

CAPÍTULO I

1.1. El problema.

1.1.1 Planteamiento.

La comunidad de Salinas, perteneciente al municipio de Entre Ríos, provincia O'Connor, departamento de Tarija con una población según datos del INE de 444 habitantes, cuenta actualmente con una unidad educativa cuya infraestructura presenta un avanzado estado de deterioro y una capacidad insuficiente para albergar adecuadamente a la población estudiantil en crecimiento. El establecimiento existente fue construido hace varios años, sin prever el aumento demográfico ni las nuevas exigencias pedagógicas y normativas de infraestructura escolar.

En la actualidad, los ambientes del colegio resultan pequeños e inadecuados, generando incomodidad tanto para los estudiantes como para los docentes. Las aulas son reducidas y no permiten un desarrollo óptimo de las actividades de enseñanza-aprendizaje; además, se evidencian deficiencias en la ventilación, iluminación natural y condiciones de seguridad estructural. Estas limitaciones afectan directamente la calidad educativa y el bienestar de los usuarios del establecimiento.

Esta situación ha generado la necesidad urgente de construir un nuevo edificio educativo que cumpla con los requerimientos técnicos, pedagógicos y de seguridad establecidos en la normativa vigente, garantizando un ambiente digno, funcional y seguro para los niños y jóvenes de la comunidad.

1.1.2 Formulación.

a) Alternativa de planteo estructural.

Losas: Losa de entrepisos Casetonada o reticular

Estructura: Aporticada de H°A°

Cimientos: Zapatas aisladas de H°A°

Se elige esta alternativa de planteo estructural por ser la que más se adecua a las condiciones del presente proyecto.

1.1.3. Sistematización

Losa de entrepisos Casetonada o reticular: Adecuada para luces largas, ya que permite mayor rigidez con menor peso propio y peralte, optimizando el comportamiento estructural y reduciendo cargas gravitacionales.

Estructura aporticada de H°A°: Brinda **estabilidad y rigidez** frente a cargas laterales y verticales, siendo compatible con la distribución arquitectónica y las exigencias del proyecto.

Zapata aisladas de H°A°: Justificada por la capacidad portante del suelo, permite distribuir cargas uniformemente, reduciendo asientos diferenciales y mejorando la estabilidad global

1.2. Objetivos

1.2.1 General.

Realizar el diseño estructural de la “U.E. PROF. JUAN SAAVEDRA MEALLA SALINAS” de la comunidad de Salinas, de la provincia O’Connor del departamento de Tarija aplicando la Norma boliviana del hormigón estructural NB 1225001 2020 y para la estructura metálica la normativa de Especificación Norteamericana para el Diseño de acero conformado en frío AISI S100 versión 2016, garantizando la seguridad, funcionalidad y la optimización de materiales constructivos

1.2.2 Específicos.

- ❖ Analizar los resultados del estudio de suelos proporcionado, para determinar los parámetros geotécnicos necesarios en el diseño y dimensionamiento de las cimentaciones.
- ❖ Analizar los planos arquitectónicos, cortes y detalles constructivos para definir la configuración estructural de la edificación, determinando la disposición de pilares, continuidad de vigas, distribución de losas y ubicación de la cimentación, asegurando coherencia entre el diseño arquitectónico y el sistema estructural. Elegir y estimar de manera adecuada los valores de cargas que actuarán en la estructura del proyecto (cargas muertas, cargas vivas)
- ❖ Diseñar los elementos principales como ser losas, vigas, columnas y la cimentación.

- ❖ Diseñar la estructura metálica de la cubierta de la obra
- ❖ Elaborar el presupuesto de la obra gruesa de la edificación, considerando los costos de los materiales, mano de obra y equipos necesarios, con base en los planos estructurales y especificaciones técnicas del proyecto.
- ❖ Elaborar el cronograma de actividades del proyecto

1.3. Justificación.

1.3.1 Académica.

Profundizar y poner en práctica los conocimientos adquiridos en los años de formación universitaria acerca del diseño de estructuras para que de esta manera se pueda llevar a cabo el proyecto con mucho éxito.

1.3.2 Técnica.

Contando con los planos arquitectónicos, el emplazamiento y el estudio de suelos de la obra, se concluye que el proyecto es técnicamente viable realizar el diseño estructural de la Unidad Educativa Juan Saavedra Mealla Salinas, ya que es posible optimizar la distribución de columnas propuesta por el arquitecto para lograr una estructura eficiente, lo que impacta directamente en el cálculo estructural, considerando además que se trata de una edificación de baja altura.

1.3.3 Social.

Mejorar la calidad de vida de la comunidad de Salinas, ofreciendo una solución al hacinamiento de estudiantes en la U.E. Prof. Juan Saavedra Mealla Salinas, evitando su traslado a otras instituciones, y utilizando la información recopilada para elaborar el diseño final que permitirá pasar a la etapa de inversión.

1.4. Alcance del proyecto.

El proyecto contempla únicamente el diseño estructural de la Unidad educativa y no así el diseño de instalaciones sanitarias, eléctricas, de agua potable o ningún tipo de instalación básica, o diseño de tanque elevado, analizando el informe del estudio de suelo y plano arquitectónico, obteniendo posteriormente el diseño estructural de fundaciones, columnas vigas, escalera de H°A°, losas. Los cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general son únicamente para la obra gruesa

1.5. Localización.

1.5.1 Localización Geográfica.

Latitud Sur: 21°48'12.99"

Longitud Oeste: 64°13'58.31"

Altura media: 1099 m.s.n.m.

La comunidad de Salinas se encuentra ubicada en la provincia O'Connor del departamento de Tarija del estado plurinacional de Bolivia.

1.6. Aporte académico

En el presente proyecto se representa un aporte académico dentro del campo de la ingeniería civil, ya que desarrolla el diseño estructural de una rampa conformada por losa maciza, vigas y columnas como parte de la nueva infraestructura educativa de la comunidad de Salinas.

Este diseño aplica los conocimientos teóricos adquiridos durante la formación profesional, complementados con las normas bolivianas de diseño estructural NB 1225001 y criterios técnicos actualizados. La propuesta constituye una solución técnica y funcional que garantiza seguridad, accesibilidad y durabilidad, adaptándose a las condiciones del terreno y al uso previsto de la edificación.

Asimismo, el proyecto aporta al ámbito académico al servir como referencia práctica para futuros estudiantes y profesionales, integrando los principios del análisis estructural, el dimensionamiento y la aplicación de materiales en una obra real de carácter educativo.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento Topográfico.

El levantamiento topográfico es la primera etapa de todo proyecto de ingeniería civil y tiene como objetivo determinar la forma y dimensiones del terreno mediante la obtención de coordenadas y niveles. En el diseño estructural, este proceso es esencial para definir la ubicación y nivelación de las edificaciones, garantizando que se adapten correctamente a las condiciones del sitio.

Mediante instrumentos como la estación total, el nivel automático o el GPS diferencial, se realiza un levantamiento planialtimétrico, que permite representar tanto la superficie horizontal como el relieve del terreno. Los datos obtenidos sirven de base para el diseño de cimentaciones, drenaje y obras complementarias

2.2 Estudio de Suelos.

El estudio de suelos es una fase fundamental en el desarrollo del diseño estructural, ya que permite conocer las características físicas y mecánicas del terreno donde se apoyarán las estructuras. Su finalidad es determinar la capacidad portante del suelo y los parámetros necesarios para el diseño adecuado de las cimentaciones

2.2.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Este ensayo se encuentra estandarizado por la ASTM D-1586, es uno de los más utilizados y económicos para la exploración del subsuelo. Este ensayo, realizado en campo, consiste en la penetración de la cuchara bipartita o tubo de pared delgada a través de caída de martillo de peso igual a 63,5 kg, de una altura igual a 760 mm que permite la cuantificación de la resistencia del suelo a penetración junto con la obtención de muestras alteradas o inalteradas de acuerdo al tipo de muestreador empleado. Su utilización no se limita a suelos granulares, ya que el ensayo también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves.

Es una de las pruebas de campo realizada, como un indicador del comportamiento del suelo, la resistencia del terreno y su deformabilidad o asentamiento.

a). Se hace una perforación en forma manual de un diámetro de 60 a 200 mm hasta la profundidad del primer ensayo, que generalmente es de 0,5 m.

b). Se inserta la cuchara de muestras SPT. La cuchara se la conecta por intermedio de un tubo al martillo de 63.5 kg.

Este procedimiento se realiza para determinar la capacidad de carga o portante del suelo, mediante la obtención del número N de golpes de un martillo necesarios para el hincado en el suelo inalterado de una toma muestras partido y/o una punta cónica y posterior aplicación de correlaciones con este dato; para obtener las propiedades del suelo tales como: compacidad, φ y la resistencia a la compresión simple

2.3 Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico de la U.E. PRO. JUAN SAAVEDRA MEALLA SALINAS tiene como objetivo proporcionar los espacios funcionales requeridos para atender las necesidades educativas de los estudiantes.

2.4 Idealización de las estructuras.

2.4.1 Sustentación de cubierta.

La cubierta metálica será un sistema liviano conformado por cerchas metálicas principales, apoyadas en los pórticos de hormigón armado.

Las cerchas se enlazan mediante correas metálicas, las cuales sirven de soporte para las calaminas de cobertura y para la transmisión de las cargas hacia las cerchas.

Las cargas consideradas en la cubierta comprenden el peso propio de los elementos metálicos, el peso de la cobertura, las sobrecargas de mantenimiento, así como las acciones del viento y la nieve, según lo establecido en la Norma Boliviana NB 1225001.

El sistema se modela asumiendo apoyos articulados en los extremos de las cerchas, permitiendo la transmisión de cargas verticales a los pórticos principales sin generar momentos significativos en las uniones.

2.4.1.1 Norma de diseño “AISI S100-16”

Esta Especificación se aplica al diseño de miembros estructurales conformados en frío a partir de láminas, planchas, planchuelas, o barras de acero al carbono o de baja aleación de no más de una pulgada (25,4 mm) de espesor y utilizadas para soportar cargas en un edificio.

El diseño se debe efectuar de acuerdo con los requisitos para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), o de acuerdo con los requisitos para el Diseño por Tensiones Admisibles (ASD). Ambos métodos son igualmente aceptables, aunque es posible que no produzcan idénticos resultados

2.4.1.2 Requisitos de resistencia para LRFD

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

El diseño se debe efectuar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida

R_n =Resistencia nominal.

ϕ = Factor de resistencia.

ϕR_n =Resistencia de cálculo

2.4.1.2.1 Factores de resistencia.

Factores de Resistencia	
Miembros en tensión	0.95
Miembros en compresión	0.85
Montantes de muro (Axial)	0.85 a 0.9
Miembros a flexión.	0.9 a 0.95
Resistencia a cortante en el alma.	0.9 a 1.00
Desgarramiento del alma.	0.75 a 0.80
Conexiones atornilladas	0.55 a 0.75
Conexiones soldadas.	0.50 a 0.90

Tabla 2.1 Factores de resistencia

Fuente: North American specification for the design of cold-formed steel structural members (2016), por American Iron and Steel Institute (pag 32).

2.4.2 Sustentación de la edificación.

La estructura principal del edificio es un sistema aporticado tridimensional de hormigón armado, constituido por vigas y columnas dispuestas en ambas direcciones ortogonales.

Las vigas se representan como elementos lineales de sección rectangular, las columnas se modelan con sección rectangular, ambas con comportamiento elástico lineal.

Las uniones entre vigas y columnas se consideran rígidas, asegurando la continuidad estructural y la transmisión completa de momentos y esfuerzos.

Los entrepisos serán losas reticulares de hormigón armado, que permiten reducir el peso propio y cubrir mayores luces, distribuyendo las cargas uniformemente hacia las vigas.

El conjunto estructural aporta rigidez y estabilidad al edificio, garantizando una adecuada respuesta ante las acciones verticales consideradas en el análisis estructural.

2.4.2.1 Conceptos Básicos- Estructuras de Hormigón Armado.

2.4.2.1.1 Propiedades Mecánicas del Hormigón Armado.

La resistencia uniaxial a la compresión del concreto f'_c , se determina por medio de pruebas a la falla de cilindros de concreto de 15cm x 30cm a los 28 días.

2.4.2.1.2 Resistencia de cálculo

Es el esfuerzo máximo en compresión axial medido a los 28 días luego de realizado el hormigonado, se simboliza con f'_c .

La normativa nos especifica que podemos emplear hormigones de f'_c entre 17 a 35 MPa.¹

Aplicación	Hormigón	f'_c Mínimo, MPa	f'_c 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]

Tabla 2.2 límites para f'_c

Fuente: NB 1225001-artículo 19.2.1''

2.4.2.1.3 Curvas Esfuerzo-Deformación del Hormigón Armado.

Las curvas de esfuerzo-deformación unitaria de la Figura 2.1 representan los resultados obtenidos en pruebas de compresión en cilindros estándares de resistencias variables a los 28 días.

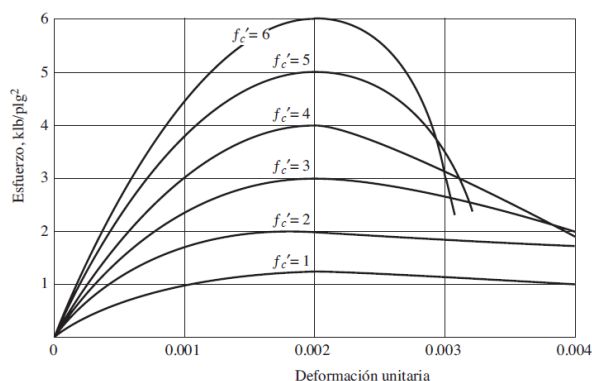


Figura 2.1 Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del hormigón

Fuente Mc Cormac C, J (2011) Diseño de Concreto Reforzado (pag 45) México:Alfaomega.

La máxima deformación unitaria del hormigón compresión es $\epsilon_{cu} = 0.003$

¹ IBNORCA, NB 1225001: Norma Boliviana del Hormigón Estructural, 2020, cap. 19.2.1.

2.4.2.1.4 Módulo de elasticidad del concreto.

También conocido módulo de Young, es una medida de la rigidez, o la resistencia del material a la deformación. Se lo calcula con la siguiente ecuación: ²

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (en Mpa)}$$

2.4.2.1.5 Resistencia a la tracción del hormigón.

La resistencia a la tracción del hormigón es muy baja siendo la misma un valor alrededor del 7 % a 11 % de su resistencia a la compresión.

2.4.2.1.6 Peso unitario del hormigón.

El peso unitario del hormigón depende de la mezcla de hormigón, tamaño máximo y granulometría de los agregados, relación agua-cemento y resistencia del hormigón.

- El peso unitario del hormigón armado, que usa alrededor de 0.7 a 1.5 % de acero en la sección de hormigón, puede adoptarse como 24 kN/m³. Para porcentajes más altos de acero se puede suponer que el peso unitario es de 25 kN/m³

2.4.2.1.7 Factor Modificación.

Hormigón	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0,75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0,75 a 0,85 [1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0,85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0,85 a 1,00 [2]
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1,00

Tabla 2.3 Factor modificación Hormigón liviano.

Fuente: NB 122500I-artículo 19.2.4”

² IBNORCA, eq. 19.2.2.1.b.

2.4.2.1.8 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

El acero es el producto siderúrgico, que se obtiene de la combinación del hierro con pequeñas cantidades de carbono (entre 0.5% y 2%). Se incluyen además pequeñas cantidades de otros minerales como magnesio, Sílice, Azufre. A mayor cantidad de carbono aumenta la resistencia, pero disminuye la ductilidad, es decir la barra pierde capacidad de deformación en el rango plástico.

El tipo de barra más usado es el AH 500S.

2.4.2.1.8.1 Módulo de Elasticidad del Acero.

El módulo de elasticidad, E_s , para barras y alambres no pretensados puede tomarse como 200,000 MPa.³

2.4.2.1.8.2 Peso Específico del Acero.

$$\gamma_s = 77 \frac{kN}{m^3}$$

2.4.2.1.8.3 Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

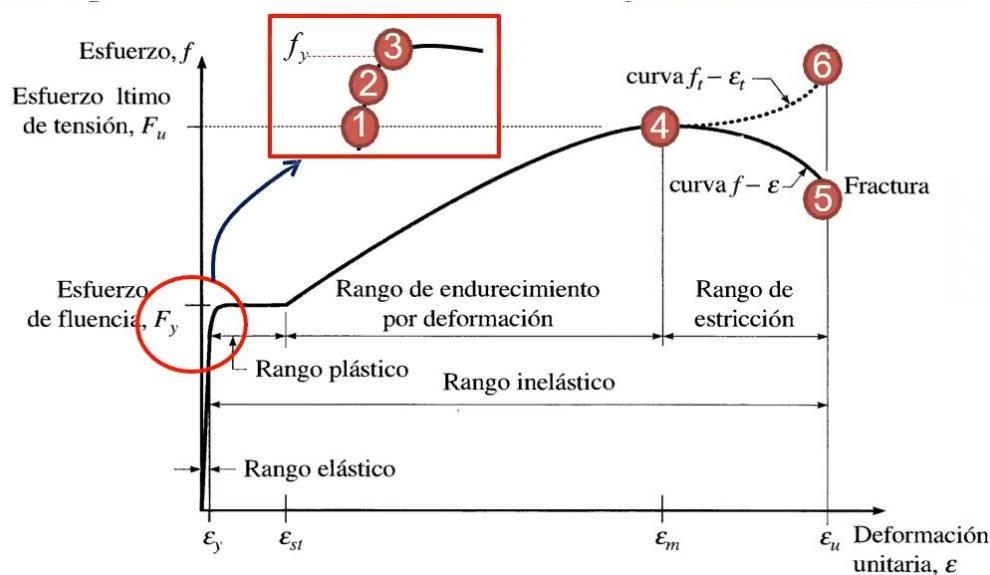


Figura 2.2 Diagrama de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

Fuente Apuntes Hormigón Armado M.sc Ing. Luis Miguel Martínez

³ IBNORCA, cap. 20.2.2.2.

1. Límite de proporcionalidad.
2. Límite elástico.
3. Límite de cedencia.
4. Esfuerzo máximo.
5. Esfuerzo de rotura aparente.
6. Esfuerzo de rotura real.

Donde:

f_y = Resistencia cedente del acero de refuerzo.

ϵ_y = Deformación unitaria cedente del acero de refuerzo.

F_u = Resistencia última del acero de refuerzo.

ϵ_s = Deformación unitaria última del acero de refuerzo

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

2.4.2.1.8.4 Ductilidad.

Capacidad de un elemento, sección o miembro estructural de incursionar en deformaciones inelásticas sin pérdida apreciable de su resistencia.

2.4.2.1.8.5 Idealización del diagrama Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo

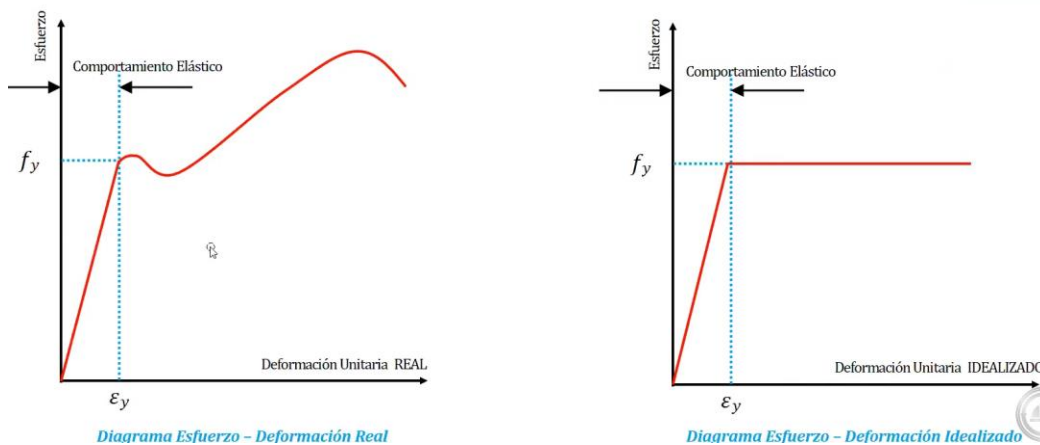


Figura 2.3 Idealización del diagrama Esfuerzo Deformación del acero de refuerzo)

Fuente Apuntes Hormigón Armado M.sc Ing. Luis Miguel Martínez

2.4.2.2 Introducción al diseño estructural.

2.4.2.2.1 Hipótesis fundamentales.

- El hormigón no resiste esfuerzos a tracción.
- Se considera válida la Hipótesis de Navier, que indica que una sección plana permanece plana después de aplicar carga: en efecto, las deformaciones unitarias en una sección, por encima y por debajo del eje neutro, son proporcionales a la distancia desde este eje.
- Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo y el hormigón que lo rodea. Esto permite que la deformación del hormigón sea la misma que la de una barra de acero de refuerzo en su mismo nivel.
- El esfuerzo en el acero antes de alcanzar la cedencia es igual al producto de su módulo de elasticidad por su deformación unitaria. Para deformaciones mayores a la de cedencia, el esfuerzo en el refuerzo será independiente de la deformación e igual a f_y (No existen esfuerzos en el acero mayores a f_y).
- La deformación unitaria última en el hormigón es de $\epsilon_{cu}=0.003$ (al instante de la falla)

2.4.2.2.2 Diseño por resistencia última o la rotura.

El diseño por resistencia se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falta del miembro estructural en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. Los factores de seguridad son aplicados a las cargas y a las resistencias nominales de los miembros.

$$F_{minoración} * Resistencia_{nominal} \geq F_{mayoración} * Carga_{servicio}$$

Principio de diseño

$$Resistencia_{diseño} \geq Resistencia_{requerida}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

2.4.2.2.3 Factores de seguridad para el diseño estructural.

Las fuentes de incertidumbre en el análisis, diseño y construcción de estructuras de hormigón armado pueden enumerarse de la siguiente manera.

