 19 \text{ mm} = 25,3 \text{ mm}$$

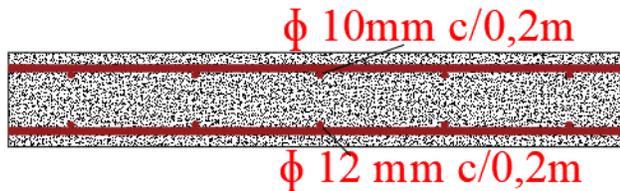
$$S_{m\acute{a}x.} \leq \begin{cases} 3 \cdot (150 \text{ mm}) = 450 \text{ mm} \\ 25 \cdot (10 \text{ mm}) = 250 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Separación Calculada

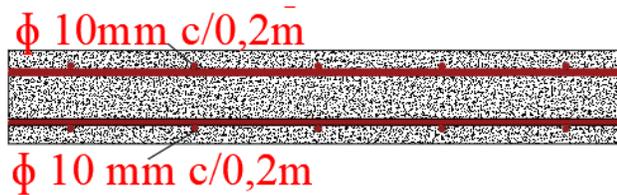
$$S = \frac{1000 \text{ mm}}{N_{barras} - 1} = \frac{1000 \text{ mm}}{6 - 1} = 200 \text{ mm (Cumple)}$$

Figura 4.6. Distribución de aceros en losa maciza.

Eje x-x



Eje y-y



Fuente: Elaboración propia

Control de fisuras ACI 224. 4.3.

Ecuación de (Nawy y Blair, 1971)

Ecuación para predecir el ancho máximo de fisura

$$W = 0,145 k \cdot \beta_f \cdot \sqrt{I}$$

donde los términos dentro del radical colectivamente se denominan índice de emparrillado:

$$I = \frac{d_{b1} \cdot s_2}{\rho_{t1}} = \frac{s_1 \cdot s_2 \cdot d_c}{d_{b1}} \frac{8}{\pi}$$

k = coeficiente de fractura de valor $k = 2,8 \times 10^{-5}$ para losas y placas cuadradas de acción bidireccional restringidas y uniformemente cargadas. Para cargas o reacciones concentradas o cuando la relación entre el lado corto y el lado largo es menor que 0,75 pero mayor que 0,5 es aplicable el valor $k = 2,1 \times 10^{-5}$. Para relaciones de aspecto menores que 0,5 el valor de k es $1,6 \times 10^{-5}$;

$\beta = 1,25$ (valor seleccionado para simplificar los cálculos; varía entre 1,20 y 1,35);

f_s = nivel de tensión real promedio bajo cargas de servicio ó 40% de la resistencia a la fluencia especificada f_y , ksi;

d_{b1} = diámetro de las armaduras en la Dirección 1 más próxima a las fibras exteriores del hormigón, in.;

s_1 = separación de las armaduras en la Dirección 1, in.;

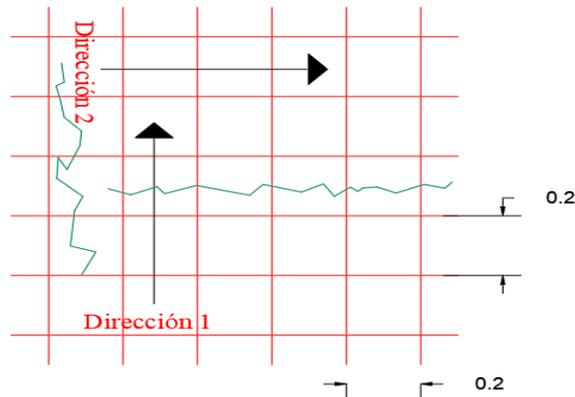
s_2 = separación de las armaduras en la Dirección 2, perpendicular a la Dirección 1, in.;

ρ_{t1} = cuantía de armadura efectiva, es decir, sección de acero A_s por pie de ancho / $[12d_{b1} + 2c_1]$, donde c_1 es el recubrimiento libre de hormigón medido desde la cara traccionada del hormigón hasta el borde más cercano de la barra de armadura en la Dirección 1; y

w = ancho de fisura en la cara traccionada del hormigón provocada por flexión, in.

Estimación de fisuras en losa de Maciza.