- Las cargas reales pueden diferir de las supuestas.
- Las cargas reales pueden estar distribuidas de manera diferente a las supuestas.
- Las suposiciones y simplificaciones inherentes a cualquier análisis pueden resultar en efectos de carga calculados diferentes a los que actúan sobre la estructura.
- El comportamiento estructural real puede diferir del supuesto.
- Las dimensiones reales de los elementos pueden diferir de las especificadas.
- El acero de refuerzo puede no estar en la posición definida.
- Las resistencias reales de los materiales pueden diferir de las especificadas

Los factores de seguridad que se emplean son:

- 1) Factores de seguridad en las cargas aplicadas
- 2) Factores de seguridad en la resistencia del miembro estructural.

2.4.2.2.4 Combinaciones de cargas.

Algunas de las abreviaciones para las combinaciones de carga son las siguientes:

D=Efecto de carga muerta de servicio.

L=Efecto de carga viva de servicio.

Lr=Efecto de carga viva de servicio de techo.

S=Efecto de carga de servicio por nieve.

R=Efecto de carga de servicio por lluvia.

W=Efecto de carga por viento

E=Efecto de fuerzas horizontales y verticales inducidas por sismo

F=Efecto de presión lateral de fluidos.

T=Efecto de asentamiento diferenciales, fluencia, retracción de fraguado, cambio de temperatura.

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1,4 (D + F)$	(5.3.1a)	D
$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$	(5.3.1e)	E
$U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H$	(5.3.1f)	W
$U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$	(5.3.1g)	E

Tabla 2.4 Combinaciones de cargas

Fuente: NB 1225001-artículo 5.3.1''

2.4.2.2.5 Factores de Reducción de Resistencia. (Factor de minoración.)

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han anclado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
b)	Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
c)	Torsión	0,75	—
d)	Aplastamiento	0,65	—

Tabla 2.5 Factores de reducción de resistencia ϕ

Fuente: NB 1225001-artículo 21.2.1

Deforma- ción unita- ria neta a tracción ε_t	Clasifica- ción	ϕ			
		Tipo de armadura transversal			
		Espiral que cumplen con 25.7.3		Otros	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	(a)	0,65	(d)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$	Transición ⁽¹⁾	$0,75 + 0,15 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$	(b)	$0,65 + 0,25 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$	(e)
$0,005 \leq \varepsilon_t$	Controlada por tracción	0,90	(c)	0,90	(f)

Tabla 2.6 Factores de reducción de resistencia ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momentos y fuerza axial

Fuente: NB 1225001-artículo 21.2.2

2.4.2.2.6 Recubrimientos especificados, libre o geométrico.

Exposición del hormigón	Elemento	Armadura	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	40
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	$d_b > 16 \text{ mm}$	30
		$d_b \leq 16 \text{ mm}$, alambre MW200 ó MD200, y	25
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	$d_b > 40 \text{ mm}$	25
		$d_b \leq 40 \text{ mm}$	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	20

Tabla 2.7 Recubrimiento especificado para elementos de hormigón.

Fuente: NB 1225001-artículo 20.6.1.3.1

2.4.2.2.7 Espaciamiento máximo.

El espaciamiento de la armadura se limita para controlar la fisuración, los valores límites se presentan en la siguiente tabla:

Tipo de armadura	Espaciamiento máximo, s	
Barras o alambres corrugados	Menor de:	$380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 c_c$
		$300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$
Armadura pretensada adherida	Menor de:	$\frac{2}{3} \left[380 \left(\frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) - 2,5 c_c \right]$
		$\frac{2}{3} \left[300 \left(\frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) \right]$
Combinación de barras o alambres corrugados y armadura pretensada adherida	Menor de:	$\frac{5}{6} \left[380 \left(\frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) - 2,5 c_c \right]$
		$\frac{5}{6} \left[300 \left(\frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) \right]$

Tabla 2.8 Espaciamiento máximo de la armadura en vigas y losas en una dirección

Fuente: NB 1225001-artículo 24.3.2

Donde:

f_s = Esfuerzo calculado en el refuerzo corrugado más cercano a la cara en tracción, se permite tomar: $f_s=2/3f_y$

C_c =Distancia de la armadura de tracción más cercana a la cara en tracción.

2.4.3 Fundaciones.

La fundación del edificio estará constituida por zapatas aisladas de hormigón armado, diseñadas para transmitir las cargas de la superestructura al terreno de manera segura evitando asentamientos excesivos y garantizando la estabilidad de la estructura

De acuerdo con el estudio de suelos, la resistencia admisible del terreno es de 1.94 kg/cm², valor que se utiliza para el dimensionamiento de la zapata.

Este tipo de cimentación permite minimizar asentamientos diferenciales y proporciona una base rígida y estable para la estructura aporticada.

El contacto entre la zapata y el suelo se considera uniforme, y el análisis se realiza bajo el supuesto de un comportamiento elástico lineal del terreno.

2.5 Diseño Estructural.

2.5.1 Análisis de cargas.

2.5.1.1 Clasificación de las Acciones.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se determinan a continuación. En casos especiales puede ser preciso tener en cuenta acciones de otra clase.

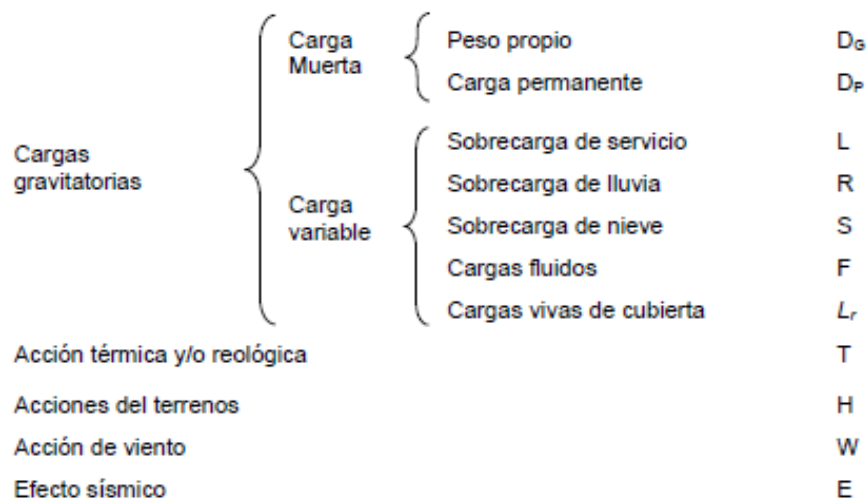


Figura 2.4 Clasificación de las acciones

Fuente: NB 1225002-artículo 2.1

2.5.1.2 Sobrecargas de aplicación

Las sobrecargas mínimas se establecerán de acuerdo a los valores mínimos en la tabla 2.12

Tipo de Servicio	Uniforme en
	kN/m ₂
Azoteas inaccesibles	1
Baños	3
Escaleras	5
Aulas	3
Corredores	5

Tabla 2.9 Sobrecargas usadas en el presente proyecto

Fuente: Sobrecargas mínimas según NB 1225002-artículo 2.1

2.5.2 Estructura de Sustentación de cubierta.

2.5.2.1 Diseño de miembros sometidos a tracción.

Debido a que frente a este esfuerzo no se aprecian condiciones de inestabilidad, el área a considerar corresponde al área neta, sin reducir. La resistencia a la tracción, T_n , queda definida según:

$$T_u \leq \phi T_n$$

$$T_n = F_y * A_g$$

$$\frac{T_u}{\phi T_n} \leq 1$$

Donde:

A_g = área neta de la sección (sin reducir)

F_y = Tensión de fluencia.

$$\phi_t=0.90^4$$

2.5.2.2 Diseño de miembros sometidos a flexión

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_f M_{nx}} \leq 1$$

Donde:

S_{ex} =Módulo elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o traccionada a F_y .

F_y = Tensión de fluencia de cálculo.

$\phi=0.95$ para secciones con alas comprimidas rigidizadas.

⁴ American Iron and Steel Institute, *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Member*, 2016.^a ed., 1st printing october, 37.

$\phi=0.90$ para secciones con alas comprimidas no rigidizadas.⁵

2.5.2.3 Diseño de miembros sometidos a compresión.

Esta sección se basa en el mismo modo de falla que AISC 360, fundado de acuerdo con el esfuerzo crítico de pandeo. Se exige que la esbeltez, de los miembros estructurales no supere el valor de 200, según:

$$\lambda = \frac{KL}{r_x} \leq 200$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud no arriostrada del elemento estructural.

r_x : Radio de giro de la sección total no reducida.

La resistencia axial nominal se obtiene de la siguiente ecuación:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$
$$P_n = F_n * A_e$$

Donde:

A_e : Área efectiva de la sección a tensión F_n

F_n : Se determina de la siguiente manera

$$F_n = 0.658^{\lambda^2} * F_y \quad \text{si } \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_n = \frac{0.877}{\lambda^2} * F_y \quad \text{si } \lambda_c > 1.5$$

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

⁵ American Iron and Steel Institute, 45.

Fe: La menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y torsional flexional de acuerdo con las secciones C4.1 a C4.3 de AISI S100.⁶

2.5.2.3.1 Concepto Ancho efectivo.

Los anchos efectivos, b , de elementos uniformes comprimidos, se determinarán a partir de las siguientes consideraciones:

$$\rho = \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

Donde:

λ = Factor de esbeltez

ρ = Factor de reducción.

t = Espesor de los elementos atiesados uniformemente comprimidos.

w = Longitud medida sin curvas.

E = Modulo de elasticidad⁷

2.5.2.3.2 Secciones no sometidas a pandeo torsional ni pandeo flexo torsional.

En el caso de secciones con simetría doble, secciones cerradas y cualquier otra sección donde se demuestre que la misma no está sujeta a pandeo torsional ni a pandeo flexo-torsional, la tensión de pandeo flexional elástico F_e se determinará de la siguiente manera:⁸

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Donde:

E : módulo elástico.

⁶ American Iron and Steel Institute, 38.

⁷ American Iron and Steel Institute, app. 1.

⁸ American Iron and Steel Institute, 39.

2.5.2.3.3 Secciones con simetría doble o simetría simple sometidas a pandeo torsional o flexo-torsional

Para las secciones con simetría simple sometidas a pandeo flexo-torsional, F_e se debe tomar como el menor valor entre F_e calculada.

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right]$$

Donde:

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} * \left(GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right)$$

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

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2$$

A: Superficie total de la sección transversal. (cm²)

G: Módulo de elasticidad transversal. (MPa)

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \mu)}$$

J: Constante de torsión de St. Venant de la sección transversal (cm⁴)

C_w: Constante de alabeo torsional de la sección transversal. (cm⁶)

r_o: Radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto al centro de corte (cm)

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + X_o^2}$$

X_o: Distancia entre el centro de corte y el baricentro a lo largo del eje principal x, considerada negativa.

r_x, r_y= Radios de giro de la sección bruta respecto de los ejes principales. (cm)

K_x, K_y, K_t = Factores de longitud efectiva para flexión alrededor de los ejes x e y, y para torsión.

L_x, L_y, L_t = Longitud no arriostrada del miembro comprimido para flexión alrededor de los ejes x e y, y para torsión (cm)

2.5.2.4 Esfuerzos combinados.

2.5.2.4.1 Barras sometidas a flexión y compresión.

Además de satisfacer las condiciones de carga individuales, y diseñar en base a la más exigente, se debe verificar la condición de esfuerzos combinados, donde entre ellos puede condicionar una situación aún más desfavorable. Se verá el caso de interacción de compresión y flexión según el método LRFD, ampliamente utilizado en verificación de columnas.

Las resistencias requeridas P_u, M_{ux}, M_{uy} deben satisfacer:

$$\frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_f M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_f M_{ny} \alpha_y} + \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_f M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_f M_{ny}} + \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1$$

Cuando $P_u/\phi_c P_n \leq 0,15$ en vez de las dos ecuaciones anteriores se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_f M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_f M_{ny}} + \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1$$

P_u = Resistencia a la compresión axial requerida.

M_{ux}, M_{uy} = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva determinada sólo para la resistencia a la compresión axial requerida.

P_n = Resistencia axial nominal a compresión.

P_{no} = Resistencia axial nominal con $F_n = F_y$.

M_{nx}, M_{ny} = Resistencias flexionales nominales respecto a los ejes baricéntricos.⁹

⁹ American Iron and Steel Institute, 69.

2.5.2.5 Losa reticular o bidireccional

2.5.2.5.1 Límites de diseño

- Ancho de las nervaduras¹⁰

$$bf \geq 100 \text{ mm}$$

- Espaciamiento libre entre nervaduras.¹¹

$$S_{max} \geq 750 \text{ mm}$$

- Espesor de la capa de compresión según normativa.¹²

$$h_f \geq \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ \frac{1}{12} \text{ de la distancia libre entre nervios} \end{cases}$$

- Ancho del nervio.

$$b_w \geq \frac{h_{LR}}{3.5}$$

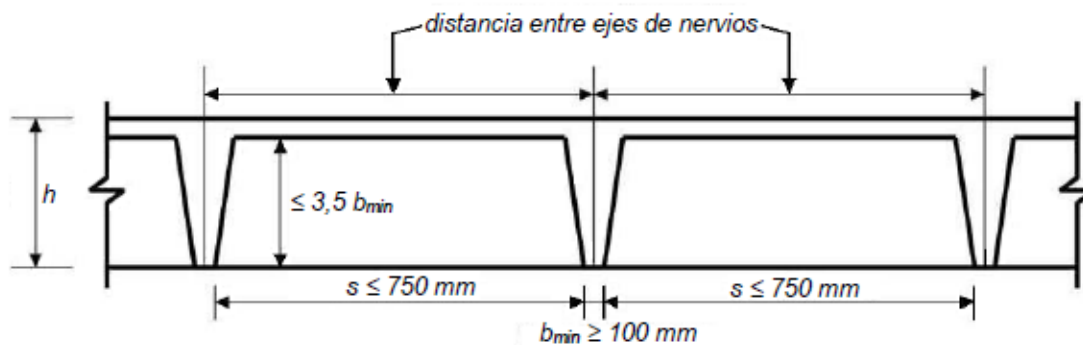


Figura 2.5 Limitaciones dimensionales para losas nervadas

Fuente: NB 1225001-artículo 8.8.1

¹⁰ IBNORCA, NB 1225001: Norma Boliviana del Hormigón Estructural, cap. 8.8.1.2.

¹¹ IBNORCA, cap. 8.8.1.4.

¹² IBNORCA, cap. 8.8.2.1.1.

2.5.2.5.3 Armadura de reparto o temperatura de la losa reticular.

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:	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y}$
			0,0014

Tabla 2.6 Cuantías mínimas de armadura corrugada de retracción y temperatura

Fuente: NB 1225001-artículo 24.4.3.2

- El espaciamiento de la armadura corrugada de retracción y temperatura no debe exceder el menor de 5h y 450 mm (NB1225001-artículo 24.4.3.3)

2.5.3 Estructura de Sustentación de la edificación.

2.5.3.1 Diseño de vigas

2.5.3.1.1 Predimensionamiento de vigas

- Predimensionamiento según Antonio blanco Blasco

$$h = \frac{l}{10} \text{ ó } h = \frac{l}{12}$$

- Según normativa el Predimensionado de vigas es el siguiente

Para las vigas no pretensadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga, h, no debe ser menor que los límites dados en la Tabla:

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Tabla 2.11 Altura mínima de vigas no pretensadas.

Fuente: NB 1225001-artículo 9.3.1.1

$$h_{min} \geq \frac{l}{18.5} * \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$h_{min} \geq h_{adoptada} \rightarrow \text{No se verifican flechas}$$

Donde:

L=Es la longitud de eje a eje

2.5.3.1.2 Límites de refuerzo.

2.5.3.1.2.1 Acero mínimo.

Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión A_{smin} en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.¹³

$$A_{smin} = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{4 f_y} * b * d \quad (MPa)$$

Si la A_s colocada en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que la A_s requerida por el análisis, no es necesario cumplir con la anterior ecuación (NB 1225001-artículo 9.6.1.3)

$$A_{smin} = \frac{4}{3} * A_s$$

¹³ IBNORCA, cap. 9.6.1.

2.5.3.1.3 Sección simplemente armada.

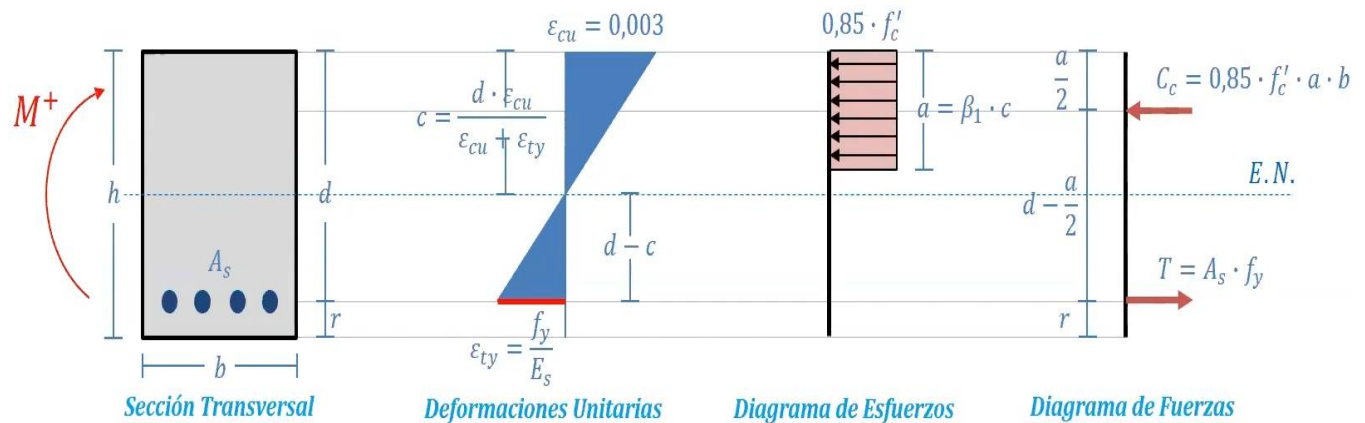


Figura 2.7 Distribución rectangular equivalente de los esfuerzos en el hormigón.

Fuente: Apuntes Hormigón Armado M.sc Ing. Luis Miguel Martínez

Nomenclatura:

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

b_w = Ancho del alma.

c = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

d = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo.

E_s = Módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural.

ϵ_{cu} = máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

ϵ_{ty} = Valor de la deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, usado para definir una sección controlada por compresión.

ϵ_t = Deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal.

β_1 = Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

A_s =Área de refuerzo longitudinal no preesforzados a tracción.

C_c = Fuerza de compresión.

T = Fuerza de tracción.

Φ = Factor de reducción de resistencia.

ρ = Cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w * d$

M_n = Momento nominal.

2.5.3.1.4 Ecuaciones de cálculo para el diseño por flexión.

De la resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad F = A * \sigma$$

$$F_{Hormigon} = A_{Hormigon} * \sigma_{Hormigon} = (a * b_w) * (0.85 * f'c) = C_c$$

$$F_{acero} = A_{acero} * \sigma_{acero} = A_s * f_y = T$$

Fuerza resultante a compresión del hormigón:

$$C_c = 0.85 * f'c * a * b_w$$

Fuerza resultante a tracción del acero de refuerzo:

$$T = A_s * f_y$$

Equilibrio de fuerzas internas.

$$T = C_c$$

$$A_s f_y = 0.85 f'c a b$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} \quad Ec. .1$$

Peralte del bloque de esfuerzos:

$$a = \beta_1 c$$

f'_c (MPa)	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 30$	0,85	(a)
$30 < f'_c < 60$	$0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 28}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$ MPa	0,65	(c)

Tabla 2.12 Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.

Fuente: NB 1225001-artículo 22.2.2.4.3

Momento resistente nominal o teórico.

$$M_n = T \cdot \text{brazo} \quad \text{ó} \quad M_n = C_c \cdot \text{brazo}$$

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{ó} \quad M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad Ec \dots 2$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{ó} \quad M_n = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Principio de diseño.

$$\phi M_n \geq M_u$$

Momento resistente real o de diseño.

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{ó} \quad \phi M_n = \phi \cdot 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad Ec \dots 2$$

Podemos decir que:

$$M_u = \phi M_n \quad M_u = \phi \cdot A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad Ec \dots 3$$

Reemplazando 1 en 3 se tiene:

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

$$M_u = \phi \cdot A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \right) \quad Ec \dots 5$$

Despejando A_s de la Ec..5 se tiene:

Área de refuerzo longitudinal a tracción.

$$A_s = 0.85 b d \frac{f' c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi 0.85 f' c b d^2}} \right) \quad Ec \dots 6$$

De la gráfica, realizando relaciones de las pendientes de los triángulos.

$$\frac{c}{\epsilon_{cu}} = \frac{d_t}{\epsilon_t + \epsilon_{cu}}$$

$$\frac{c}{d_t} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ty} + \epsilon_{cu}}$$

$$\frac{c}{d_t} = \frac{0.003}{0.005 + 0.003} \quad \text{si } f_y = 420 \text{ Mpa y } E_s = 2100000$$

$$\frac{c}{d_t} = \frac{3}{8}$$

$$c = \frac{3}{8} * d_t \quad Ec \dots 7$$

Del equilibrio de fuerzas despejando A_s :

$$T = C_c$$

$$A_s f_y = 0.85 f' c a b$$

$$A_s = \frac{0.85 f' c a b}{f_y} \quad Ec \dots 8$$

Del apartado NB 1225001-artículo 22.2.2.4.1 tenemos:

$$a = c \cdot \beta_1 \quad Ec \dots 9$$

Reemplazando 7 en 9

$$a = \left(\frac{3}{8} * d_t\right) \beta 1 \quad Ec. 10$$

Reemplazando 10 en 8 y haciendo $A_s = A_{s,max}$, se tiene:

$$A_{smax} = \frac{0.85 f'c \left(\frac{3}{8} * d_t\right) \beta 1 b}{f_y}$$

$$A_{smax} = \frac{3}{8} 0.85 \beta 1 \frac{f'c}{f_y} b d_t \quad Ec ... 11$$

Obtenemos la cuantía máxima:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad \text{ó} \quad \rho_{max} = \frac{A_{smax}}{b d}$$

$$\rho_{max} = \frac{3}{8} \frac{0.85 \beta 1 \frac{f'c}{f_y} b d_t}{b d}$$

$$\rho_{max} = \frac{3}{8} 0.85 \beta 1 \frac{f'c}{f_y}$$

2.5.3.1.5 Área máxima de fuerzo a flexión

$$A_{max} = \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006} \right) 0.85 \beta 1 \frac{f'c}{f_y} b d$$

2.5.3.1.6 Separación, Separación mínima y máxima entre varillas.

Se define la separación máxima para controlar la fisuración, intentan limitar el agrietamiento superficial a un ancho que es generalmente aceptada en la práctica pero que puede variar ampliamente dentro de una estructura dada.

- Separación provista o calculada.

$$s_{calculado} = \frac{b - 2 * r - nb * d_b}{nb - 1}$$

- Espaciamiento mínimo de la armadura. NB 1225001-artículo 25.2.1

$$s = \text{mayor de} \begin{cases} 25mm \\ d_b \\ \frac{4}{3}d_{agg} \end{cases}$$

Donde:

d_b =Diámetro del refuerzo longitudinal.

d_{agg} =Tamaño nominal máximo del agregado grueso.

- Espaciamiento máximo de la armadura. Debe cumplir NB 1225001-artículo 24.3.2 y la tabla 2.9

$$s_{max} = \min \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2.5 * C_c \\ 300 * \frac{280}{f_s} \end{cases}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio

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

C_c = Recubrimiento horizontal libre o geométrico de refuerzo

2.5.3.1.7 Determinación del Momento Nominal

$$a = \frac{A_{sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$M_n = \phi * A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

2.5.3.1.8 Separación para la zona de confinamiento.

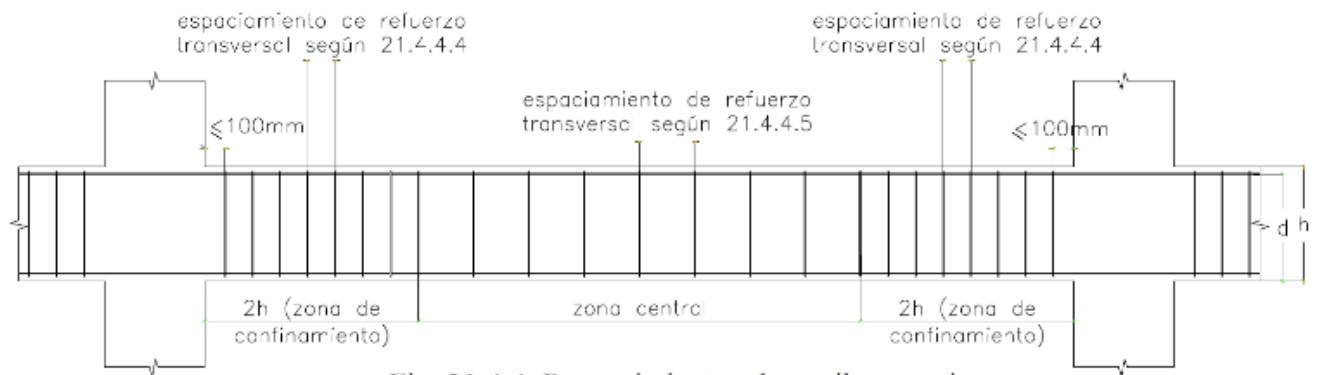


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Figura 2.8 Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

Fuente: N.T.E E.60 Concreto armado

2.5.3.4 Diseño por Torsión

Un momento de torsión o par torsor es aquel que tiende a hacer girar un miembro respecto a su eje longitudinal

La contribución del hormigón a la resistencia a torsión se ignora, de modo que no existe una reducción de la contribución del hormigón a la resistencia a cortante en los casos de torsión y cortantes combinados.

2.5.3.4.1 Diseño a torsión

Si $T_u < T_{ht}$ se permite despreciar los efectos de torsión y no es necesario cumplir con los requisitos de refuerzo mínimo transversal (9.7.6.3) y longitudinal para torsión. (9.7.5)

$$SI \rightarrow T_u < \phi T_{th} \therefore \text{"Ignorar la torsión"}$$

Si $T_u \geq T_{ht}$ se debe diseñar considerando la sollicitación de torsión.

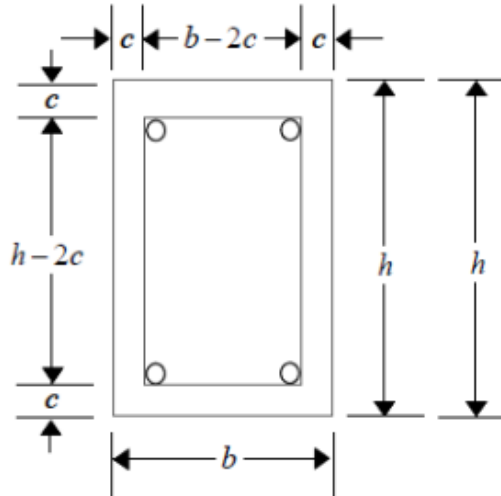


Figura 2.9 Esquema gráfico para determinar parámetros por torsión.

Fuente: Manual de diseño de Hormigón armado Etabs.

$$A_{CP} = b * h$$

$$A_{oh} = (b - 2c)(h - 2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

$$P_{CP} = 2h + 2b$$

$$P_h = 2(b - 2c) + 2(h - 2c)$$

$$A_g = b * h$$

Donde:

A_o =Área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante torsional.

A_{oh} =Área encerrada por el eje del refuerzo transversal.

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto.

P_{cp} = Perímetro exterior de la sección transversal de concreto.

P_h = Perímetro de la línea central del refuerzo transversal para torsión localizado más cerca del exterior de la sección.

T_{th} =Momento de umbral de torsión.

T_n =Resistencia nominal a torsión.

T_u = Torsión mayorada en la sección.

A_g = Área de hormigón excluyendo los huecos

2.5.3.4.2 Umbral de torsión.¹⁴

$$T_{th} = \frac{\lambda \sqrt{f'c} (A_{CP})^2}{12 P_{CP}} \sqrt{1 + \frac{3 f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'c}}} \quad (MPa)$$

2.5.3.4.3 Torsión de fisuración o torsor crítico.

$$T_{cr} = \frac{\lambda \sqrt{f'c} (A_{CP})^2}{12 P_{CP}} \sqrt{1 + \frac{3 N_u}{A_g \lambda \sqrt{f'c}}} \quad (MPa)$$

2.5.3.4.4 Cálculo de armadura para secciones que requieren refuerzo por torsión.

2.5.3.4.5 Verificación de la sección para torsión.

Al verificar las dimensiones de la sección, garantizamos que los esfuerzos torsionales y cortantes que se producen simultáneamente, no superen el esfuerzo máximo resistente de la sección.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7(A_{oh})^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b * d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'c}\right) \quad (MPa)$$

Si cumple la expresión “la sección es adecuada NB1225001-artículo 22.7.7.1 a)

2.5.3.4.6 Refuerzo por torsión requerido o calculado

a) Refuerzo transversal

$$si T_n = T_u$$

$$A_{t/s} = \frac{T_u}{\phi 2A_o f_{yt} \cot(\vartheta)}$$

¹⁴ IBNORCA, cap. 22.7.4.1.

Donde:

Φ =Ángulo de la grieta que se forma por torsión: ($30^\circ \leq \phi \leq 60^\circ$)

45° para miembros no preesforzados.

37.5° Para miembros preesforzados

A_t =Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento “s”

b) Refuerzo longitudinal

El refuerzo necesario para torsión debe ser agregado adicionalmente al necesario para el cortante, momento y fuerza axial que actúan en combinación con la torsión, Debe cumplirse con el requisito más restrictivo para el espaciamiento y la colocación.

$$A_l = \frac{T_u P_h}{\phi 2A_o f_{yt} \cot(\vartheta)}$$

2.5.3.4.7 Refuerzo mínimo por torsión.

Debe proporcionarse un área mínima de refuerzo para torsión en toda la zona don T_u supere el valor del umbral de torsión dado.

$$T_u \geq \phi T_{th}$$

a) Refuerzo transversal mínimo por torción.¹⁵

$$A_{t_{min}} = mayor \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c} b}{16 f_{yt}} \\ \frac{0.35 b}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

b) Refuerzo longitudinal mínimo.¹⁶

$$T_u > \phi T_{ch}$$

¹⁵ IBNORCA, cap. 9.6.4.

¹⁶ IBNORCA, cap. 9.6.4.3.

$$A_{l,min} = \frac{0.415 \sqrt{f'c} A_{CP}}{f_y} - (A_t) * \frac{P_h * f_{yt}}{f_y} \quad (MPa)$$

$$A_{l,min} = \frac{0.415 \sqrt{f'c} A_{CP}}{f_y} - \left(\frac{0.175 b}{s}\right) * \frac{P_h * f_{yt}}{f_y} \quad (MPa)$$

De ambas ecuaciones se escoge el menor valor

Donde:

A_t = Área de una rama de un estribo cerrado, estribo cerrado de confinamiento, o estribo que resiste torsión dentro de un espaciamiento “s”.

2.5.3.5 Armadura superficial para Vigas con $h >$ de piel. NB1225001-artículo 9.7.2.3

En vigas no pretensadas y en vigas pretensadas Clase C, con $h \geq 600$ mm, debe colocarse armadura superficial longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales de la viga dentro de una distancia $h/2$ medida desde la cara en tracción.¹⁷

En vigas relativamente altas debe colocarse alguna armadura longitudinal cerca de las caras verticales en la zona de tracción con el fin de controlar la fisuración en el alma,

No se especifica el diámetro de la armadura superficial; investigaciones han indicado que el espaciamiento, más que el tamaño de las barras, es de primordial importancia (Frosch 2002). Típicamente se colocan barras desde db 6 hasta db 16, o armadura electrosoldada de alambre con un área mínima de 200 mm² /m de altura.

¹⁷ IBNORCA, cap. 9.7.2.3.

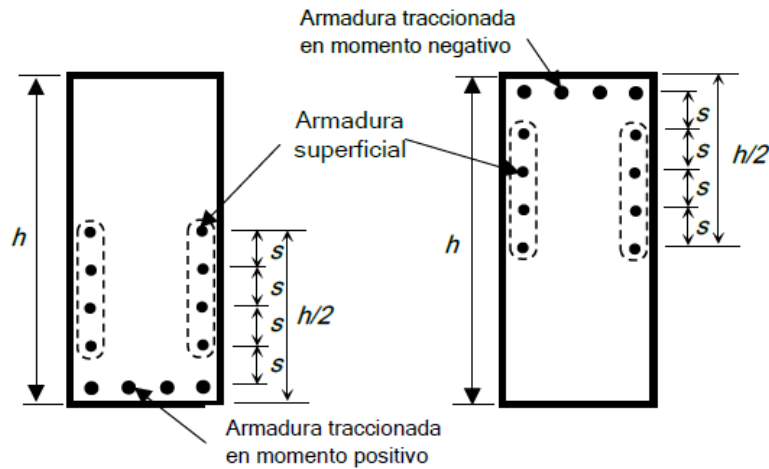


Figura 2.10 Armadura superficial para vigas con $h > 600 \text{ mm}$

Fuente: NB 1225001-artículo 9.7.2.3

2.5.3.6 Anclaje de barras corrugadas y alambres corrugados en tracción-Longitud de desarrollo.

2.5.3.6.1 Los valores permitidos de $f'c$ son de:¹⁸

$$\sqrt{f'c} \text{ no debe exceder } 8.3 \rightarrow f'c \leq 69 \text{ Mpa}$$

2.5.3.6.2 Ecuación formula general.¹⁹

$$l_d = \frac{9 * f_y * \Psi_t * \Psi_e * \Psi_s}{10 * \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} * d_b$$

$$\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right) \leq 2.5$$

Donde:

f_y =Esfuerzo de fluencia

Ψ_t = Factor que depende de la cantidad de acero desarrollado

$$\Psi_t = 1 \text{ si estoy debajo de los } 300 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1.3 \text{ si estoy por encima de los } 300 \text{ mm}$$

Ψ_e = Factor

¹⁸ IBNORCA, cap. 25.4.1.4.

¹⁹ IBNORCA, cap. 25.4.2.3.

$\Psi_e = 1.5$ = Cuando las barras tengan recubierta Epoxi y $\text{Recub} \leq 3d_b$

$\Psi_e = 1.2$ Cuando se tenga recubrimiento epoxico

$\Psi_e = 1$ sin epoxico

Ψ_e =Factor que toma en cuenta el diámetro del acero.

$\Psi_s = 1 \rightarrow \phi \geq 22 \text{ mm}$

$\Psi_s = 0.8 \rightarrow \phi \leq 19 \text{ mm}$

λ = Factor que depende del tipo de hormigón.

$\lambda = 1$ Hormigon normal

$\lambda = 0.75$ Hormigon alivianado

c_b = Distancia en milímetros.

Factor k_{tr}

$$k_{tr} = \frac{40 * A_{tr}}{s * n}$$

2.5.3.6.3 Longitud de desarrollo para momentos negativos.

Por lo menos un tercio de la armadura para resistir momento negativo en el apoyo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión de al menos el mayor de:²⁰

Escoger el mayor entre: $\left\{ \begin{array}{l} l_d \\ d \\ 12d_b \\ l_n/16 \end{array} \right\}$

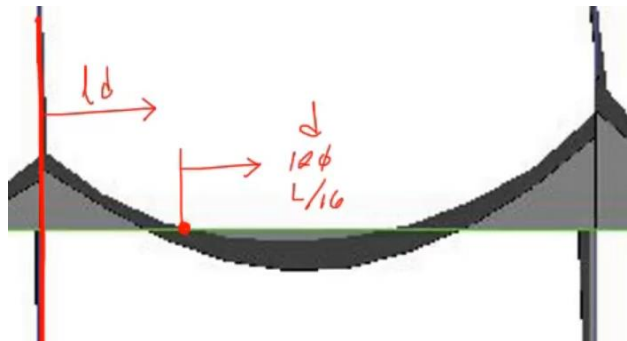


Figura 2.11 Longitud de anclaje para momentos negativos

Fuente: Ing. Marcelo pardo

²⁰ IBNORCA, cap. 9.7.3.8.1.

2.5.3.6.4 Longitud de desarrollo de gancho en vigas.

La longitud de anclaje, l_d , para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar debe ser la mayor de:²¹

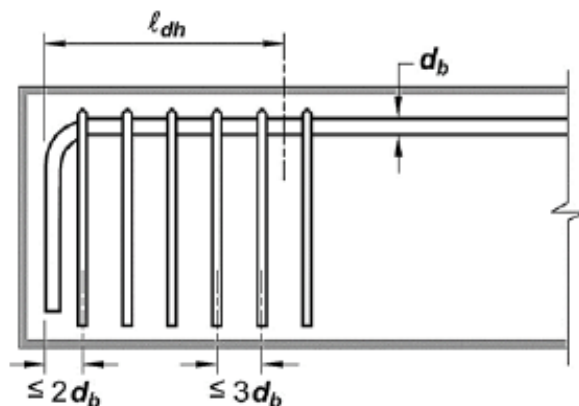


Figura 2.12 Longitud de desarrollo de gancho en Vigas.

Fuente: Elaboración Propia

a)

$$l_{dh} = \frac{0.24 * f_y * \Psi_c * \Psi_e * \Psi_r}{\lambda * \sqrt{f'_c}}$$

b)

$$l_{dh} = 8 * d_b$$

c)

$$l_{dh} = 150 \text{ mm}$$

Donde:

Ψ_c = Factor de recubrimiento

Ψ_e = Factor de refuerzo Transversal.

²¹ IBNORCA, cap. 25.4.3.1.

2.5.3.7 Columnas.

2.5.3.7.1 Introducción.

Las columnas transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de la estructura completa.²²

2.5.3.7.2 Resistencia axial o resistencia a flexión resistencia axial combinadas.

En la práctica no existen las columnas cargadas en forma axial perfecta, pero el análisis de tales miembros proporciona un punto de partida excelente para explicar la teoría del diseño de columnas reales con cargas excéntricas.

Según la normativa en la sección 22.4.2, debe calcularse de la siguiente manera.

$$P_n = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Donde:

P_n = Es la resistencia nominal o teórica a la carga axial con una excentricidad igual a cero.

f'_c =Resistencia característica del hormigón.

A_g = Área bruta de la sección transversal de la columna.

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal.

f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo.

Según la normativa la resistencia axial máxima debe calcularse en función de la siguiente tabla:

²² REYNALDO COLQUE ANDIA, *APOYO DIDÁCTICO EN LA ENSEÑANZA Y APRENDISAJE DE LA ASIGNATURA DE "HORMIGON ARMADO*, s. f.

Elemento	Armadura transversal	$P_{n,max}$	
No pretensado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0,80 P_0$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0,85 P_0$	(b)
Pretensado	Estribos	$0,80 P_0$	(c)
	Espirales	$0,85 P_0$	(d)
Columnas compuestas de acero y hormigón que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0,85 P_0$	(e)

Tabla 2.13 Resistencia axial máxima.

Fuente: NB 1225001-artículo- 22.4.2.1

Para nuestro caso de estudio nos corresponde:

$$P_n = 0.80 P_0$$

$$\phi P_n = 0.80 * 0.65 * (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

2.5.3.7.3 Condiciones de la Normativa para el diseño de Columnas.

Algunas de las limitaciones más importantes son las siguientes:

- **Armadura longitudinal mínima y máxima**

$$0.01 A_g \leq A'_s \leq 0.08 A_g^{23}$$

- **Número mínimo de barras longitudinales.**

3 varillas con estribos triangulares.

4 varillas con estribos rectangulares o circulares.

6 varillas con estribos en espiral.²⁴

- **Sección mínima y diámetro de armadura NB 10.3.1.1** La mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser $b \geq 200$ mm y el diámetro de

²³ IBNORCA, NB 1225001: Norma Boliviana del Hormigón Estructural, cap. 10.6.1.1.

²⁴ IBNORCA, cap. 10.7.3.1.

la armadura principal a utilizar debe ser $d_b \geq 12 \text{ mm}$. Repartido en la periferia y separado a no más de 30cm.²⁵

- **Espaciamiento de los estribos de las columnas²⁶**

$$S_{max} = \min \begin{cases} 12d_b \\ 36d_{be} \\ b_{min} \end{cases}$$

- **El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos:²⁷**

$$d_{be} \geq 6 \text{ mm}$$

$$d_{be} \geq 0.25 d_b$$

2.5.3.7.4 Verificación de la esbeltez.

2.5.3.7.4.1 Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos NB 1225001 artículo 6.2.5

$$\frac{klu}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

Donde $M1/M2$ es negativo si la columna está en curvatura simple y positivo si está en doble curva-tura.

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_v I_v}{L_v}}$$

²⁵ IBNORCA, cap. 10.3.1.1.

²⁶ IBNORCA, cap. 25.7.2.1.

²⁷ IBNORCA, cap. 25.7.2.2.

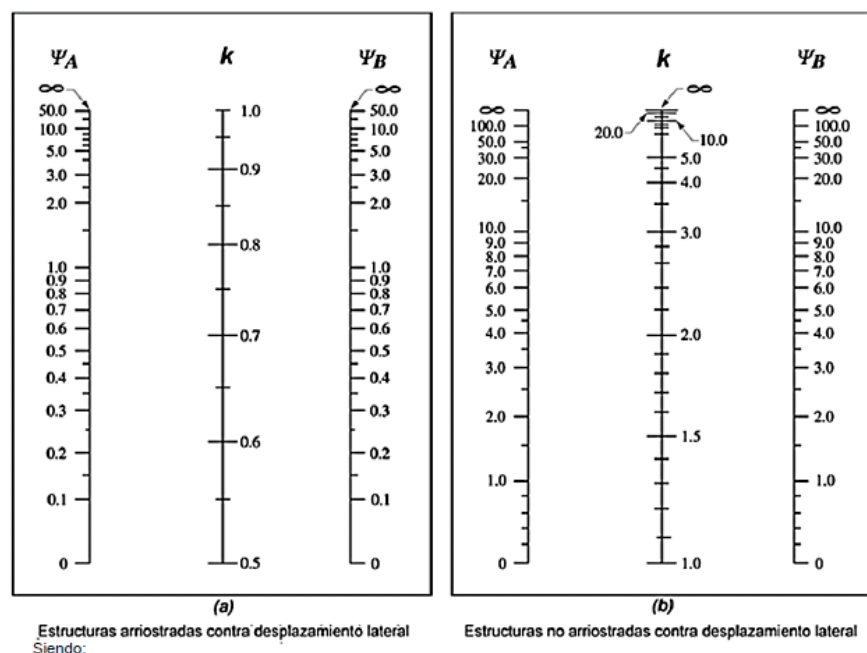


Figura 2.13 Nomograma de Jackson & Moreland

Fuente: NB 1225001-artículo 6.2.5

2.5.3.7.5 Diagrama interacción.

Representa el lugar geométrico de todos los valores de momento y carga axial que hacen fallar la columna. Cualquier combinación de cargas que quede dentro de la curva es satisfactoria, mientras que una combinación que caiga fuera de la curva representa una falla.²⁸

²⁸ Jack C. McCormac Russell H. Brown, «Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac Russell H. Brown 8Ed», s. f.

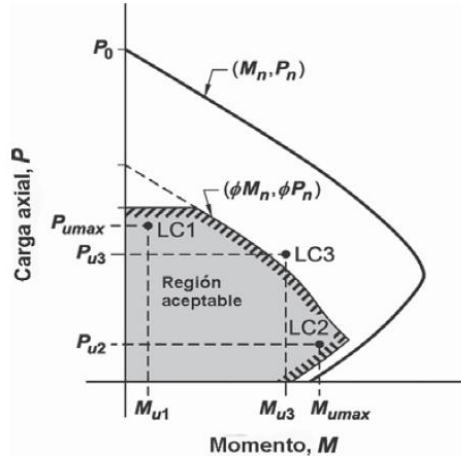


Figura 2.14 Diagrama interacción de columna según reglamento de norma

Fuente: NB--artículo 10.4.2.1

2.5.3.7.5.1 Procedimiento para elaborar el diagrama interacción.

Cálculo del acero total

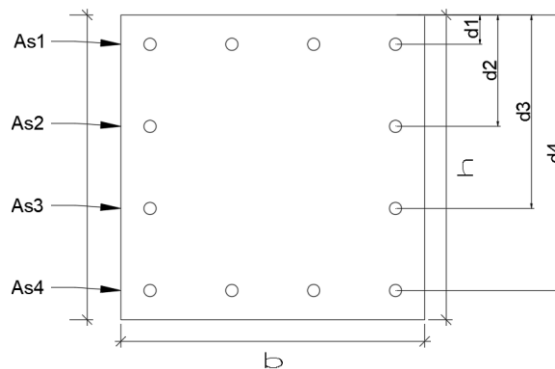


Figura 2.15 Sección transversal de columna para diagrama de interacción.