Figura 4.7. Fisuras en losa maciza



Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del índice de emparrillado

$$I = \frac{s_1 \cdot s_2 \cdot d_c}{d_{b1}} \cdot \frac{8}{\pi}$$

$s_1 = 200$ mm

$s_2 = 200$ mm

$d_c = 25$ mm

db1= 10 mm

$$I = \frac{200 \cdot 200 \cdot 25 \cdot 8}{10} \cdot \frac{8}{\pi}$$

$$I = 254647,91 \text{ mm}^2$$

Cálculo de fisura en la dirección 1

$$w = 0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt{I}$$

$$k = 2,8 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta = 1,25$$

$$f_s = 0,4 \cdot 500 \text{ Mpa} = 200 \text{ Mpa}$$

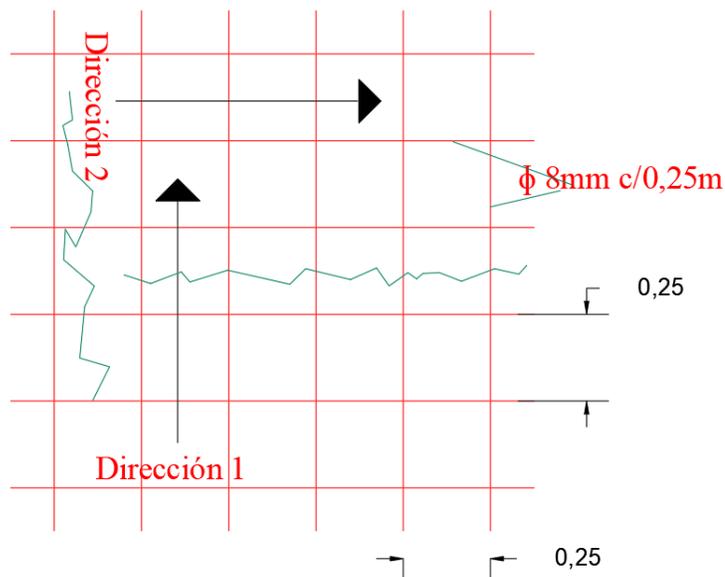
$$w = 0,145 \cdot 2,8 \cdot 10^{-5} \cdot 1,25 \cdot 200 \cdot \sqrt{254647,91}$$

$$w = 0,51 \text{ mm en dirección 1}$$

Al tener la misma separación y el diámetro de armaduras en la dirección 2 el ancho máximo de fisuración será el mismo.

Estimación de fisuras en losa de viguetas.

Figura 4.8. Fisuras en losa de vigueta



Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del índice de emparrillado:

$$I = \frac{s_1 \cdot s_2 \cdot d_c}{d_{b1}} \cdot \frac{8}{\pi}$$

$$s_1 = 250 \text{ mm}$$

$$s_2 = 250 \text{ mm}$$

$$d_c = 24 \text{ mm}$$

$$d_{b1} = 8 \text{ mm}$$

$$I = \frac{250 \cdot 250 \cdot 24}{8} \cdot \frac{8}{\pi} = 477464,83 \text{ mm}^2$$

Cálculo de fisura en la dirección 1

$$w = 0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt{I}$$

$$k = 2,8 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta = 1,25$$

$$f_s = 0,4 \cdot 500 \text{ Mpa} = 200 \text{ Mpa}$$

$$w = 0,145 \cdot 2,8 \cdot 10^{-5} \cdot 1,25 \cdot 200 \cdot \sqrt{477464,83}$$

$$w = \mathbf{0,70 \text{ mm en dirección 1}}$$

Al tener la misma separación y el diámetro de armaduras en la dirección 2 el ancho máximo de fisuración será el mismo.

Las fisuras estimadas las comparamos con el ancho de fisuras razonables establecidos en Tabla 4.1 de ACI 224

Tabla 4.1. Guía para anchos de fisuras razonables, hormigón armado bajo cargas de servicio.

Condición de Exposición	Ancho de fisura	
	in.	mm
Aire seco o membrana protectora	0,016	0,41
Humedad, aire húmedo, suelo	0,012	0,30
Productos químicos descongelantes	0,007	0,18
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0,006	0,15
Estructuras para retención de agua†	0,004	0,10

Fuente: *Anchos de fisuras, ACI 224, 2018, Estados Unidos.*

Para una condición de exposición de aire seco o membrana protectora tenemos un ancho de fisura razonable de 0,41 mm por lo tanto las fisuras estimadas no verifican, por lo que se analizara alternativas para poder controlarlas.

El considerar una menor separación de armaduras adicionado al uso de aditivos que ayuden a controlar las fisuras sería una solución adecuada para controlar las fisuras.