Fuente: Elaboración propia

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + A_{s4}$$

Centroide plástico.

La excentricidad de la carga de una columna es la distancia de la carga al centroide plástico de la columna. El centroide plástico representa la posición de la fuerza resultante producida por el acero y el concreto.

$$Y_{col.simetrica} = \frac{h}{2}$$

Diagrama deformaciones.

DIAGRAMA DEFORMACIONES

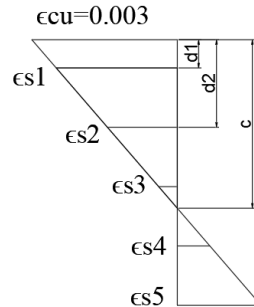


Figura 2.16 Diagrama deformaciones de columna para diagrama interacción

Fuente: Elaboración propia

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{c - d1} \quad \rightarrow \quad \epsilon_{si} = \left(\frac{c - di}{c} \right) * \epsilon_{cu}$$

Donde:

ϵ_{s1} = Deformación del acero en la capa 1

Diagrama de esfuerzos.

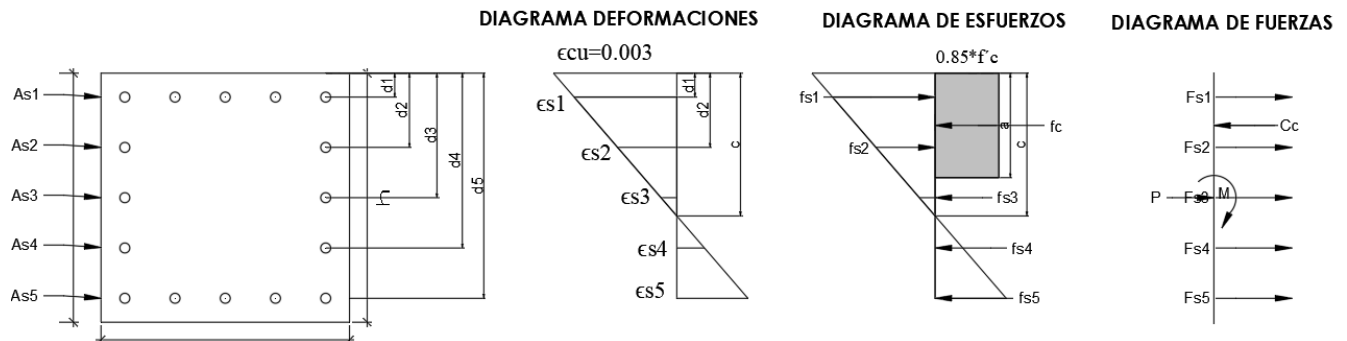


Figura 2.17 Diagrama interacción de columna según reglamento de norma

Fuente: Elaboración propia

De la ley de Hooke

$$\epsilon = \frac{\tau}{E} \quad \tau = \epsilon * E \quad fs = \epsilon s * Es$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad Fs = \sigma * A \quad Fs = fs * As$$

Del equilibrio estático.

$$\sum FH = 0$$

$$P = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4}$$

$$C_c = 0.85 * f'_c * c * b$$

$$P = 0.85 * f'_c * c * b + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4}$$

$$\sum M_P = 0$$

$$M = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + F_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) + F_{s3} \left(\frac{h}{2} - d_3 \right) + F_{s4} \left(\frac{h}{2} - d_4 \right)$$

Donde:

ϵ =Deformación

t = Esfuerzo

E =Módulo de elasticidad

P =Carga axial de compresión.

M =momento

Compresión pura

$$A_g = b * h$$

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

Tracción pura.

$$T_o = -A_{st} * f_y$$

Punto de Falla Balanceada.

Las barras más alejadas del borde en compresión inician su fluencia en tracción $\alpha_1 = -1$,

$\epsilon_{ultimo} = \epsilon_y$

$$c_j = \left(\frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{ty}} \right) * \epsilon_{ultimo}$$

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

$c > c_j$: Falla frágil ; $c < c_j$: Falla Dúctil

Cálculo de “a”

$$a = \beta_1 * c_b$$

Determinación de la deformación del acero en todas las capas

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{c - d1}{c} \right) * 0.003$$

Si ε_i (+) compresión; Si ε_i (-) Tracción

Determinación del esfuerzo del acero en todas las capas.

$$f_{si} = E_s * \varepsilon_{si} \leq f_y$$

$$f_{si} > f_y: f_s = f_y$$

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1}$$

Determinación de las fuerzas.

$$F_{si} = A_{si} * f_{si} \text{ (+)Compresion Y si (-)Tracción}$$

$$F_{si} = A_{s_i} * f_{si}$$

Cálculo de la carga y momento balanceada.

$$C_c = 0.85 \beta_1 * f'_c * c_b * \text{base}$$

$$P = 0.85 * f'_c * c_b * \text{base} + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4}$$

$$M = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d1 \right) + F_{s2} \left(\frac{h}{2} - d2 \right) + F_{s3} \left(\frac{h}{2} - d3 \right) + F_{s4} \left(\frac{h}{2} - d4 \right)$$

Carga de transición.

$$P_{tran} = 0.1 * f'_c * A_g$$

2.5.3.7.6 Armadura transversal para columnas

Cálculo de V_c para miembros no preesforzados con compresión axial. NB artículo 22.5.6.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) b_w d$$

Donde:

N_u =Carga axial que llega a la columna, positivo para compresión.

Cálculo de la Armadura mínima para cortante en columnas.

$$A_{v,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 * \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \\ 3.5 * \frac{b_w s}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

2.5.4 Estructura complementaria.

2.5.4.1 Diseño de escaleras.

Las escaleras son elementos estructurales que conectan un nivel inferior con uno superior de una edificación.

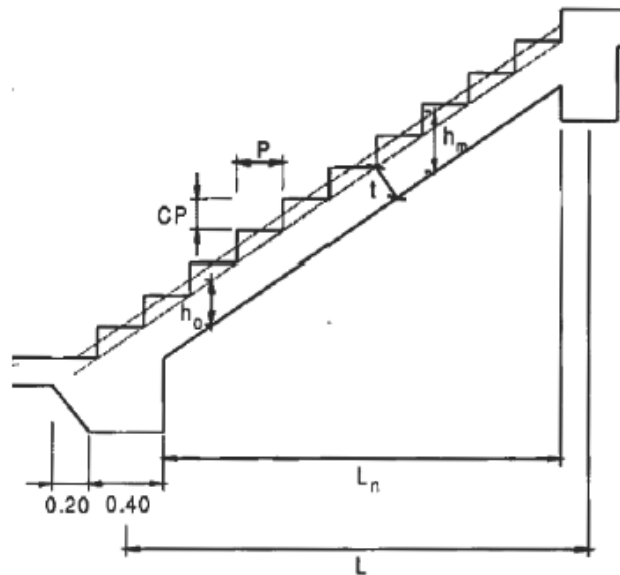


Figura 2.18 Parámetros de dimensionamiento

Fuente: Adscripción Hormigón Armado Umss.

2.5.4.1.2 Cargas en Escalera.

Carga muerta (D), una escalera común está conformado por peso propio de la losa, peso propio de los peldaños, contra piso, peso del piso, instalaciones sanitarias y eléctricas, y el peso de las barandas y pasamanos.

Carga viva (L), la carga viva se determina según la utilización de la estructura, las cargas vivas están definidas en el código NB 1225002.

2.5.4.1.3. Dimensionamiento geométrico.

Para dimensionar una escalera se debe considerar factores como la luz de la escalera, altura de entrepiso, número de peldaños, cada peldaño está compuesto por huella y contrahuella.

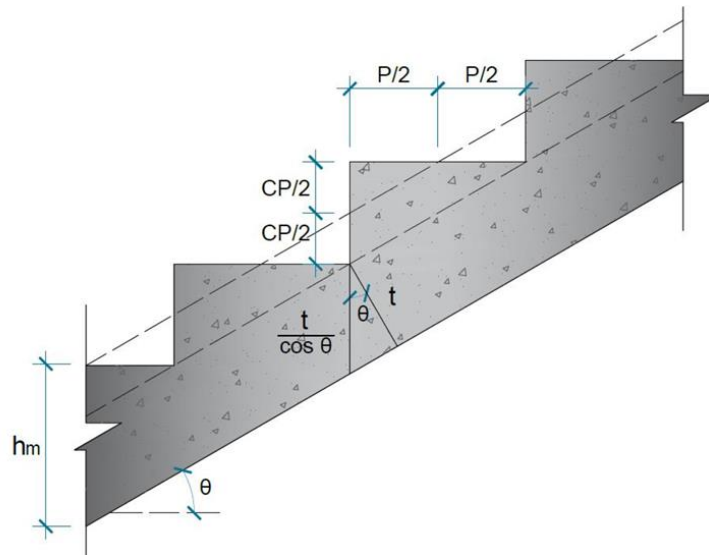


Figura 2.19 Parámetros de dimensionamiento

Fuente: Adscripción Hormigón Armado Umss.

- Contrahuella “CP”.

$$CP = \frac{H}{\#Gradas}$$

- Espesor de la losa.

$$\frac{Ln}{25} \leq t \frac{Ln}{20}$$

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{(P^2 + CP^2)}}$$

$$hm = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{CP}{2}$$

2.5.4.1.4. Dimensionamiento estructural.

El análisis y diseño estructural tanto a flexión y compresión serán igual al diseño de una losa maciza, descrito anteriormente

2.5.5 Fundaciones.

2.5.5.1 Introducción Zapatas de fundación.

Las zapatas de fundación, son elementos estructurales de hormigón armado, que sirven para transmitir las cargas de las columnas de la edificación al suelo, de tal manera que la capacidad de resistencia del suelo las soporte.

2.5.5.2 Efectos de Cargas Excéntricas.

La presión del suelo para zapatas excéntricas está expresada por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{\text{Área}} \mp \frac{M}{I} * x$$

Donde:

$$\text{Área} = A * L$$

P= carga de servicio

e= Excentricidad.

$$I = B * A^3 / 12; x = \pm A / 2$$

$$q = \frac{P}{A * L} * \left(1 \mp \frac{6 * e}{A} \right) \text{Ecuación general}$$

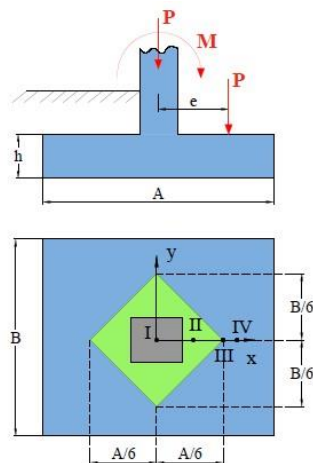


Figura 2.23 Casos de excentricidad.

Fuente: Adscripción Fundaciones I Umss

Caso II Cuando $e < A/6$

En este caso la excentricidad cae dentro del núcleo central, donde el esfuerzo de compresión es mayor que el esfuerzo de flexión. (Figura 2.24).

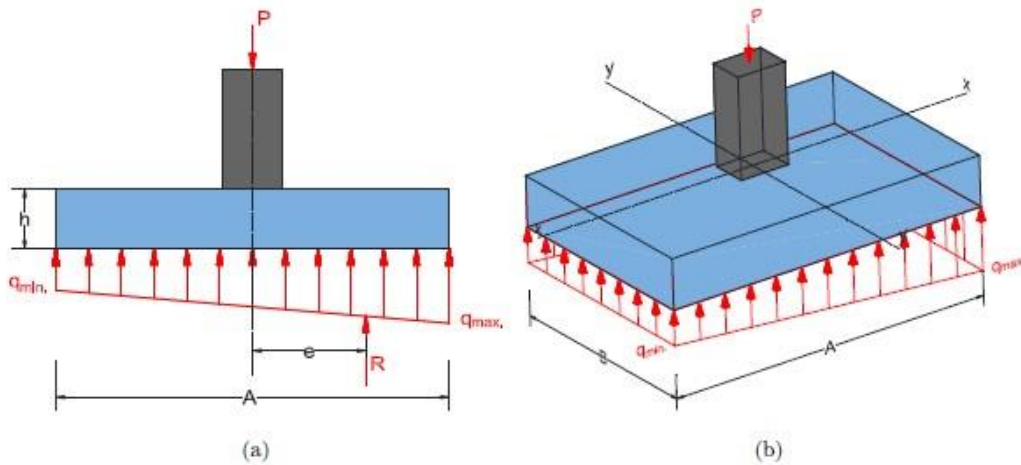


Figura 2.24 Caso II excentricidad de zapatas Fuente: Adscripción Fundaciones

I Umss.

Las presiones del suelo serán:

$$q_{max} = \frac{P}{A * L} * \left(1 + \frac{6 * e}{A}\right)$$

$$q_{min} = \frac{P}{A * L} * \left(1 - \frac{6 * e}{A}\right)$$

$$q_{max} < \sigma_{adm}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

Donde:

e=Excentricidad.

M=Momento en la dirección x o y.

P= Carga axial de servicio.

2.5.5.3 Diseño de zapata aislada

2.5.5.3.1 Dimensionamiento en planta.

Se procede a estimar el área de la zapata en función de la capacidad admisible de carga del suelo y de la carga de servicio.²⁹

$$A_{req} = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

Donde:

P=carga de servicio

Área= área requerida de la zapata aislada.

σ_{adm} = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

- Capacidad de carga última

$$q_u = \frac{P_u}{B * L}$$

P_u = Carga mayorada que debe ser resistida por la zapata.

2.5.5.3.2 Dimensionamiento en elevación

Se estima el canto útil “d” de la zapata en función a las verificaciones de corte por punzonamiento y corte por flexión o se puede calcular un canto útil mínimo.

La altura total de la fundación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva de la armadura inferior sea al menor 150mm³⁰

2.5.5.3.3 Verificación a corte por punzonamiento.

Una columna apoyada en una zapata produce el efecto de punzonamiento a causa de los esfuerzos cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna, efecto por el que la zapata se somete a una compresión vertical. Si este esfuerzo es muy grande la zapata tiende a fallar por corte.

²⁹ BELTRAN LUIZAGA y GÓNGORA CÁCERES.

³⁰ IBNORCA, NB 1225001: Norma Boliviana del Hormigón Estructural, cap. 13.3.1.2.

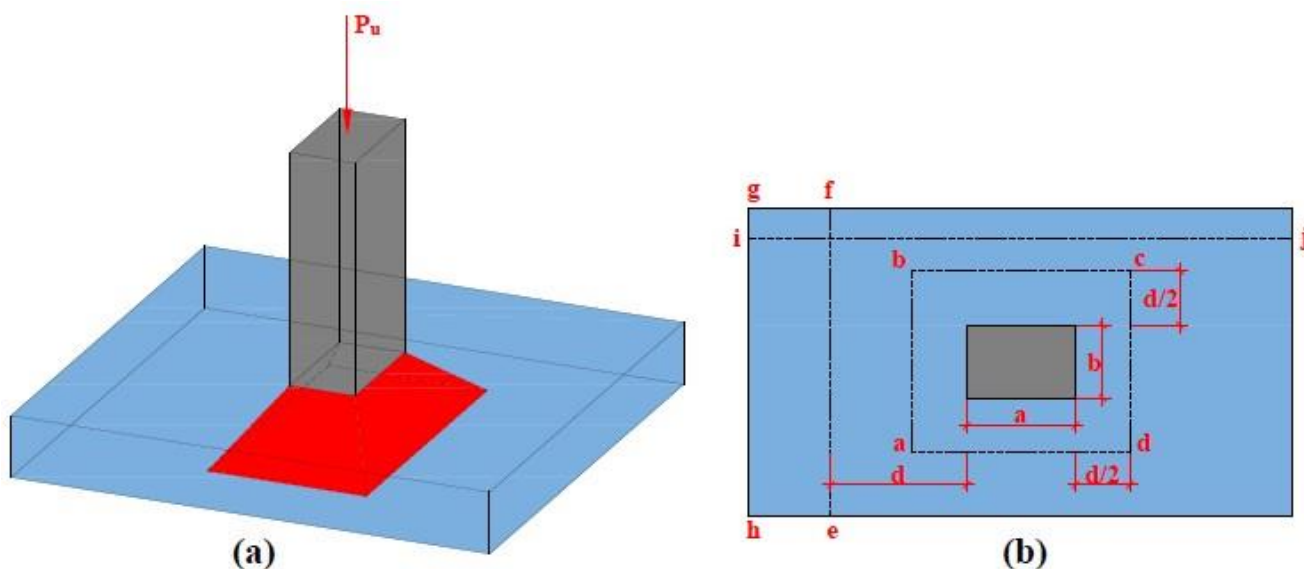


Figura 2.25 a) falla de corte por punzonamiento b) secciones críticas por cortante

Fuente Adscripción Fundaciones I Umss.

Este esfuerzo de corte puede ser determinado con la siguiente ecuación:

$$V_u = \frac{q_u * (L * B - A_o)}{\phi_c * b_o * d}$$

$$A_o = (a + d) * (b + d)$$

$$b_o = 2 * (a + b + 2 * d)$$

Donde:

V_u = Tensión cortante actuante en la zapata.

A_o = Área de la sección crítica para cortante “abcd”

b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante.

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

d =Canto útil.

$\phi_c=0.75$, factor de reducción a cortante.

El reglamento NB 1225001 (establece que la tensión admisible de corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$V_{c1} = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_1}\right) * b_o * d$$

$$V_{c2} = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * b_o * d$$

$$V_{c3} = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{3} * b_o * d$$

Donde:

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$\alpha_s = 20$, para cargas aplicadas en la esquina de una zapata.

$\alpha_s = 30$, para cargas aplicadas en el borde de una zapata.

$\alpha_s = 40$, para cargas aplicadas al centro de una zapata.

V_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

5.5.3.4 Verificación a corte por flexión.

El corte por flexión puede ocurrir en una sección ubicada a una distancia d de la cara de la columna, como en las vigas y losas unidireccionales. Según el reglamento NB 1225001 la tensión cortante está determinada por la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.11\lambda \sqrt{f'c}$$

$$V_u \leq V_c$$

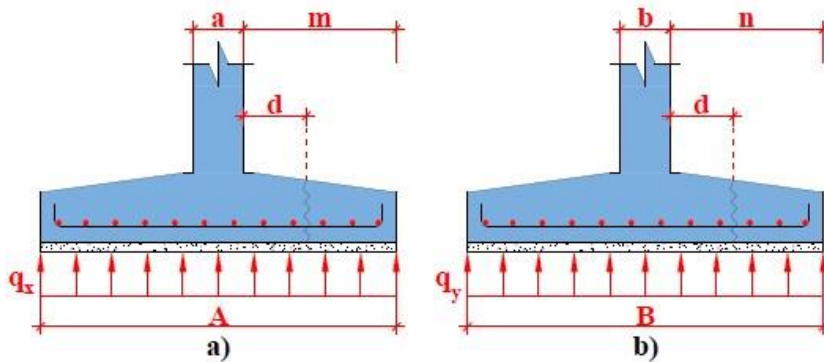


Figura 2.26 Falla a cortante por flexión (a) para el eje “x”, b) para el eje “y”.

Fuente: Adscripción Fundaciones I Umss.

Para el Eje “ x ”	Para el Eje “ y ”
$m = \frac{A-a}{2}$	$m = \frac{B-b}{2}$
$q_x = q_u \cdot B ; q_x = \frac{P_u}{A}$	$q_y = q_u \cdot A ; q_y = \frac{P_u}{B}$
$v_x = q_x \cdot (m - d)$	$v_y = q_y \cdot (n - d)$
$M_y = q_x \frac{m^2}{2}$	$M_x = q_y \frac{n^2}{2}$
$\Rightarrow v_u = \frac{v_x}{\phi \cdot B \cdot d}$	$\Rightarrow v_u = \frac{v_y}{\phi \cdot A \cdot d}$

Figura 2.27 Ecuaciones para la verificación a cortante por flexión

Fuente: Adscripción Fundaciones I Umss

Donde:

L,b= largo y ancho de la zapata.

a,b= Larga y ancho de la columna respectivamente.

qx,qy= Presión última por unidad de longitud en la dirección “x” e “y”.

vx,vy= Esfuerzo cortante en la dirección “x” e “y”.

vu= Tensión cortante actuante en la zapata.

2.5.5.3.6. Cálculo del refuerzo de acero por flexión.

$$A_s = 0.85 B d \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_y}{\phi 0.85 f'_c B d^2}} \right)$$

$$A_{min} \geq \begin{cases} \frac{0.0018 * 420 * B * h}{f_y} \\ 0.0014 * B * h \end{cases}$$

2.5.5.3.5. Adherencia y desarrollo en barras.

Las secciones críticas para verificar la longitud de desarrollo de las barras de refuerzo son las mismas que para los momentos de flexión como se muestra

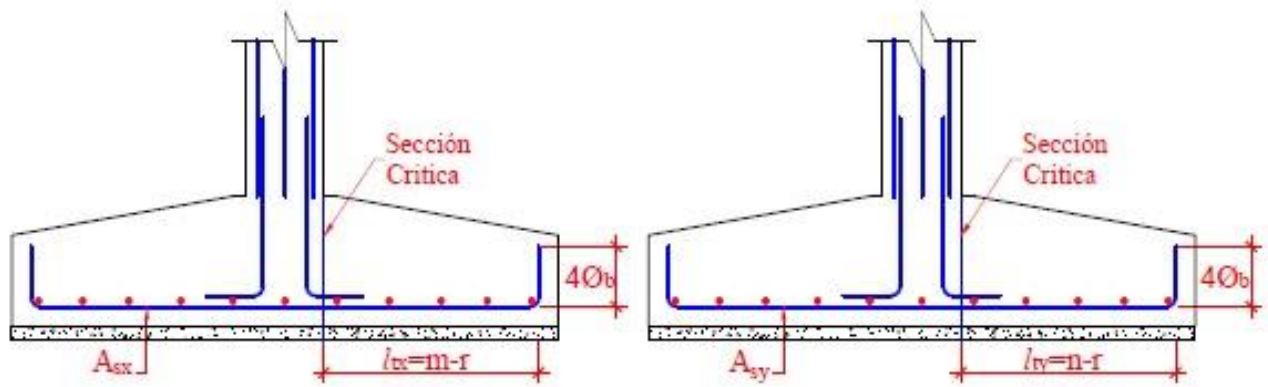


Figura 2.28 Longitud de desarrollo en barras.