Cálculo de separación adecuada para losa viguetas.

Considerando un ancho razonable de fisura de 0,41 mm podemos calcular una separación de armaduras que cumpla con el objetivo de calcular esas fisuras.

Si consideramos que las separaciones en ambas direcciones son iguales, tendremos:

$$w = 0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt{I}$$

$$I = \left(\frac{w}{0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s} \right)^2$$

$$w = 0,41 \text{ mm}$$

$$I = \left(\frac{0,41}{0,145 \cdot 2,8 \times 10^{-5} \cdot 1,25 \cdot 200} \right)^2 = 163168,24 \text{ mm}^2$$

Asumiendo que se tiene la misma separación en ambas direcciones.

$$s = \sqrt{\frac{I \cdot d_{b1} \cdot \pi}{d_c \cdot 8}} = \sqrt{\frac{163168,24 \cdot 8 \cdot \pi}{24 \cdot 8}} = 146,15 \text{ mm}$$

considerando que tenemos un inter eje de 0,5 m consideraremos una separación de 0,125 m

Es decir que la separación de armaduras debe reducirse a **0,125 m** para verificar el ancho máximo de fisura definido por ACI 224.

Adicional a esto es conveniente introducir un aditivo al hormigón para controlar las fisuras y la impermeabilización de la losa, para lo cual usaremos Sika Cem Impermeable Bo.

Cálculo de separación adecuada para losa maciza.

Considerando un ancho razonable de fisura de 0,41 mm podemos calcular una separación de armaduras que cumpla con el objetivo de calcular esas fisuras.

Si consideramos que las separaciones en ambas direcciones son iguales, tendremos:

$$w = 0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt{I}$$

$$I = \left(\frac{w}{0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s} \right)^2$$

$$w = 0,41 \text{ mm}$$

$$I = \left(\frac{0,41}{0,145 \cdot 2,8 \times 10^{-5} \cdot 1,25 \cdot 200} \right)^2 = 163168,24 \text{ mm}^2$$

Asumiendo que se tiene la misma separación en ambas direcciones.

$$s = \sqrt{\frac{I \cdot d_{b1} \cdot \pi}{d_c \cdot 8}} = \sqrt{\frac{163168,24 \cdot 10 \cdot \pi}{25 \cdot 8}} = 160,10 \text{ mm}$$

Es decir que la separación de armaduras debe reducirse a **0,15 m** para verificar el ancho máximo de fisura definido por ACI 224.

Adicional a esto es conveniente introducir un aditivo al hormigón para controlar las fisuras y la impermeabilización de la losa, para lo cual usaremos Sika Cem Impermeable Bo.

4.6. Análisis comparativo de losas

4.6.1. Análisis económico

Tabla 4.2. Comparación económica entre Losa de viguetas pretensadas y Losa maciza

Precio de losa de Viguetas bs	Precio de losa Maciza bs
481,94 bs por m ²	970,65 bs por m ³

Fuente: Elaboración propia.

4.6.2. Análisis técnico

Comparación en peso

Peso Propio de losa de Viguetas = 2,35 KN/m²

Peso Propio de losa de maciza = 4,8 KN/m²

La losa maciza excede en 104,25 % en peso a la losa de viguetas.

Comparación de rigidez

En cuanto a la rigidez, que es la capacidad del componente de oponerse a las deformaciones, entre otras cosas, la rigidez es función de la inercia, al menos desde un punto de vista elástico, tanto la losa llena como la losa alivianada se deflactarán lo mismo bajo la misma carga, pues sus inercias son iguales.

Sin embargo, como su nombre lo indica la losa alivianada de viguetas tiene menos peso por lo cual esta se deflactará menos.

Comparación del tiempo de ejecución

Tabla 4.3. Comparación de días de ejecución entre Losa de viguetas pretensadas y Losa maciza

Tiempo de losa de Viguetas (Días)	Tiempo de losa Maciza (Días)
25 días	64 días

Fuente: Elaboración propia.

El tiempo de ejecución de la losa maciza excede en 140 % a la losa de viguetas.

4.7. Análisis de deformaciones

Para el cálculo de deflexiones se procedió al uso de la siguiente tabla de la norma NB 1225001-1

Tabla 4.4. Deflexión máxima admisible calculada

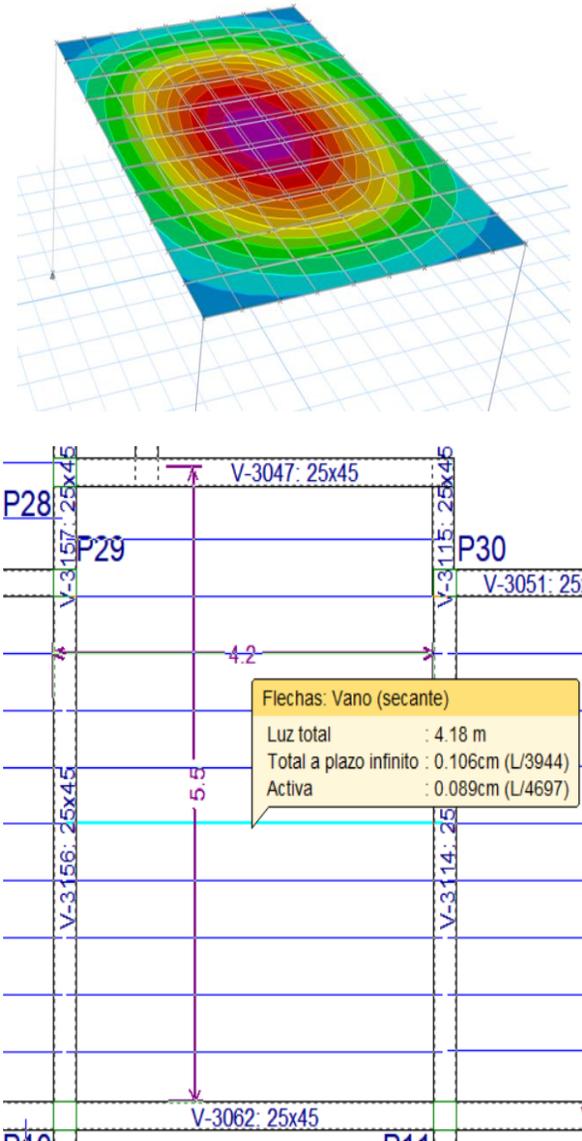
Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a, L_r , S y R	$l/180$ [1]
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/360$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) [2]	$l/480$ [3]
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$ [4]

Fuente: Fuente: NB 1225001-1 Tabla 9.5.2.6

Se determinó usar $l/480$ porque se trata de un sistema de entepiso o cubierta que soporta o esté ligado a elementos no estructurales susceptible de sufrir daños debido a deflexiones grandes.

Losa de viguetas pretensadas

Figura 4.9. Deflexión de losa de viguetas pretensadas



Fuente: Adaptado del paquete estructural Cypecad

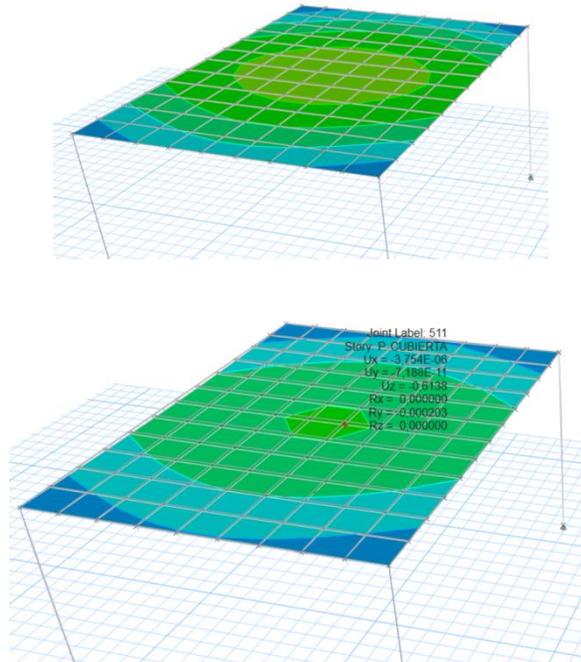
$$\frac{l}{3944} < \frac{l}{480}$$

$$\frac{418 \text{ cm}}{3944} < \frac{418 \text{ cm}}{480}$$

0,106 cm < 0,871 cm "cumple"

Losa Maciza:

Figura 4.10. Deflexión de losa maciza



Fuente: Adaptado del paquete estructural Etabs

$$\text{deflexión} < \frac{l}{480}$$

$$0,614 \text{ cm} < \frac{550 \text{ cm}}{480}$$

$$0,614 \text{ cm} < 1,145 \text{ cm "cumple"}$$

Deflexiones a largo plazo

Según la norma NB 1225001 art. 9.5.2.5 menciona a menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional a largo plazo, resulta de la fluencia lenta y tracción de elementos en flexión (hormigón normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata por el factor. λ_{Δ}

$$\Delta_{(Diferida)} = \lambda \cdot (\Delta_i)$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\zeta}{1 + 50\rho'}$$

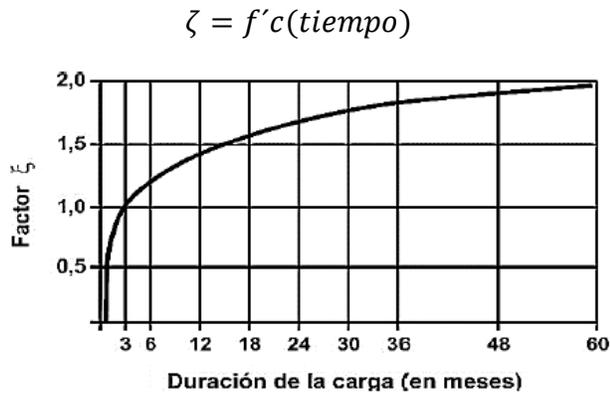


Figura 9.5.2.5 Variación del factor ζ en función del tiempo para el cálculo de las flechas adicionales a largo plazo.

Losa maciza

$$\rho' = \frac{5 * 0,78}{20 * 100} = 0,00195$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1 + 50 * 0,00195} = 1,82$$

Losa alivianada

$$\rho' = \frac{5 * 0,50}{5 * 100} = 0,005$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1 + 50 * 0,005} = 1,60$$

Finalmente se tiene las deflexiones diferidas:

Losa maciza

$$\Delta_{(Diferida)} = 1,82 \cdot (0,614) = 1,12 \text{ cm}$$

$$\Delta_{(Diferida)} < \frac{550 \text{ cm}}{480}$$

$$1,12 \text{ cm} < 1,14 \text{ cm } \mathbf{Ok}$$

Losa Alivianada

$$\Delta_{(Diferida)} = 1,60 \cdot (0,106) = 0,17 \text{ cm}$$

$$\Delta_{(Diferida)} < \frac{418 \text{ cm}}{480}$$

$$0,17 \text{ cm} < 0,87 \text{ cm } \mathbf{Ok}$$

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Como se indica en los objetivos planteados, se llegó a cumplir de manera satisfactoria el diseño estructural de un hotel situado en el Barrio Tabladita, se llevó a cabo siguiendo rigurosamente la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001, verificando los resultados obtenidos por medio del software Cypecad V-2018, el cual permitió una comprensión profunda del comportamiento de la estructura ante diversas cargas y condiciones.
- El proceso de diseño del hotel ubicado en el Barrio Tabladita ha sido respaldado por un levantamiento topográfico preciso mediante el uso del equipo RTK, garantizando una navegación cinética satelital en tiempo real.
- Mediante validación del estudio de suelos se determinó la resistencia admisible del suelo de 0.145 MPa, el cual se tomó como base para asegurar la estabilidad y adecuación estructural del edificio.
- Para el desarrollo del análisis de cargas de la estructura se tomó en cuenta las sobrecargas de servicio y cargas muertas prescritas en la normativa NB1225002-2.
- Se realizó el cálculo y diseño de todos los elementos estructurales, se realizó la optimización y comprobaciones correspondientes para la situación más crítica, siendo la sección calculada la más adecuada.
- Las losas alivianadas calculadas, están compuestas por viguetas pretensadas, junto con el complemento y una capa de compresión de hormigón de 0,05 m. La altura total de la losa se estableció en 0,25 m y se realizaron verificaciones considerando las solicitaciones empleadas en el diseño como ser esfuerzos y deflexiones.
- Al analizar los dos tipos de losas se demuestra que las hipótesis que se plantearon al principio son válidas por cumplir con las ventajas que existen sobre las losas viguetas pretensadas sobre la losa maciza.
- La elección del tipo de losa para el proyecto está justificada por los aspectos económicos, peso propio, en comparación de la rigidez y por el tiempo de ejecución.
- Como se analizó cada punto la variación económica supera 101,40% es decir, que el precio de una losa maciza supera en lo doble a la losa alivianada de viguetas

pretensadas. De igual manera pasa con el peso propio de la losa maciza que pesó un 104,25% más pesada que la losa aliviana de viguetas pretensadas, comparando el comportamiento de la rigidez las losas pueden resistir cargas gravitacionales ambas losas son adecuadas.