Fuente: Adscripción Fundaciones I Umss.

$$l_{tx} = m - r \geq l_d$$

$$l_{ty} = m - r \geq l_d$$

$$l_d = \frac{0.24 * f_y * \psi_e * \psi_c * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f_c}} * d_b$$

CAPÍTULO III

3.INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1 Análisis de la Topografía.

El levantamiento efectuado corresponde a un levantamiento topográfico planialtimétrico, el cual tiene como finalidad determinar con precisión tanto la planimetría (posición en planta) como la altimetría (niveles o cotas) del terreno. Este tipo de levantamiento permite obtener una representación detallada de la superficie del área de estudio, siendo fundamental para el desarrollo del diseño arquitectónico y estructural del proyecto.

Para su ejecución se empleó una estación total, equipo que posibilita la medición precisa de distancias, ángulos y diferencias de nivel entre puntos. Con los datos obtenidos se elaboró el plano topográfico correspondiente, el cual sirvió como base para el diseño.

El terreno presenta una topografía regular, sin desniveles significativos, siendo apto para la construcción.

A continuación, se presenta una imagen que demuestra la planicie del terreno

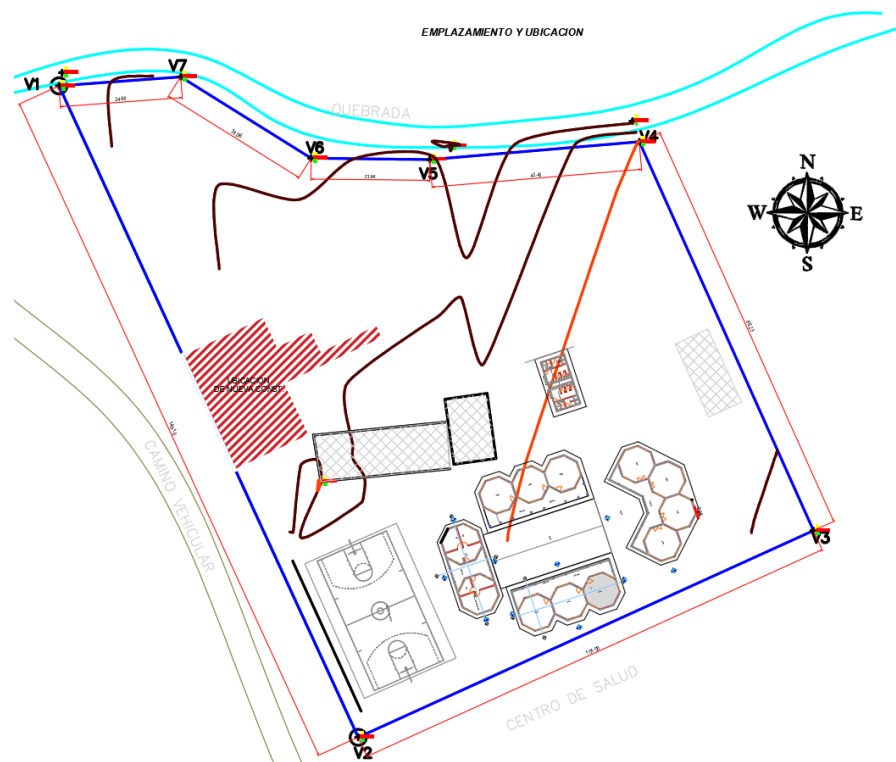


Figura 3.1 Levantamiento topográfico

Fuente: Elaboración propia

3.2 Análisis del Estudio de Suelos.

El estudio de suelos realizado para el proyecto determinó una capacidad portante admisible de 1,94 kg/cm² obtenida mediante el ensayo SPT a una profundidad de 4,00 metros. Este valor corresponde a una capacidad portante media, lo que indica que el terreno presenta condiciones adecuadas para la cimentación de estructuras mediante zapatas, siempre que se respeten los criterios de diseño y verificación de asentamientos establecidos en normativas.

Según las características del suelo sugieren la presencia predominante de materiales granulares, principalmente arenas con pequeñas proporciones de arcillas y limos, lo que proporciona una resistencia suficiente para transmitir las cargas estructurales al terreno de fundación.

En base a estos resultados, se considera viable el uso de zapatas aisladas como sistema de fundación para la estructura proyectada, verificando en el proceso de diseño que las presiones transmitidas al suelo no superen la capacidad portante admisible y que los asentamientos se mantengan dentro de los límites aceptables.

Para realizar un análisis más detallado del estudio de suelos se revisa el ANEXO 7

3.3 Análisis del diseño Arquitectónico.

El proyecto incluye aulas, baterías de baños, rampas de acceso al segundo nivel y escaleras, cumpliendo con las disposiciones de accesibilidad y circulación vertical. La disposición de los espacios permite un flujo eficiente de estudiantes y personal, optimizando la operatividad del establecimiento.

La edificación presenta una configuración rectangular y simétrica, facilitando la distribución de los ambientes y la integración de áreas complementarias. Asimismo, el diseño considera áreas externas de circulación y acceso, garantizando el correcto funcionamiento y seguridad dentro del predio.

3.4 Planteamiento Estructural.

Se idealiza una estructura a porticada de hormigón armado que contiene columnas, vigas, losas reticulares, losas macizas, escaleras, juntas de dilatación y zapatas aisladas, además de la cubierta metálica.

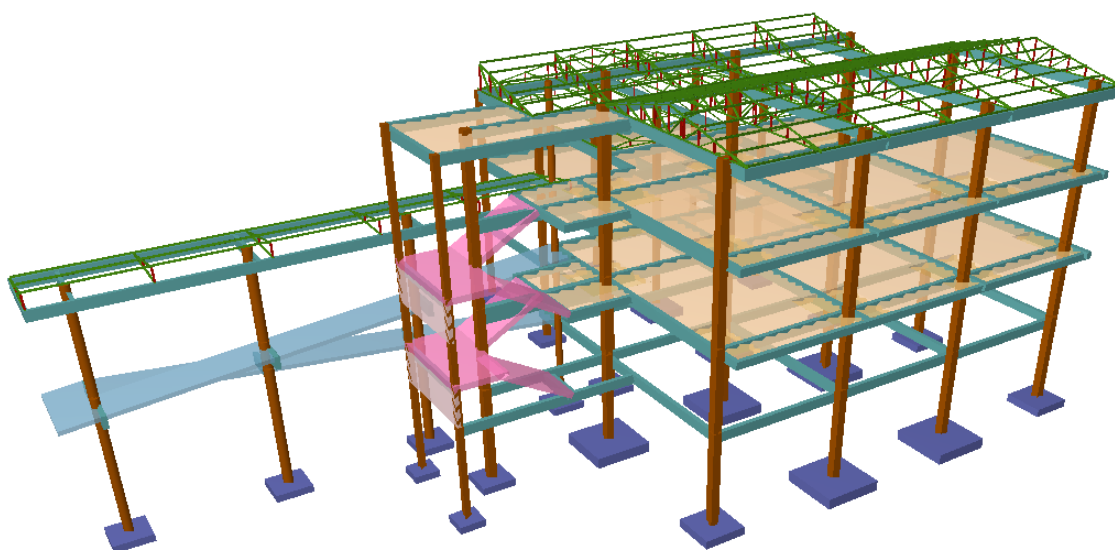


Figura 3.2 Planteamiento estructural

Fuente: Elaboración propia

3.4.1 Estructura de Cubierta.

3.4.1.1 Análisis de cargas

El análisis de cargas para la cubierta metálica, losas reticulares y losa maciza se detalla en el Anexo 1

El diseño estructural, con un periodo de vida útil de 50 años, considera las condiciones climáticas de Tarija, donde los colapsos se asocian principalmente a viento, complementado con granizo moderado. Las cargas se aplicaron siguiendo las recomendaciones de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia, asegurando seguridad y durabilidad de la edificación.

El análisis detallado de cargas se presenta en el Anexo 1

RESUMEN DEL ANALISIS LAS CARGAS EN LA CUBIERTA	
Carga viva	0,755 kN/m ²
Carga de granizo	0,618 kN/m ²
Carga de nieve	0,883 kN/m ²
Presión del viento	0,324 kN/m ²
Barlovento	0,178 kN/m ²
Sotavento	-0,344 kN/m ²

3.4.1.2 Diseño de la estructura de Cubierta

3.4.1.2.1 Diseño de correas-Diseño a Flexo-Compresión

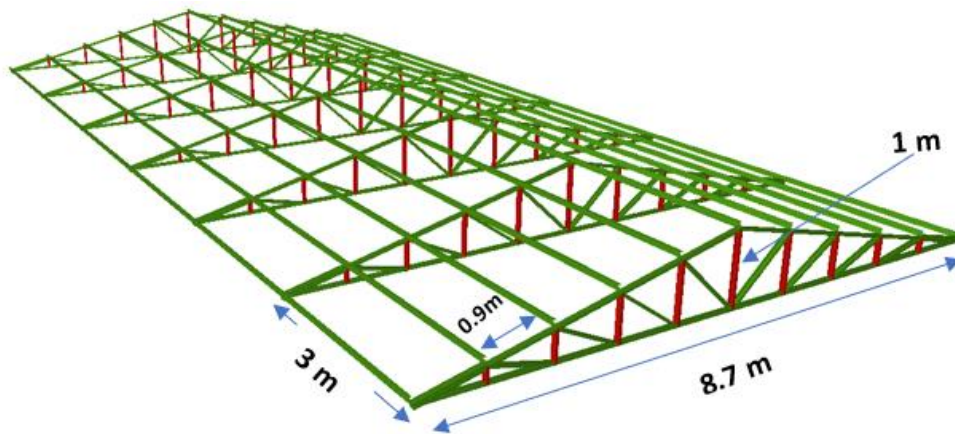


Figura 3.3 vista frontal de la cercha de la cubierta

Fuente: Elaboración propia

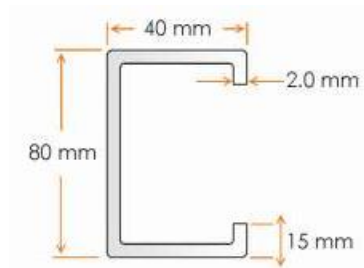


Figura 3.3 Sección transversal de la correa

Fuente: Elaboración propia

Asignando Perfil CA 80X40X15X2 Barra N112/130 A36			
Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga	$M_{Fx}=$	0,99	kN*m
Resistencia del acero:	$F_y=$	25	kN/cm ²
Módulo de elasticidad:	$E=$	20300	kN/cm ²
Área bruta:	$A_g=$	3,8	cm ²
Momento de Inercia respecto al eje x:	$I_x=$	38,57	cm ⁴
Momento de Inercia respecto al eje Y:	$I_y=$	10,07	cm ⁴
Producto de Inercia:	$I_{xy}=$	0	cm ⁴
Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión x:	$X_c=$	2.52	cm
Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión y:	$y_c=$	4	cm
Módulo de la sección respecto a x:	$S_{e_x}=$	9.64	cm ³
Módulo de la sección respecto a y:	$S_{e_y}=$	3,90	cm ³
Longitud del elemento	$L=$	3	m

Diseño a flexión alrededor del eje “x”

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - (I_{exy})^2}{I_{ey} * y - I_{exy} * x} = 9.64 \text{ cm}^3$$

$$S_{ex} = \frac{38.57 \text{ cm}^4 * 10.07 \text{ cm}^4 - (0)^2}{10.07 \text{ cm}^4 * 4 \text{ cm} - 0 * 2.52 \text{ cm}} = 9.64 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 9.64 \text{ cm}^3 * 25 \text{ kN/cm}^2 * \frac{1}{100} = 2.41 \text{ kN} * m$$

$$\phi_f = 0.95$$

$$\phi_f M_{nx} = 0.95 * 2.41 \text{ kN} * m = 2.28 \text{ kN} * m$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_f M_{nx}} = \frac{0.991 \text{ kN} * m}{2.28 \text{ kN} * m} = 0.43$$

$$0.43 \leq 1 \text{ Cumple}$$

3.4.1.2.2 Diseño de Cordón Superior. (Compresión)

Asignando Perfil CA 80x40x15x3 Barra N308/N313 ACERO A36			
Resistencia a Compresión requerida para las combinaciones de carga	$P_{F=}$	59.64	kN
Resistencia del acero:	$F_{y=}$	25	kN/cm ²
Módulo de elasticidad:	$E=$	20300	kN/cm ²
Área bruta:	$A_g=$	5.7	cm ²
Momento de Inercia respecto al eje x:	$I_{x=}$	75.0	cm ⁴
Momento de Inercia respecto al eje Y:	$I_{y=}$	12.0	cm ⁴
Módulo de la sección respecto a x:	$Se_{x=}$	18.8	cm ³
Módulo de la sección respecto a y:	$Se_{y=}$	6.0	cm ³
Longitud del elemento	$L=$	0.9	m

Diseño a compresión:

Tensión de pandeo elástico, “Fe”

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{75 \text{ cm}^4}{5.7 \text{ cm}^2}} = 3.62 \text{ cm}$$

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

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 20300 \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1 * 90 \text{ cm}}{3.62 \text{ cm}}\right)^2} = 324.14 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 20300 \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1 * 90 \text{ cm}}{1.45 \text{ cm}}\right)^2} = 52.01 \text{ kN/cm}^2$$

Tensión de pandeo por flexión.

$$F_e = \min (F_{ex}, F_{ey})$$

$$F_e = 52.01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{25 \text{ kN/cm}^2}{52.01 \text{ kN/cm}^2}} = 0.69$$

$$F_n = \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow 0.658^{\lambda^2} * F_y$$

$$F_n = 0.658^{0.69^2} * 25 \text{ kN/cm}^2 = 20.48 \text{ kN/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$\Phi_c = 0.85$$

$$P_u \leq \Phi_c P_n$$

$$P_n = F_n * A_g$$

$$P_n = 20.48 \text{ kN/cm}^2 * 5.7 \text{ cm}^2 = 116.74 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.85 * 116.74 \text{ kN} = 99.22 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} \leq 1$$

$$\frac{59.64 \text{ kN}}{99.22 \text{ kN}} \leq 1$$

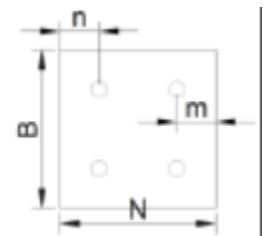
$$0.61 \leq 1 \text{ cumple}$$

3.4.1.2.2 Diseño de plancha base y pernos de anclaje.

$$P_u = 51.99 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.6$$

$$B = N = 30 \text{ cm}$$



$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * 0.80 * f'_c} = 51.58 \text{ cm}^2$$

$$A_e = \frac{51.99 \text{ kN}}{0.6 * 0.80 * 2.5 \text{ kN/cm}^2} = 51.58 \text{ cm}^2$$

$$m = 3 \text{ cm} ; \quad n = 3 \text{ cm}$$

$$t = m * \sqrt{\frac{P_u}{\phi * F_y * B * N}} = 2.157 \text{ mm}$$

$$t = 3 \text{ cm} * \sqrt{\frac{51.99 \text{ kN}}{0.75 * 250 \text{ Mpa} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}} = 2.157 \text{ mm}$$

En función del momento flector:

$$M_u = 0.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$t = \sqrt{\frac{4 * M_u}{\phi * F_y * B}} = \sqrt{\frac{4 * 0.56 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.6 * 220 \text{ Mpa} * 30 \text{ cm}}} = 0.578 \text{ mm} \rightarrow \text{Asumo} = 12 \text{ mm}$$

Diseño de pernos

$$H_f = 0.55 \text{ kN (Fuerza Cortante)}$$

$$F_{nv} = 164.64 \text{ MPa (Según ASTM A 307)}$$

$$\phi = 0.75$$

$$A_b = \frac{H_f}{\phi * F_{nv}} = 0.045 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0.6 * N * B}{100} = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ = 4 \rightarrow \text{Asumiendo 4 Pernos de 16mm}$$

$$A_{adoptado} = N^\circ * \frac{\pi}{4} * D^2 = 8.042 \text{ cm}^2$$

Longitud de anclaje o desarrollo,

$$D = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\Psi_t = 1.3$$

$$\Psi_e = 1$$

$$\Psi_s = 0.8$$

$$c_b = 4 \text{ cm (recubrimiento mecánico)}$$

$$k_{tr} = 0$$

$$\lambda = 1$$

$$l_d = \frac{9 * f_y * \Psi_t * \Psi_e * \Psi_s}{10 * \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} * d_b = 55 \text{ cm}$$

3.4.1.2 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA RETICULAR.

- Ancho de las nervaduras NB 1225001-artículo 8.8.1.2

$$bf \geq 10 \text{ cm}$$

$$\mathbf{bf = 10 \text{ cm}}$$

- Espaciamiento libre entre nervaduras. NB 1225001-artículo 8.8.1.4

$$S_{max} \geq 75 \text{ cm}$$

$$\mathbf{S_{adoptado} \geq 50 \text{ cm}}$$

$$75 \geq 50$$

- Espesor de la capa de compresión según normativa NB1225001-artículo 8.8.2.1.1

$$h_f \geq \begin{cases} 4 \text{ cm} \\ \frac{1}{12} \text{ de la distancia libre entre nervios} = 4.2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mathbf{h_{fadoptado} = 5 \text{ cm}}$$

- Ancho del nervio debe cumplir con NB 1225001-artículo 8.8.1.

$$b_w \geq \frac{h_{LR}}{3.5}$$

$$10 \text{ cm} \geq 8.57 \text{ cm}$$

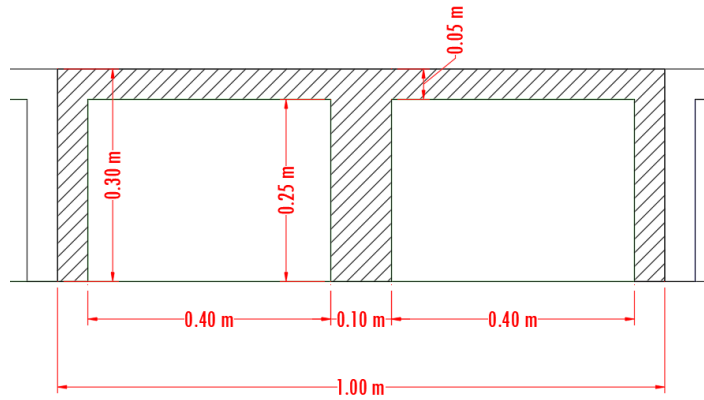


Figura 3.4 Dimensiones de Losa Reticular

Fuente: Elaboración propia

3.4.1.3 Diseño de la losa reticular

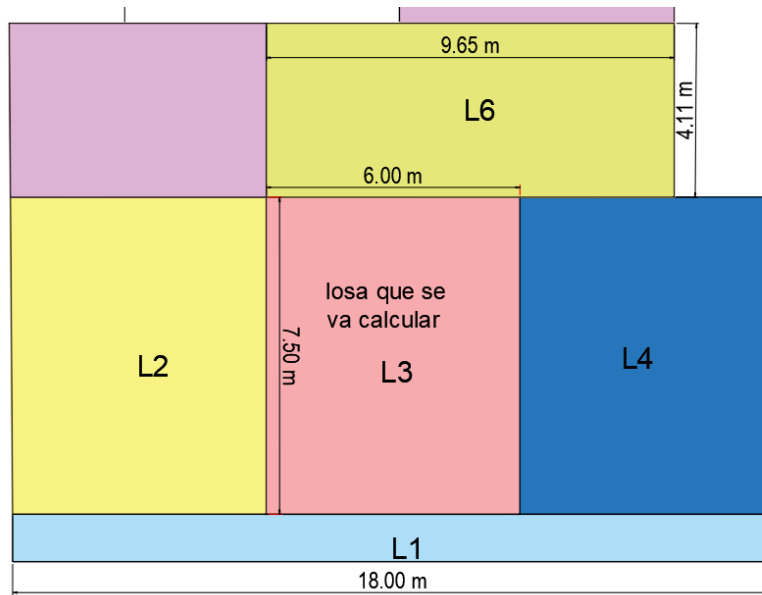


Figura 3.5 Vista en planta de Losa Reticular

Fuente: Elaboración propia

3.4.1.3.1 Diseño a Flexión-Momento positivo

El análisis de la losa reticular se la realiza como si los nervios fueran vigas T.

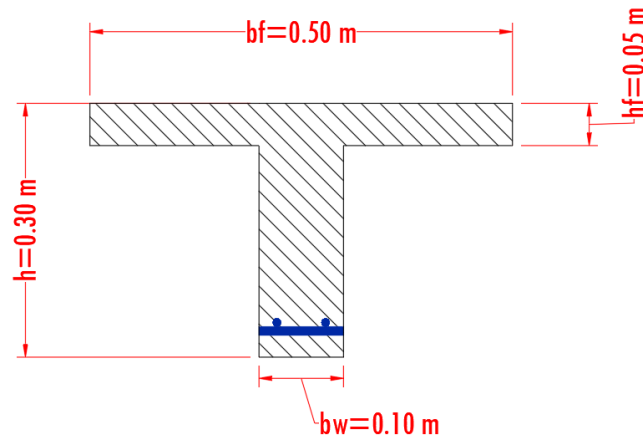


Figura 3.6 Porción de losa reticular a analizar

Fuente: Elaboración propia

Datos:

Rec libre=2cm en base a la Tabla 2.8. Se elige el recubrimiento mínimo por Norma

Rec-mecánico=3.1cm

Momento último positivo de diseño $M_u = 17.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Cálculo del peralte efectivo $d = h - \text{rec} = 30\text{cm} - 3\text{cm} = 26.9 \text{ cm}$

Determinación del factor β_1 NB 1225001-artículo 22.2.2.4.3

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\phi = 0.90 \text{ asumido inicialmente}$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0.85 f'_c b}} = 26.9 - \sqrt{26.9^2 - \frac{2 \cdot 17.95 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 2.5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 50 \text{ cm}^2}} = 0.71 \text{ cm}$$

$a \leq hf$ se comporta como viga rectangular

$0.71 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm} \rightarrow$ "Cumple" por lo tanto trabaja como viga Rectangular

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

$$A_s = 0.85bd \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_s = 0.85 * 50 * 26.9 * \frac{25}{500} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.2 * 1000}{0.9 * 0.85 * 2.5 * 50 * 26.8^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calculado}} = 1.503 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.75}{0.85} = 0.835 \text{ cm}$$

Por relación de triángulos y conociendo los valores de c y $\epsilon_{cu}=0.003$ calculamos ϵ_y .

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_t \quad \text{ó} \quad \epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0.003$$

$$\epsilon_t = \frac{26.9 - 0.835}{0.835} * 0.003 = 0.0936$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{s\text{min}} = \text{el Mayor:} \begin{cases} \frac{0.25(\sqrt{f'_c})}{f_y} * bw * d = \frac{0.25(\sqrt{25})}{500} * 10\text{cm} * 26.9\text{cm} = 0.67 \text{ cm}^2 \\ \frac{1.4}{f_y} * bw * d = \frac{1.4}{500} 10\text{cm} * 26.9\text{cm} = 0.75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Área refuerzo necesario a flexión

$$A_{s\text{necesario}} = \max \begin{cases} A_{s\text{calculado}} = 1.503 \text{ cm}^2 \\ A_{s\text{min}} = 0.75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s\text{necesario}} = 1.503 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se adopta barras de diámetro de 10 mm

$$n^{\circ}_{barras} = \frac{A_{Snecesario}}{A_{Sadoptado}} = \frac{1.503 cm^2}{0.758 cm^2} = 1.91 \cong 2 \text{ barras}$$

$$A_{SProvisto} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 2 * \left(\frac{\pi * 1^2}{4} \right) = 1.571 \text{ cm}^2$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{Sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.571 * 5000}{0.85 * 25 * 50} = 0.739 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.739}{0.85} = 0.87 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 1.571 * 50 * \left(26.9 - \frac{0.739}{2} \right) = 18.76 \text{ kN} * m$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\mathbf{18.76 \text{ kN} * m \geq 17.95 \text{ kN} * m}$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{17.95 \text{ kN} * m}{18.76 \text{ kN} * m} = 0.95 \leq 1 \text{ cumple}$$

3.4.1.3.2 Diseño a Flexión-Momento negativo.

$$M_u = 15.8 \text{ kN} * m$$

$$d = h - rec = 26.9 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\phi = 0.90 \text{ asumido inicialmente}$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}} = 26.9 - \sqrt{26.9^2 - \frac{2 * 10kN * m * 1000}{0.9 * 0.85 * 25Mpa * 10cm}} = 3.27 \text{ cm}$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

$$A_s = 0.85bd \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_s = 0.85 * 10 * 26.9 * \frac{25}{500} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.8 * 1000}{0.9 * 0.85 * 25 * 10 * 26.8^2}} \right)$$

$$A_{S\text{calculado}} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.27cm}{0.85} = 3.847 \text{ cm}$$

Por relación de triángulos y conociendo los valores de c y $\epsilon_{cu}=0.003$ calculamos ϵ_y .

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_t \quad \text{ó} \quad \epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0.003$$

$$\epsilon_t = \frac{26.9cm - 3.847cm}{3.847 \text{ cm}} * 0.003 = 0.018$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$\frac{1.4}{f_y} * bw * d = \frac{1.4}{500} * 10cm * 26.9cm = 0.75 \text{ cm}^2$$

Área refuerzo necesario a flexión

$$A_{S\text{necesario}} = \max \begin{cases} A_{S\text{calculado}} = 1.39 \text{ cm}^2 \\ A_{S\text{min}} = 0.756 \text{ cm}^2 \end{cases} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se adopta barras de diámetro de 10 mm

$$n^{\circ}_{barras} = \frac{A_{snecesario}}{A_{sadoptado}} = \frac{1.39 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 1.77 \cong 2 \text{ barras}$$

$$A_{sProvisto} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 2 * \left(\frac{\pi * 1.0^2}{4} \right) = 1.571 \text{ cm}^2$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.571 * 50}{0.85 * 2.5 * 10} = 3.696 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.696 \text{ cm}}{0.85} = 4.35 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 1.571 * 50 * \left(26.8 - \frac{3.696}{2} \right) = 11.216 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$17.71 \text{ kN} * \text{m} \geq 15.8 \text{ kN} * \text{m}$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{15.8}{17.71} = 0.89$$

$$0.89 \leq 1 \text{ cumple}$$

3.4.1.3.3 Diseño por Armadura de reparto o temperatura de la losa reticular. NB 1225001-artículo 24.4.3.2

$$b_c = 100 \text{ cm}$$

$$h_{carpeta} = 5 \text{ cm}$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para acero con } f_y \text{ entre } 420 \text{ y } 500 \text{ Mpa}$$

ϕ =diámetro de la barra a usar 6mm.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b_c * h_{carpeta} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2/m$$

$$N_{barrillas} = \frac{0.9}{0.28} = 3.18 \approx 4 \rightarrow \text{se adopta}, \quad N_{barrillas} = 4$$

$$A_s = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2\right) * N = \left(\frac{\pi}{4} * 0.6^2\right) * 4 = 1.131 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo.

$$S_{min} = \text{Menor} \begin{cases} 5 * h_{carpeta} \\ 450mm \end{cases} = 25cm$$

Despiece de la armadura

Disposición de acero:

Usamos 2Ø10mm (para el momento positivo)

Usamos 2Ø10mm (en la parte superior del nervio)

Usamos Ø6mm (para la MALLA por retracción y temperatura)

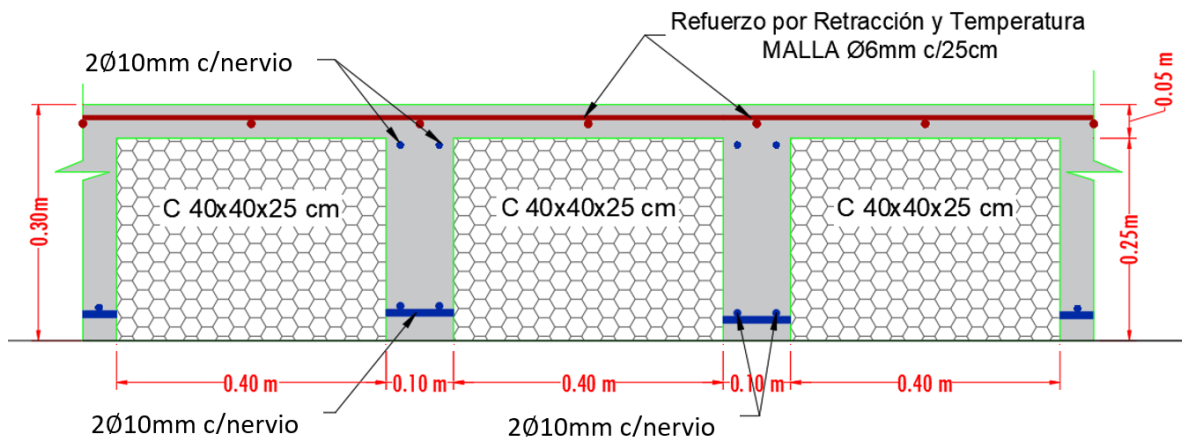


Figura 3.7 Disposición final de diseño losas reticular

Fuente: Elaboración propia

3.4.2 Estructura de la edificación.

3.4.2.1 Diseño de vigas.

Cálculo de la altura mínima de la viga

$$l=5.65\text{m} \quad b=0.30\text{m}$$

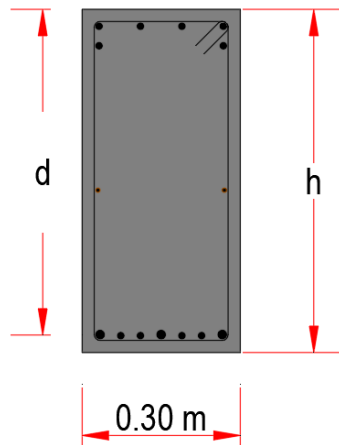


Figura 3.9 Sección transversal de la viga

Fuente: Elaboración propia

$$h_{\min} \geq \frac{l}{18.5} * \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) = 0.34\text{m}$$

$$h_{\text{adoptada}} = 0.65 \text{ m}$$

$$h_{\min} \geq h_{\text{adoptada}} \rightarrow \text{No se verifican flechas}$$

Momento flector positivo: $M_{\max} = 251.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (en el medio)

Momento flector negativo derecha: $M_{\max} = -81.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector negativo izquierda: $M_{\max} = -151.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f'_c = 2.5 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_y = 50.0 \text{ kN/cm}^2$

$h=65\text{cm}$, rellibre=2 cm (Recubrimiento mínimo según Norma y Tabla 2.8)

Cálculo para el momento positivo.

$$d = h - rec - de - \frac{d_b}{2} = 65 - 2 - 0.6 - \frac{1.6}{2} = 61.6 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad ; \quad \phi = 0.90 \text{ asumido}$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

$$A_s = 0.85bd \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_s = 0.85 * 30 * 61.6 \frac{25}{500} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 251.24 * 1000}{0.9 * 0.85 * 25 * 30 * 61.6^2}} \right)$$

$$A_{S\text{necesario}} = 9.657 \text{ cm}^2$$

Área de acero necesario o requerido.

$$A_{S\text{necesario}} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{S\text{calculado}} = 9.657 \text{ cm}^2 \\ A_{S\text{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{25}}{4 * 500} * 30 * 61.6 = 4.62 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{S\text{necesario}} = 9.657 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se asume barras de 16mm

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{S\text{necesario}}}{A_{S\text{adoptado}}} = \frac{9.657}{1.13} \cong 4\phi 12 \text{ y } 3\phi 16 \text{ mm}$$

$$A_{S\text{Provisto}} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 4 * \left(\frac{\pi * 1.2^2}{4} \right) + 3 * \left(\frac{\pi * 1.6^2}{4} \right) = 10.55 \text{ cm}^2$$

Determinación de la separación mínima y calculada de las barras.

$$s_{\min} = \text{mayor de} \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ mm} \\ d_b = 16 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} d_{\text{agg}} = 24.8 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$s_{\min} = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$$

$$r = \text{rec} + d_e + \frac{d_b}{2} = 2 + 0.6 + \frac{1.6}{2} = 3.4 \text{ cm}$$

$$s = \frac{b - 2 * r - n b * d_b}{n b - 1} = \frac{30 - 2 * 3.5 - 5 * 1.6}{6 - 1} = 3.04 \text{ cm}$$

$$s \geq s_{\min}$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{10.55 * 500}{0.85 * 25 * 30} = 8.27 \text{ cm}$$

Calculamos la altura c, donde el valor de β_1 es 0.85 para concreto con f'_c menor a 28 MPa.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.27}{0.85} = 9.73 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_t = \frac{61.6 - 9.73}{9.73} * 0.003 = 0.016$$

$$\epsilon_t \geq 0.005$$

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{25} * 30 * 61.6}{4 * 500} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Área máxima de fuerza a flexión.

$$A_{\max} = \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006} \right) 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} b d$$

$$A_{s_{\max}} = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0055} \right) * 0.85^2 * \frac{25}{500} * 30 * 61.6 = 23.48 \text{ cm}^2$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{S\text{provisto}} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{10.55 * 500}{0.85 * 25 * 30} = 8.27 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.27}{0.85} = 9.73 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi A_S f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 10.55 * \frac{500}{10} * \left(61.6 - \frac{8.27}{2} \right) \frac{1}{100} = 272.82 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$272.82 \text{ kN} * \text{m} \geq 251.24 \text{ kN} * \text{m}$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{251.24}{272.82} = 0.92$$

Usamos 4 ϕ 12mm y 3 ϕ 16mm

Cálculo para el momento negativo

Momento negativo $M_{\max} = -151.61 \text{ KNm}$

$$d = h - rec - de - \frac{d_b}{2} = 65 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 61.8 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad ; \quad \phi = 0.90 \text{ asumido}$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

$$A_S = 0.85bd \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_S = 0.85 * 30 * 61.8 \frac{25}{500} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 151.6 * 1000}{0.9 * 0.85 * 25 * 30 * 61.8^2}} \right)$$

$$A_{S\text{necesario}} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Área de acero necesario o requerido.

$$A_{S\text{necesario}} = \max \begin{cases} A_{S\text{calculado}} = 5.66 \text{ cm}^2 \\ A_{S\text{min}} = 4.234 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{S\text{necesario}} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se asume barras de 12mm

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{S\text{necesario}}}{A_{S\text{adoptado}}} = \frac{5.66}{1.13} \cong 6 \text{ barras}$$

$$A_{S\text{Provisto}} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 6 * \left(\frac{\pi * 1.2^2}{4} \right) = 6.78 \text{ cm}^2$$

Determinación de la separación mínima y calculada de las barras.

$$s_{\min} = \text{mayor de} \begin{cases} 25\text{mm} \\ d_b = 16 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} d_{\text{agg}} = 24.8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{\min} = 2.5 \text{ cm}$$

$$r = \text{rec} - \frac{d_b}{2} = 2 + 0.6 + \frac{1.2}{2} = 3.2 \text{ cm}$$

$$s = \frac{b - 2 * r - nb * d_b}{nb - 1} = \frac{30 - 2 * 3.2 - 3 * 1.2}{3} = 6.67 \text{ cm}$$

$$s \geq s_{\min}$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{6.78 * 500}{0.85 * 25 * 30} = 5.32 \text{ cm}$$

Calculamos la altura c, donde el valor de β_1 es 0.85 para concreto con f'_c menor a 2.8 kN/cm².

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.32}{0.85} = 5.26 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_t = \frac{61.8 - 5.26}{5.26} * 0.003 = 0.032$$

$$\epsilon_t \geq 0.005$$

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{25} * 30 * 61.8}{4 * 500} = 4.635 \text{ cm}^2$$

Área máxima de fuerza a flexión.

$$A_{max} = \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.0055} \right) 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} b d$$

$$A_{s_{max}} = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0055} \right) * 0.85^2 * \frac{25}{500} * 30 * 61.8 = 23.48 \text{ cm}^2$$

Determinación del Momento Nominal.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 6.78 * \frac{500}{10} * \left(61.8 - \frac{5.32}{2} \right) \frac{1}{100} = 180.43 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\mathbf{180.43 \text{ kN} * \text{m} \geq 151.6 \text{ kN} * \text{m}}$$

Usamos 3φ12mm

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{151.6}{180.43} = 0.84$$

3.4.2.3 Diseño a cortante.

$$V_{ud} = 170.89 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

$$d = h - rec = 61.4 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia nominal al cortante que resiste el concreto.

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d = \frac{\sqrt{25}}{6 * 10} * 30 * 61.8 = 154.5 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 154.5 = 115.87 \text{ kN}$$

Verificación de las dimensiones de la sección transversal.

$$V_u \leq \phi(V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b d)$$

$$170.89 \text{ kN} \leq 0.75 \left(153.5 + 0.66 \frac{\sqrt{25}}{10} 30 * 61.8 \right)$$

$$170.89 \text{ kN} \leq 571.76 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok, dimensiones de la sección trans.}$$

Verificación si requerimos acero de refuerzo del acero o no.

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow \text{Acero mínimo transversal}$$

$$115.87 \text{ kN} \leq 170.89 \text{ kN} \rightarrow \text{Calcular acero de refuerzo trans.}$$

Resistencia a cortante necesario del acero transversal

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

$$V_s = \frac{170.89}{0.75} - 154.5 = 73.35 \text{ kN}$$

Acero transversal adoptado.

$n_r = 2$ ramas o piernas de 6mm diámetro del estribo

$$A_v = n_r * \frac{\pi}{4} * de^2 = 2 * \frac{\pi}{4} * 0.6^2 = 0.565 \text{ cm}^2$$

$$S_{necesario} = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{0.565 * 420 * 61.8}{73.35 * 10} = 20 \text{ cm}$$

Armadura mínima a cortante.

$$si V_u > 0.5 \phi V_c \quad 170.89 \text{ kN} > 57.93 \text{ kN}$$

$$A_{v,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c} b_w}{16 f_{yt}} = 0.022 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.025 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{array} \right.$$

$$A_{v,min} = 0.025 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{s,min} = (A_{v,min}) * s = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} * 10 \text{ cm} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_v \geq A_{s,min}$$

$$0.565 \text{ cm}^2 \geq 0.25 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación máxima.

$$si V_s \leq \frac{\sqrt{f'c}}{3} b d$$

$$V_s \leq \frac{\sqrt{25}}{3 * 10} 30 * 61.8$$

$$73.35 \text{ kN} \leq 309 \text{ kN}$$

$$s_{Max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = 30.8 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \\ s_{necesario} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. = 20 \text{ cm}$$

$$s_{Adoptado} = 15 \text{ cm}$$

Resistencia a cortante del acero transversal

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s_{Adoptado}} = \frac{0.565 * \frac{420}{10} * 61.8}{15} = 97.76 \text{ kN}$$

$$\phi V_s = 73.72 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a cortante que resiste la viga en el refuerzo

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 115.87 + 73.72 = 189.59 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$170.89 \text{ kN} \leq 189.59 \text{ kN}$$

Usamos $\phi 6\text{mm}$ c/15cm (en la zona confinada)

Cálculo del cortante para el tramo central.

$$V_{u2d} = 167.99 \text{ kN}$$

$$d = h - rec = 61.4 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia nominal al cortante que resiste el concreto.

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} b d = 1 * \frac{\sqrt{25}}{6 * 10} * 30 * 61.4 = 153.5 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 153.5 = 115.12 \text{ kN}$$

Verificación de las dimensiones de la sección transversal.

$$V_u \leq \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'c} b d)$$

$$167.99 \text{ kN} \leq 0.75 \left(153.5 + 0.66 \frac{\sqrt{25}}{10} 30 * 61.4 \right)$$

$$167.99 \text{ kN} \leq 571.02 \rightarrow \text{Ok, dimensiones de la sección trans.}$$

Verificación si requerimos acero de refuerzo del acero o no.

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow \text{Acero mínimo transversal}$$

$$115 \text{ kN} \geq 167.99 \text{ kN} \rightarrow \text{Calcular acero de refuerzo trans.}$$

Resistencia a cortante del acero transversal

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

$$V_s = \frac{167.99}{0.75} - 153.5 = 70.48 \text{ kN}$$

Acero transversal adoptado.

nr= 2 ramas o piernas ; de= 6mm diámetro del estribo

$$A_v = n_r * \frac{\pi}{4} * de^2 = 2 * \frac{\pi}{4} * 0.6^2 = 0.565 \text{ cm}^2$$

$$S_{necesario} = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{0.565 * 420 * 61.8}{70.48 * 10} = 20.67 \text{ cm}$$

Armadura mínima a cortante.

$$si V_u > 0.5 \phi V_c \quad 167.99 \text{ kN} > 57.5 \text{ kN}$$

$$A_{v,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c} b_w}{16 f_{yt}} = 0.022 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.025 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{array} \right.$$

$$A_{v,min} = 0.025 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{s,min} = (A_{v,min}) * s = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} * 20 \text{ cm} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_v \geq A_{s,min}$$

$$0.565 \text{ cm}^2 \geq 0.375 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación máxima.

$$si V_s \leq \frac{\sqrt{f'c}}{3} b d$$

$$70.48 \leq \frac{\sqrt{25}}{3 * 10} 30 * 61.8$$

$$70.48 \leq 307 \text{ kN}$$

$$s_{Max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = 308 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \\ s_{necesario} = 20.67 \text{ cm} \end{array} \right. = 24.67 \text{ cm} : s_{Adoptado} = 20 \text{ cm}$$

Resistencia a cortante del acero transversal

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s_{Adoptado}} = \frac{0.565 * \frac{420}{10} * 61.8}{20} = 72.85 \text{ kN}$$

$$\phi V_s = 54.63 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a cortante que resiste la viga en el refuerzo

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 115.12 + 54.63 = 169.75 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$167.99 \text{ kN} \leq 169.75 \text{ kN}$$

Usamos $\phi 6\text{mm}$ c/20cm (en la zona Central)

3.4.2.4 Diseño a torsión.

$$T_u = 2.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_u = 0$$

Cálculo del área y perímetros A_{cp} , P_{cp}

$$A_{CP} = b * h = 30 * 65 = 1950 \text{ cm}^2$$

$$P_{CP} = 2h + 2b = 2 * (30 + 65) = 190 \text{ cm}$$

Cálculo de la torsión crítica

$$T_{th} = \frac{\lambda \sqrt{f'c} (A_{CP})^2}{12 P_{CP}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.1 A_g \lambda \sqrt{f'c}}}$$

$$T_{th} = \frac{\sqrt{25}}{12 * 10} \frac{(1950)^2}{190} = 833.88 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$T_{th} = 8.33 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi T_{th} = 0.75 * 8.33 = 6.25 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi T_{th} = 6.25 \text{ kN} * \text{m}$$

$$SI \rightarrow T_u < \phi T_{th} \therefore \text{"Ignorar la torsión"}$$

$$2.15 \text{ kN} * \text{m} < 6.25 \text{ kN} * \text{m} \therefore \text{"Ignorar la torsión"}$$

Usamos 4 ϕ 12mm y 3 ϕ 16mm

Usamos 3 ϕ 12mm

Usamos ϕ 6mm c/15cm (en la zona confinada)

Usamos ϕ 6mm c/20cm (en la zona Central)

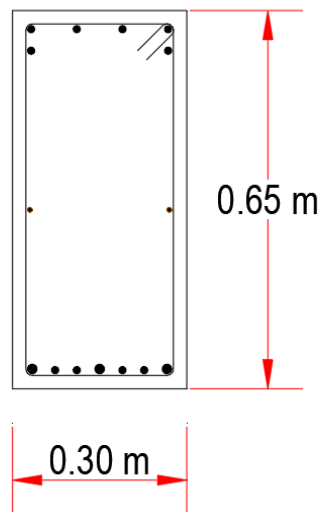


Figura 3.7 Esquema detalle de armadura y dimensiones

Fuente: Elaboración propia

3.4.3 Columnas.

El programa dimensionó el pilar más solicitado en E.L.U. (Estados Límites Últimos):