- Con el análisis del cálculo de las fisuras admisibles se reajustó la distribución de los aceros, es decir, para que se cumplan las fisuras admisibles de la losa, la distribución de los aceros deberán ser de 12,50 cm.
- Las especificaciones técnicas fueron definidas a partir de las exigencias y procedimientos que van a ser empleados y aplicados en el proyecto. Ver Anexo 4.
- El precio referencial para la construcción del proyecto, es de Bs. 3.727.241,57, el costo no contempla las instalaciones sanitarias, agua potable y electricidad en la estructura y un tiempo de ejecución de obra de 200 días calendario.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda diseñar los elementos de hormigón armado con la cuantía necesaria, la cual esté dentro de falla dúctil sin sobrepasar la frontera de falla balanceada, con la finalidad de contar con una estructura segura.
- Es recomendable realizar el diseño tomando en cuenta las peores situaciones de carga posibles.
- Se recomienda uniformizar los elementos estructurales para economizar los encofrados.
- Se sugiere respetar lo indicado en norma, especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad de la estructura.
- Para la ejecución del proyecto se recomienda el uso de losa de viguetas pretensadas con la nueva redistribución de aceros calculados.
- Para un análisis sísmico se debe tener en cuenta que el uso de losa aliviada de viguetas pretensadas está limitado para ciertas luces, por lo tanto, es recomendado que cuando se considere dicha acción se deba optar un tipo de losa de construcción monolítica.

Bibliografía

- AMERICAN CONCRET E INSTITUTE ACI-318 “Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI38S-05) y comentario (ACI318SR-05)”, Producido por el comité ACI 318.
- JACK C. McCORMAC – STEPHEN F. CSERNAK, “Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD”, Quinta Edición, Editorial Alfaomega, México 2002.
- JACK C. McCORMAC – RUSSELL H. BROWN “Diseño de concreto reforzado”, Octava edición, México 2002. Alfaomega.
- MORALES ROBERTO “Diseño en concreto Armado” Cuarta Edición, Editorial ICG.2016.
- REGALADO FLORENTINO “Los forjados reticulares: Diseño, análisis, construcción y patología”, Cype Ingenieros 1991.
- BRAJA M. DAS “Principio de Ingeniería de Cimentación”, Cuarta edición, Editorial Thompson, México 2001.
- FARGIER LUIS ENRIQUE “Concreto armado, comportamiento y diseño” Primera edición. USA 2016.
- CALAVERA JOSE “Calculo de estructuras de cimentación”, Cuarta edición, Editorial INTEMAC, España 2000.
- CHAMORRO MENDEZ FRANCISCO “Criterios de dimensionamiento estructural” Primera edición, México D.F. 1991.
- CALAVERA RUIZ, J. (1999). *PROYECTO Y CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON* (4º ed., Vol. Tomo II). Madrid, España: Intemac, S.A.
- Instituto Boliviano de Normalización y Calidad. (2017). *HORMIGON ESTRUCTURAL NB1225001*.

- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú. Predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Muñoz Pelaez, J. A. (2008). Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima. Análisis dinámico, estático y obtención de fuerzas internas.
- San Bartolomé, Á. (1998). Análisis de edificios. Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial. Consulta para el capítulo de análisis de cargas de gravedad y sismo.
- Ottazzi Pasino, G. (2005). Apuntes del curso concreto armado 1. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima. Diseño de los elementos estructurales del proyecto.
- Ildefonso, G. (2014). Diseño Estructural de un Edificio de Viviendas de Concreto Armado con un Sótano y Seis Pisos Ubicado en Miraflores. Lima. Consulta de modelo de tesis relacionada al tema.
- Fernández, C. (1990). Análisis y diseño de escaleras. Diseño estructural de las escaleras.

Anexos

ANEXO 1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

ANEXO 2. ESTUDIO DE SUELOS

ANEXO 3. MEMORIA DE CÁLCULOS

ANEXO 4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

ANEXO 5. COMPUTOS MÉTRICOS.

ANEXO 6. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

ANEXO 7. PRESUPUESTO GENERAL DEL PROYECTO.

ANEXO 8. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRA.

ANEXO 9. PLANOS ARQUITECTÓNICOS.

ANEXO 10. PLANOS ESTRUCTURALES.