Datos:

$$N = 1330.32 \text{ kN}$$

$$M_x = 10.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 33.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_x = 14.52 \text{ kN}$$

$$Q_y = -23.04 \text{ kN}$$

$$b = 0.35 \text{ m} \quad h = 0.35 \text{ m}$$

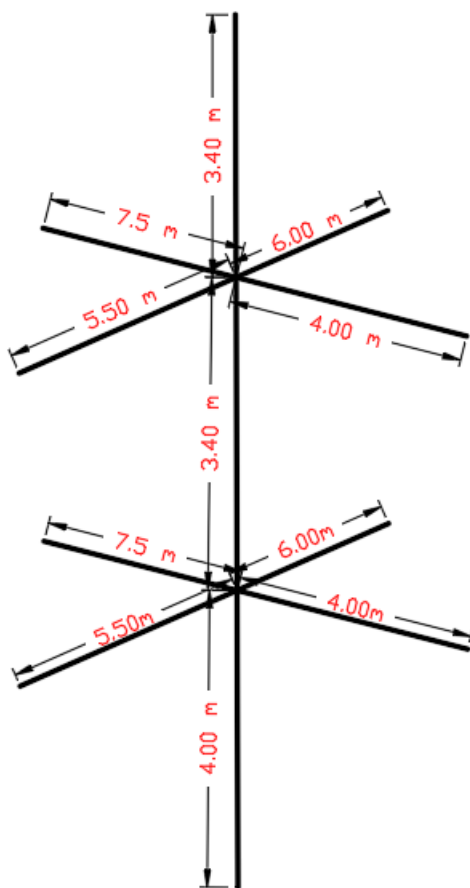


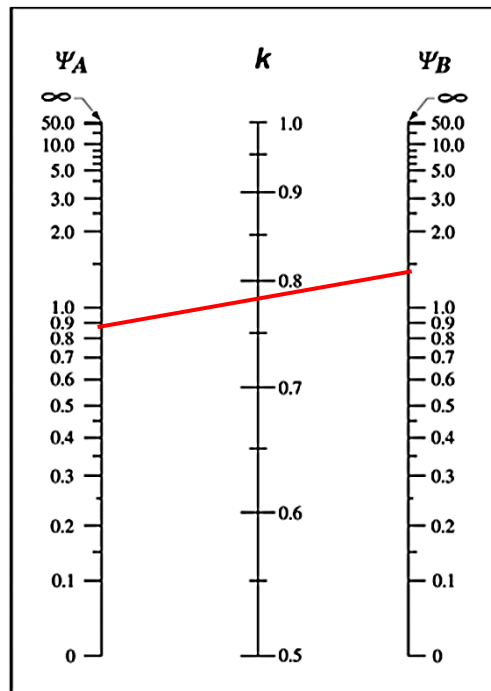
Figura 3.7 Longitudes para determinar coeficiente de pandeo

Elaboración propia

$$\Psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de vigas}} \rightarrow \Psi = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_v I_v}{L_v}}$$

$$\gamma_{AX} = \frac{\frac{I_{C1X}}{L_{C1}} + \frac{I_{C2X}}{L_{C2}}}{\frac{I_{vYX}}{L_X} + \frac{I_{vXY}}{L_Y}} = \frac{\frac{125052.083}{340} + \frac{125052.083}{340}}{\frac{33333.333}{400} + \frac{208333.33}{550} + \frac{33333.33}{750} + \frac{208333.33}{600}} = 0.862$$

$$\gamma_{BX} = \frac{\frac{I_{C2X}}{L_{C2}} + \frac{I_{C3X}}{L_{C3}}}{\frac{I_{vYX}}{L_X} + \frac{I_{vXY}}{L_Y}} = \frac{\frac{125052.083}{340} + \frac{125052.083}{400}}{\frac{1333.333}{400} + \frac{106666.67}{550} + \frac{1333.333}{750} + \frac{106666.67}{600}} = 1.436$$



(a)

Estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral

Del monograma obtenemos el valor $K=0.77$

Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos.

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{125052.083}{1225}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\frac{klu}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) : lu = 2.75 \text{ m}$$

$$19.05 \leq 34 + 12 \left(\frac{451.8}{460.22} \right)$$

$20.96 \leq 45.78 \rightarrow$ "Cumple Ok, se ignora los efectos de esbeltez"

$$20.96 \leq 45.78$$

No se consideran los efectos de esbeltez en la columna

Diagrama interacción

Cálculo del acero total para la Columna C16.

b=35 cm

h=35 cm, Asumiendo barras de 12mm

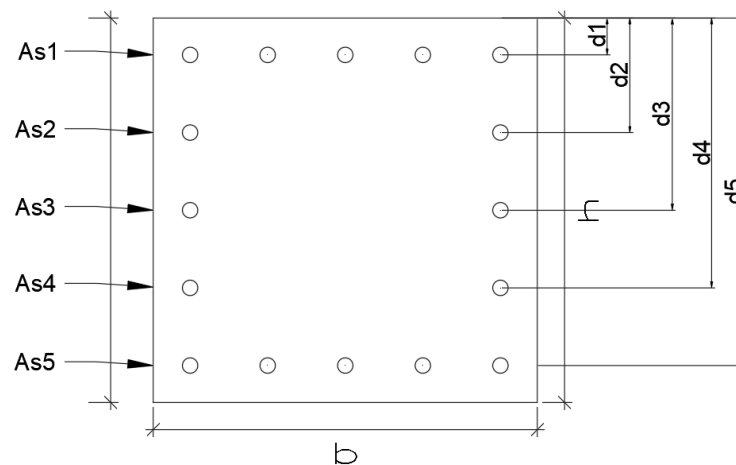


Figura 3.8 Esquema de Columna a Diseñar

Elaboración propia

Cálculo de los peraltes efectivos. Se elije el recubrimiento por Norma según la Tabla 2.8.

$$d_1 = 3.2 \text{ cm}$$

$$d_2 = 10.35 \text{ cm}$$

$$d_3 = 17.5 \text{ cm}$$

$$d_4 = 24.65 \text{ cm}$$

$$d_5 = 31.8 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero en cada capa

$$As_1 = 5.655 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$As_3 = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$As_4 = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$As_5 = 5.655 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 16 * 1.13 = 18.096 \text{ cm}^2$$

Verificación de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{18.096 \text{ cm}^2}{35 * 35} * 100 = 1.48\%$$

Centroide plástico.

$$Y_{cp} = \frac{\sum(A_{si} * y_i)}{A_{st}}$$

$$Y_{cp} = \frac{5.655 \cdot 3.2 + 2.262 \cdot 10.35 + 2.262 \cdot 17.5 + 2.262 \cdot 24.65 + 5.655 \cdot 31.8}{18.096}$$

$$Y_{cp} = Y_{col.simetrica} = \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Diagrama esfuerzos-deformaciones.

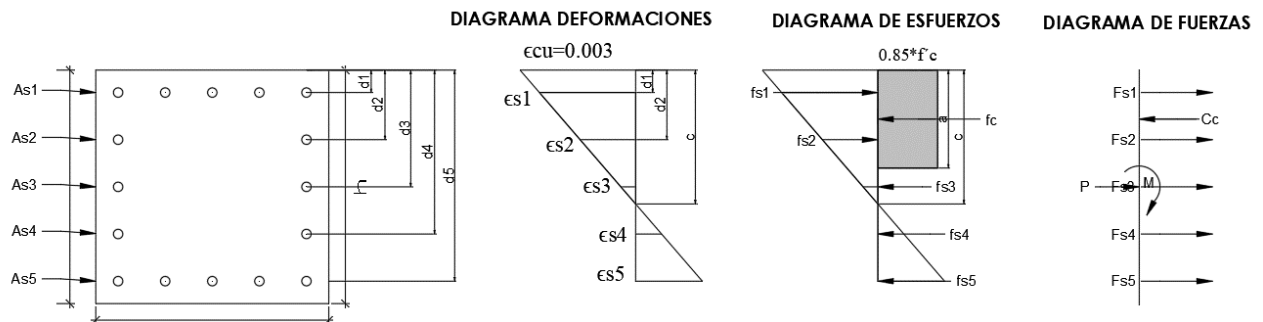


Figura 3.9 Diagrama deformaciones-Esfuerzos-Fuerzas de Columna

Elaboración propia

Compresión pura

$$A_g = b * h = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 18.096 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

$$P_o = 0.85 * 2.5 (1225 - 18.096) + 18.096 * 50$$

$$P_o = 3059.12 \text{ kN}$$

$$P_{o_{max}} = \phi * 0.8 * P_o$$

$$P_{o_{max}} = 0.65 * 0.8 * 3059.12$$

$$P_{o_{max}} = 1590.74 \text{ kN}$$

Tracción pura.

$$T_o = -A_{st} * f_y = -18.096 * 50 = -904.80 \text{ kN}$$

Punto de Falla Balanceada.

Las barras más alejadas del borde en compresión inician su fluencia en tracción $\alpha_1 = -1$,
 $\epsilon_{ultimo} = \epsilon_y$

$$c_j = \left(\frac{0.003}{0.003 - \epsilon_{ty}} \right) * d_{ultimo}$$

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

$$d_{ultimo} = d_4$$

$$c_b = \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{500}{2.1 * 10^5}} \right) * d_u$$

$$c_b = 0.55752212 * d_{ultimo}$$

$$c_b = 17.729 \text{ cm}$$

Cálculo de “a”

$$a = \beta_1 * c_b$$

$$a = 0.85 * 17.729 \text{ cm} = 15.069 \text{ cm}$$

Inicio de Transición.

$$T_o = \frac{0.1}{0.7} * f'c * A_g$$

$$T_o = \frac{0.1}{0.7} * 2.1 * 1225 = 367.5 \text{ kN}$$

Determinación de la deformación del acero en todas las capas

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{c - d1}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{17.729 - 3.2}{17.729} \right) * 0.003 = 0.00246$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{c - d2}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{17.729 - 10.35}{17.729} \right) * 0.003 = 0.00125$$

$$\varepsilon_{s3} = \left(\frac{c - d3}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{17.729 - 17.5}{17.729} \right) * 0.003 = 0.00004$$

$$\varepsilon_{s4} = \left(\frac{c - d4}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{17.729 - 24.65}{17.729} \right) * 0.003 = -0.00117$$

$$\varepsilon_{s5} = \left(\frac{c - d5}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{17.729 - 31.8}{17.729} \right) * 0.003 = -0.00238$$

Determinación del esfuerzo del acero en todas las capas.

$$f_{si} = E_s * \varepsilon_{si} \leq f_y$$

$$f_{si} > f_y: f_s = f_y$$

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1} = 210000 * 0.00246 = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_{s2} = 210000 * 0.00125 = 262.22 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = E_s * \varepsilon_{s3} = 210000 * 0.00004 = 8.14 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} = E_s * \varepsilon_{s4} = 210000 * -0.00117 = -238.93 \text{ MPa}$$

$$f_{s5} = E_s * \varepsilon_{s5} = 210000 * -0.00238 = -500 \text{ MPa}$$

Determinación de las fuerzas.

$$F_{si} = A_{si} * f_{si} (+\text{Compresion Y} - \text{Tracción})$$

$$F_{s1} = A_{s1} * f_{s1} = 5.655 * \frac{500}{10} = 282.75 \text{ kN (compresión)}$$

$$F_{s2} = A_{s2} * f_{s2} = 2.262 * \frac{262.22}{10} = 59.313 \text{ kN (compresión)}$$

$$F_{s3} = A_{s3} * f_{s3} = 2.262 * \frac{8.14}{10} = 1.842 \text{ kN (compresión)}$$

$$F_{s4} = A_{s4} * f_{s4} = 2.262 * \frac{-238.93}{10} = -55.629 \text{ kN (tracción)}$$

$$Fs5 = As_5 * fs5 = 5.655 * \frac{-500.00}{10} = -282.75 \text{ kN (tracción)}$$

Cálculo de la carga y momento balanceada.

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * \text{base} = 0.85 * 2.1 * 15.069 * 35 = 941.49 \text{ kN}$$

$$P = C_c + Fs1 + Fs2 + Fs3 + Fs4 + Fs5$$

$$P = 941.49 + 282.75 + 59.313 + 1.842 - 55.629 - 282.75$$

$$\mathbf{P = 947.014 \text{ kN}}$$

$$M = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + Fs1 \left(\frac{h}{2} - d1 \right) + Fs2 \left(\frac{h}{2} - d2 \right) + Fs3 \left(\frac{h}{2} - d3 \right) + Fs4 \left(\frac{h}{2} - d4 \right) + Fs5 \left(\frac{h}{2} - d5 \right)$$

$$M = 941.49 \left(17.5 - \frac{15.069}{2} \right) + 282.75 (17.5 - 3.2) + 59.313 (17.5 - 10.35) \\ + 1.842 (17.5 - 17.5) - 55.629 (17.5 - 24.65) - 282.75 * (17.5 - 31.8)$$

$$M = 182290.49 \text{ kN} * \text{cm} = \mathbf{182.905 \text{ kN} * \text{m}}$$

Carga de transición.

$$P_{tran} = 0.1 * f'_c * A_g = 0.1 * 2.5 * 2500$$

$$\mathbf{P_{tran} = 525 \text{ kN}}$$

Valor de Pn (Inical el cambio de ϕ -Transición.)

$$P_{tran} = \left(\frac{0.1}{0.7} \right) * f'_c * A_g = \left(\frac{0.1}{0.7} \right) * 2.5 * 1225$$

$$\mathbf{P_{tran} = 367.5 \text{ kN}}$$

$$\phi = 0.9 - \left(0.2 * \frac{Pn}{Po_{max}} \right)$$

Puntos adicionales para crear la gráfica.

Para completar la elaboración del diagrama interacción se requiere se tabulan más puntos:

c (cm)	Pn (kN)	Mn (kN-m)	Ø	Pu (kN)	Mu (kN-m)
	-904,80	0,00	0,90	-814,32	0,00
3,20	-419,75	73,08	0,90	-377,78	65,78
6,512	0,00	129,08	0,90	0,00	116,17
7,54	120,00	142,22	0,89	106,96	126,77
8,57	226,87	153,45	0,87	198,48	134,24
9,61	320,75	163,18	0,75	241,64	122,93
10,636	437,50	171,69	0,65	284,38	111,60
12,41	618,23	183,93	0,65	401,85	119,56
14,18	789,74	193,02	0,65	513,33	125,46
15,96	967,34	198,12	0,65	628,77	128,78
17,73	1126,35	200,78	0,65	732,12	130,50
21,25	1524,39	186,37	0,65	990,86	121,14
24,76	1872,54	169,99	0,65	1217,15	110,49
28,28	2189,40	149,90	0,65	1423,11	97,44
31,80	2485,35	125,13	0,65	1615,48	81,33
	3469,47	0,00	0,65	2255,16	0,00

Tabla 3.2 Tabulación de Puntos para encontrar el diagrama de Interacción

Elaboración propia

Pu1=	957,7	kN
Mu1=	36,4	kN*m
Pu4=	1160,5	kN
Mu4=	37,7	kN*m
Pservicio	892,0	kN
Mservicio	30,1	kN*m

Pu2=	820,9	kN
Mu2=	31,2	kN*m
Pu5=	843,1	kN
Mu5=	30,9	kN*m

Pu3=	1153,5	kN
Mu3=	37,8	kN*m
Pu6=	947,1	kN
Mu6=	33,0	kN*m

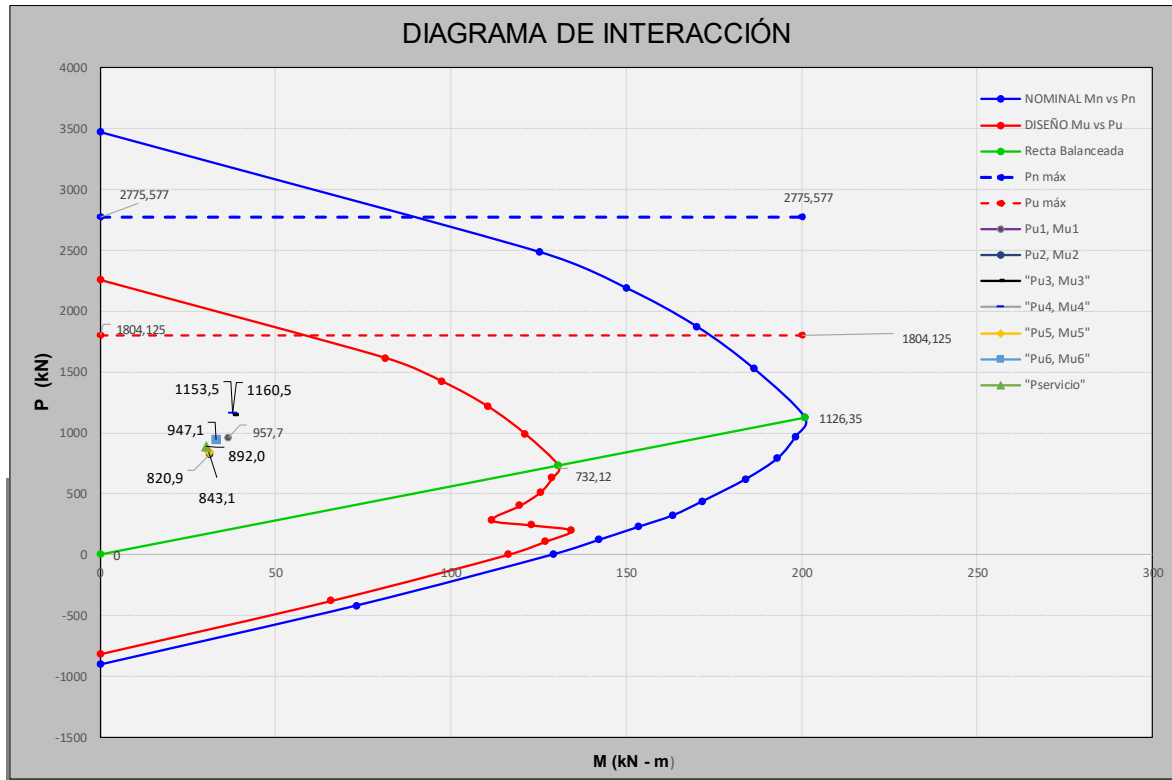


Figura 3.10 Diagrama Interacción Columna más solicitada

Elaboración propia

Diseño a cortante.

$$V_u = 25.06 \text{ kN}$$

$$N_u = 1290.80 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) b_w d$$

$$d = 35 - 8 = 27 \text{ cm}$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{25}}{6 * 10} \left(1 + \frac{1290.8}{14 * 1225} \right) * 35 * 27 = 77.61 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 58.208 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow \text{Armadura mínima a cortante}$$

Espaciamiento mínimo vertical para la armadura de cortante.

$$S_{max} = \min \begin{cases} 12d_b = 14.4 \text{ cm} \\ 36d_{be} = 21.6 \text{ cm} \\ b_{min} = 35 \text{ cm} \end{cases} ; S_{Adoptado} = 14.4 \text{ cm}$$

Armadura mínima para cortante en columnas.

$$A_{v,min} = \max \begin{cases} \frac{\sqrt{f'_c} b_w s}{16 f_{yt}} = 0.301 \text{ cm}^2 \\ 0.34 * \frac{b_w s}{f_{yt}} = 0.357 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_v = 0.565 \text{ cm}^2 \geq A_{v,min}$$

Espaciamiento mínimo de la armadura longitudinal.

$$S_{Lmin} = \text{mayor de} \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 1.5 d_b = 18 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} d_{agg} = 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{Calculado} = \frac{b - 2 * r - 2\phi_E - n \phi_B}{n - 1} = \frac{35 - 2 * 2 - 2 * 0.6 - 5 * 1.2}{4} = 5.95 \text{ cm}$$

$$S_{Calculado} \geq S_{Lmin}$$

$$5.95 \text{ cm} \geq 4 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo de la armadura transversal

$$S_{Tmin} = \text{mayor de} \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 12 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} d_{agg} = 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25 \text{ mm}$$

Usamos $\phi 6 \text{ mm c/15 cm}$

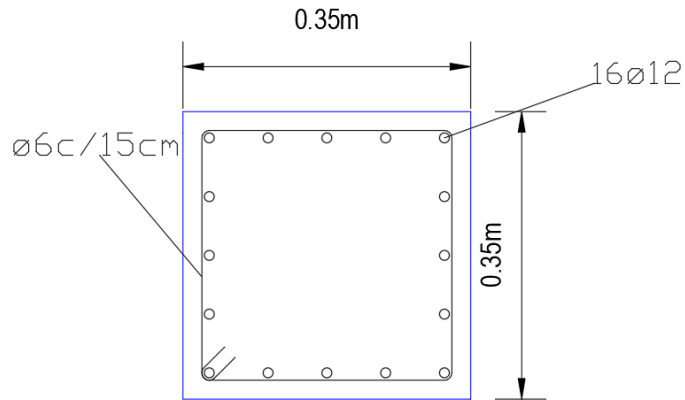


Figura 3.10 Detalle de la armadura en la columna

Elaboración propia

3.4.4 Escaleras.

TRAMO 1 Descanso

Metrado de cargas.

$$b=205 \text{ cm}$$

$$S/C= \text{sobre carga}=4.90 \text{ kN/m}^2$$

Carga muerta

$$t = 0.25 \text{ m asumido}$$

$$PesoPropio = (t * b * \gamma_H) = 12.062 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Acabados = (\text{solado} + \text{barandillas}) * b = 2.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.05\text{m} = 5.022 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Carga Muerta = PesoPropio + Acabados = 17.085 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga Viva.

$$\text{Sobrecarga}=4.90 \text{ kN/m}^2$$

$$Sobrecarga = 4.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.05\text{m} = 10.066 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga ultima.

$$w_{u1} = 1.2CM + 1.6CV = 1.2 * 17.085 + 1.6 * 10.066 = 36.606 \text{ kN/m}$$

Metrado de cargas Tramo inclinado

hm=Espesor de la rampa ; P=0.3 m Huella

CP=0.17 m Contrahuella

$$\cos\phi = \frac{P}{\sqrt{(P^2 + CP^2)}} = 0.870$$

$$hm = \frac{t}{\cos\phi} + \frac{CP}{2}$$

$$h_m = 37.235 \text{ cm}$$

- **Carga muerta**

$$PesoPropio = (e * b * \gamma_H) = 0.372 * 2.05 * 23.536 = 17.965 \frac{kN}{m}$$

$$Acabados = (solado + barandillas) * b = 2.45 \frac{kN}{m^2} * 2.05m = 5.0225 \frac{kN}{m}$$

$$Carga Muerta = PesoPropio + Acabados = 22.99 \frac{kN}{m}$$

Carga Viva.

Sobrecarga=4.90 kN/m²

$$Sobrecarga = 4.91 \frac{kN}{m^2} * 2.05m = 10.066 \frac{kN}{m}$$

Carga ultima.

$$w_{u2} = 1.2CM + 1.6CV = 1.2 * 22.99 + 1.6 * 10.066 = 43.69 \text{ kN/m}$$

Idealización de la estructura

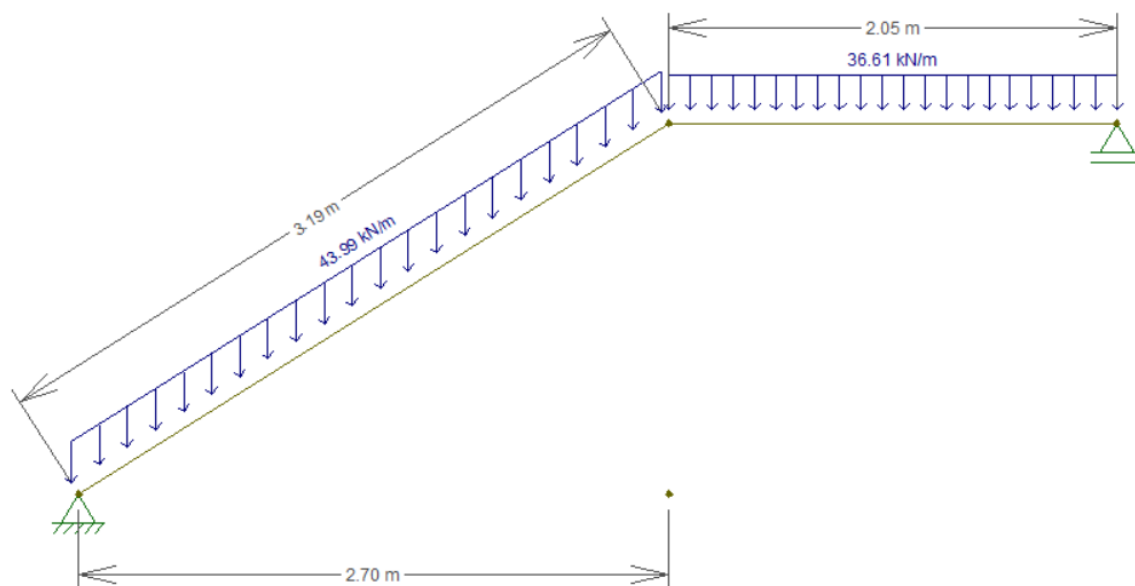


Figura 3.11 Idealización de la estructura

Elaboración propia

Diagrama cortante

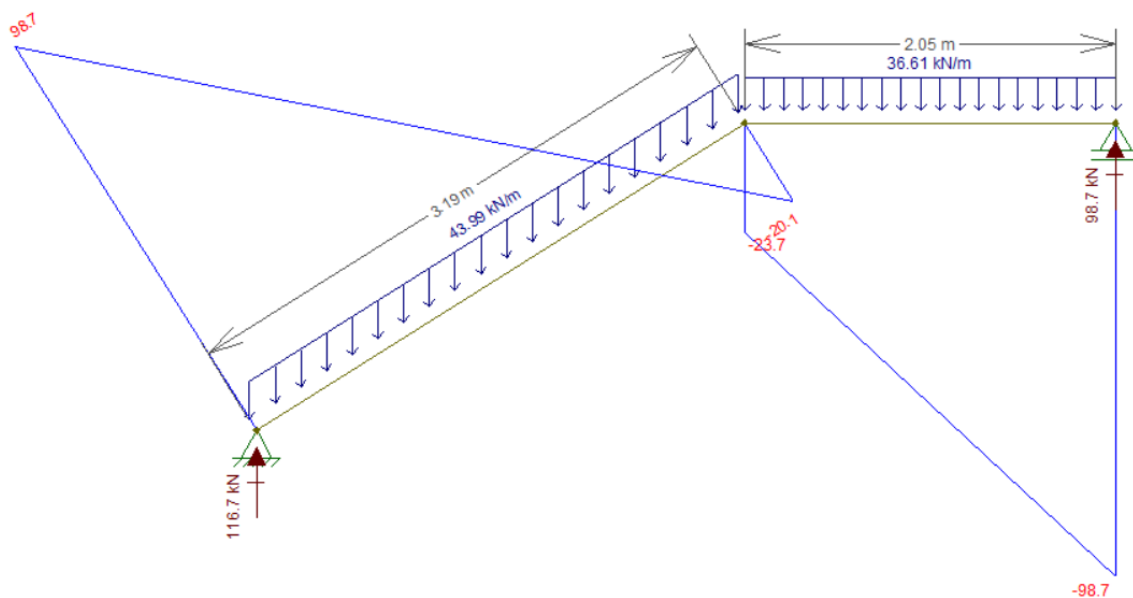


Figura 3.12 Diagrama Cortante Escalera

Elaboración propia

Diagrama de Momentos Flectores.

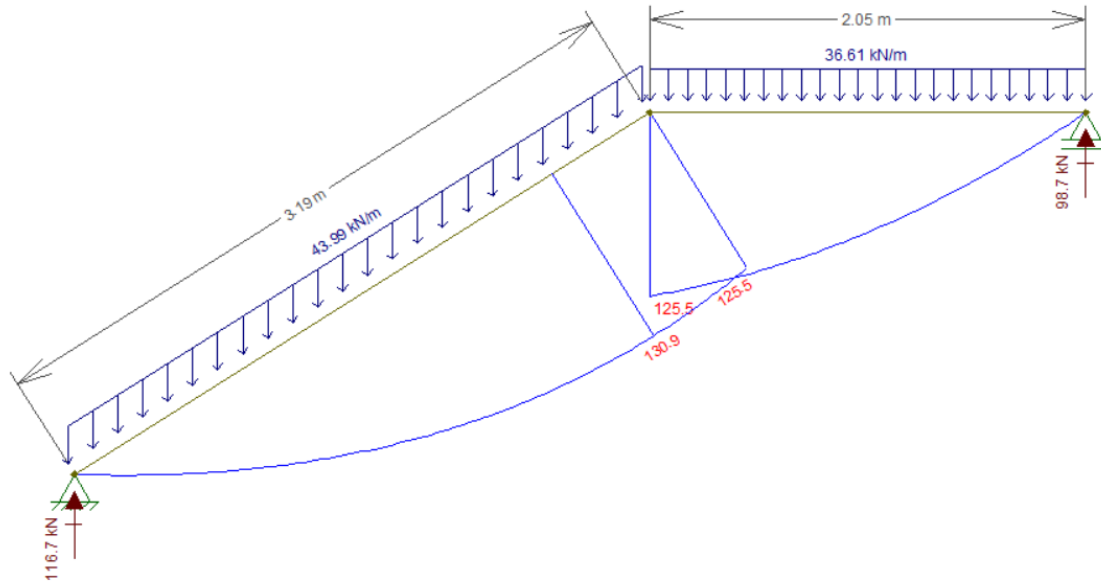


Figura 3.13 Diagrama de Momentos Flectores Escalera

Elaboración propia

Momento positivo de diseño

$$Mu_{\text{diseño (+)}} = M_{\text{max (+)}} = 139.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento negativo de diseño

$$Mu_{(-)} = \frac{1}{2} M_{\text{max (+)}} = 69.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Determinación del factor β_1

$$r_{\text{mec}} = 2.6 \text{ cm (caso más desfavorable según normativa Tabla 2.8)}$$

$$d = h - r = 17.4 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad ; \quad \phi = 0.90$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

$$A_s = 0.85bd \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_{S(+)} = 0.85 * 205 * 22.4 \frac{2.5}{50} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 139.9 * 10^2}{0.9 * 0.85 * 2.5 * 205 * 22.4^2}} \right)$$

$$A_{S(+)} = 13.679 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(-)} = 6.84 \text{ cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura

Si $f_y \geq 420 \text{ Mpa}$

$$\rho_{min} = \text{el menor de: } \begin{cases} 0.0018 * \frac{420}{f_y} = \mathbf{0.00151} \\ 0.0014 \end{cases}$$

$$\rho_{min} = 0.0014$$

$$A_{S_{temperatura}} = \rho_{min} * b * d = 0.0014 * 205 * 22.2$$

$$A_{S_{temperatura}} = 6.371 \text{ cm}^2$$

Acero requerido.

$$A_{S_{requerido}(+)} = \text{mayor} \left\{ \begin{matrix} A_{S(+)} \\ A_{S_{temperatura}} \end{matrix} \right.$$

$$A_{S_{requerido}(+)} = \mathbf{13.679 \text{ cm}^2}$$

Se asume barras de 12mm, $A_s = 1.13 \text{ cm}$

$$\text{Separación} = \frac{A_{S_{adoptado}} * b}{A_{S_{requerido}}} = \frac{1.13 * 205}{13.679} \approx 15 \text{ cm}$$

Verificación a cortante.

$V_u = 98.7 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d = \frac{1\sqrt{25}}{6 * 10} * 205 * 22.4 = 350.72 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 350.72 = 263.04 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$263.04 \text{ kN} \geq 91.8 \text{ kN} \quad OK$$

Se usará 1φ12 c/15 cm (Armadura longitudinal Momento positivo)

Se usará 1φ12 c/20 cm (Armadura longitudinal Momento negativo)

3.4.5 Diseño de zapata.

En la columna = C16 Profundidad de fundación: 4 m

Cargas en ELU

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

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$P_u = 1429.41 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = -4.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = 19.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_x = -4.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_y = -13.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$q_{adm} = 0.19 \text{ MPa} = 0.019 \text{ kN/cm}^2$$

$$r_{mec} = 5 \text{ cm (Recubrimiento mínimo según Norma Tabla 2.8)}$$

Datos de la columna:

$$a = 0.35 \text{ m} \quad b = 0.35 \text{ m}$$

Cargas en ELS

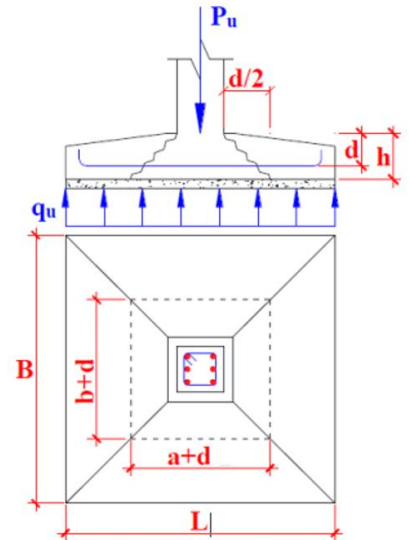
$$P = 1103.72 \text{ kN}$$

$$M_x = -3.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 15.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_x = -3.62 \text{ kN}$$

$$Q_y = -10.65 \text{ kN}$$



$$A_{zapata} = \frac{P_{servicio}}{q_{adm}} = \frac{1103.72 \text{ kN}}{190 \text{ kN/m}^2} = 5.81 \text{ m}^2$$

Para zapata cuadrada

$$B = L = \sqrt{A_{zapata}} = \sqrt{5.81 \text{ m}^2} = 2.41 \text{ m} \approx 2.50 \text{ m}$$

$$A_{total} = L \cdot B = 6.25 \text{ m}^2 \quad \text{Area total de la zapata}$$

Verificación en estado de servicio

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{M_y}{P} = \frac{15.09 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1103.72 \text{ kN}} = 1.79 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{250 \text{ cm}}{6} = 41.57 \text{ cm}$$

$$1.79 \text{ cm} < 41.57 \text{ cm} \rightarrow \text{cumple}$$

$$q_{max} = \frac{P}{B * L} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) < q_{adm}$$

$$q_{max} = \frac{1103.72 \text{ kN}}{250 \text{ cm} * 250 \text{ cm}} * \left(1 + \frac{6 * 1.79 \text{ cm}}{250 \text{ cm}}\right) = 184.18 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{P}{B * L} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) < q_{adm}$$

$$q_{min} = \frac{1103.72 \text{ kN}}{250 \text{ cm} * 250 \text{ cm}} * \left(1 - \frac{6 * 1.79 \text{ cm}}{250 \text{ cm}}\right) = 169 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{max} < q_{adm}$$

$$184.18 \text{ kN/m}^2 < 190 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{cumple}$$

Capacidad de carga ultima

$$q_u = \frac{P_u}{B * L}$$

$$q_u = \frac{1429.41 \text{ kN}}{2.5 \text{ m} * 2.5 \text{ m}} * \frac{1}{1000} = 0.2287 \text{ Mpa}$$

Verificación a corte por punzonamiento

$$V_u < V_c$$

Se asume un valor de peralte efectivo, $d=40 \text{ cm}$

$$b_o = 2 * (a + b + 2 * d) = 2 * (0.35 + 0.35 + 2 * 0.4) = 3 \text{ m}$$

$$A_o = (a + d) * (b + d) = (0.35 + 0.4) * (0.35 + 0.4) = 0.5625m^2$$

Tensión cortante actuante en la zapata

$$V_u = \frac{q_u * (L * B - A_o)}{\phi * b_o * d} = \frac{0.2287 * (2.5m * 2.5m - 0.5625m^2)}{0.75 * 3m * 0.40m} = 1408.41kN$$

Tensión admisible de corte por punzonamiento es el menor de las siguientes ecuaciones

$$\beta_1 = \frac{a}{b} = 1 \quad \lambda = 1 \quad \alpha_s = 40 \text{ (columna interior)}$$

$$V_{c1} = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_1}\right) * b_o * d = \frac{1 * \sqrt{25}}{6} * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 3 * 0.40 = 3000kN$$

$$V_{c2} = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * b_o * d = \frac{1 * \sqrt{25}}{12} * \left(2 + \frac{40 * 0.4}{3}\right) * 3 * 0.40 = 3666.67kN$$

$$V_{c3} = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{3} * b_o * d = \frac{1 * \sqrt{25}}{3} * 3 * 0.4 = 2000kN$$

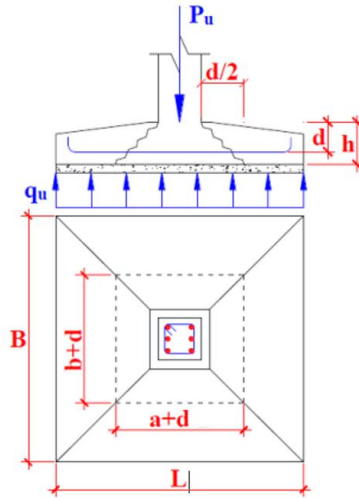
$$V_c = V_{c3} = 2000kN$$

$$V_u \leq V_c$$

$$1408.41kN \leq 2000kN \rightarrow \textbf{OK, punzonamiento}$$

Verificación por corte en dirección x

$$V_{ux} \leq V_c$$



$$m = \frac{L - a}{2} = \frac{2.5 - 0.35}{2} = 1.075m$$

Presión ultima por unidad de longitud

$$q_x = \frac{P_u}{L} = \frac{1429.41kN}{2.5m} = 571.76 \text{ kN/m}$$

Esfuerzo cortante en dirección x, momento último en dirección x

$$V_x = q_x * (m - d) = \frac{571.76kN}{m} * (1.075 - 0.40) = 385.94kN$$

$$M_y = q_x * \frac{m^2}{2} = 571.76 * \frac{1.075^2}{2} = 330.37kN * m$$

Tensión cortante actuante en la zapata

$$V_{ux} = \frac{V_x}{\phi_c * B * d} = \frac{385.94kN}{0.75 * 2.5 * 0.4} = 514.59kN$$

Tensión cortante que resiste el concreto

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} * B * d = \frac{1 * \sqrt{25}}{6} * 2.5 * 0.4 * 1000 = 833.33kN$$

$$V_{ux} \leq V_c$$

$$514.59kN \leq 833.33kN \rightarrow \textbf{OK por corte por flexion}$$

Por lo tanto, el peralte y la altura son: d = 40 cm h = 45 cm

Cálculo de refuerzo de acero por flexión

$$M_y = 307.32 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad d = 0.40 \text{ m}$$

$$A_s = 0.85 B d \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_y}{\phi 0.85 f'_c B d^2}} \right)$$

$$A_s = 0.85 * 2.5 * 0.4 \frac{25}{500} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 330.37}{0.9 * 0.85 * 25 * 2.5 * 0.4}} \right) = 21.5 \text{ cm}^2$$

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{min} \geq \begin{cases} \frac{0.0018 * 420 * B * h}{f_y} = \frac{0.0018 * 420 * 250 * 45}{500} = 17.01 \text{ cm}^2 \\ 0.0014 * B * h = 0.0014 * 250 * 45 = 15.75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Área refuerzo necesario a flexión

$$A_{S\text{necesario}} = \max \begin{cases} A_{S\text{calculado}} = 21.5 \text{ cm}^2 \\ A_{S\text{min}} = 17.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\mathbf{A_{S\text{necesario}} = 17.43 \text{ cm}^2}$$

$$N_{\text{barrillas}} = \frac{21.5}{1.13} = 19.026 \approx 20 \rightarrow \text{se adopta,} \quad N_{\text{barrillas}} = 20$$

$$A_{S\text{provist}} = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2 \right) * N = \left(\frac{\pi}{4} * 1.2^2 \right) * 20 = 20.057 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{b}{N_{\text{barrillas}}} = \frac{250}{20} = 12.5 \text{ cm}$$

Se usará 20 ϕ 12mm c/12.5 cm

Longitud de anclaje

$$\psi_e = 1 \quad \psi_c = 1 \quad \psi_r = 1 \quad \lambda = 1$$

$$l_{dh} = \frac{0.24 * f_y * \psi_e * \psi_c * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f_c}} * d_b = \frac{0.24 * 500 * 1 * 1 * 1}{1 * \sqrt{25}} * 1.2 = 28.8cm$$

$$espacio = m - r = 1.075m - 0.05m = 1.025m$$

$$espacio \geq l_{dh}$$

$$102.5cm \geq 28.8cm$$

Verificación al vuelco

Cargas en ELS

$$P=1103.72 \text{ kN}$$

$$L= B= 2.5 \text{ m}$$

$$M_x= -3.99 \text{ kN*m}$$

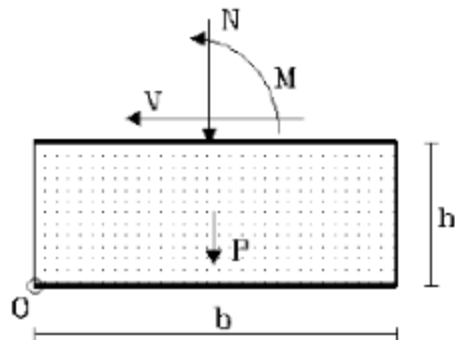
$$h = 0.45 \text{ m}$$

$$M_y= 15.09 \text{ kN*m}$$

$$b=m= 1.075m$$

$$Q_x= -3.62 \text{ kN}$$

$$Q_y= -10.65 \text{ kN}$$



$$C_v = \frac{M_{est}}{M_{dest}} > 1.5$$

$$M_{est} = P * \frac{b}{2} = 1103.72kN * \frac{1.075}{2}m = 593.25kN * m$$

$$M_{dest} = V_y * h + M_y = 10.56kN * 0.45h + 15.09kN = 19.84kN * m$$

$$C_v = \frac{593.25kN * m}{19.84kN * m} = 29.9 > 1.5 \rightarrow \text{OK}$$

Verificación al deslizamiento

Datos:

$$P=1103.72 \text{ kN}$$

$$Q_y = -10.65 \text{ kN}$$

Para suelos sin cohesión (arenas) $\Theta=12^\circ$

$$C_{desli} = \frac{P * \tan\left(\frac{2}{3} * \theta\right)}{V_x} = \frac{1103.72kN * \tan\left(\frac{2}{3} * 12\right)}{10.65kN} = 14.56 > 1.5 \rightarrow \text{OK}$$

Se usará 20 ϕ 12mm c/12.5 cm

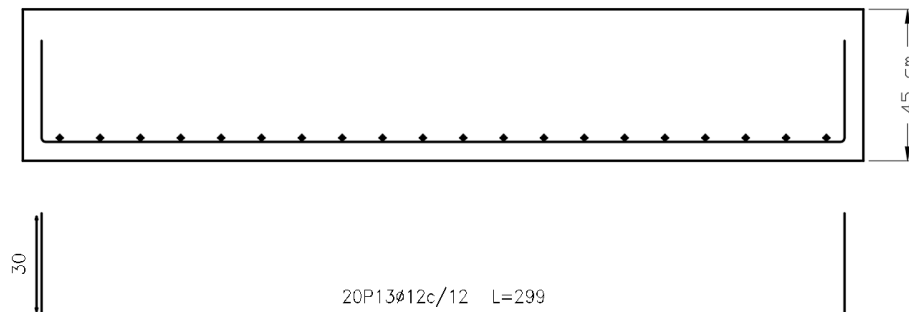


Figura 4.3 Detallamiento de armadura de la zapata

Elaboración propia

3.5 Desarrollo de la Estrategia para la ejecución del proyecto.

3.5.1 Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas serán desarrolladas en el Anexo 2

3.5.2 Precios Unitarios.

Teniendo las especificaciones técnicas correspondiente de cada uno los ítems del proyecto, se pasarán a dar un precio según el contenido del mismo, además se deberá calcular el precio de la mano de obra y los distintos impuestos que alzarán el costo del mismo, estas al ser multiplicadas por la cantidad sacada en los cálculos nos darán un precio final a nuestra estructura. Anexo 4

3.5.3 Cálculos Métricos.

Toda la obra gruesa fue registrada y ordenada para su correspondiente cuantificación, esta misma debe ser elaborada de tal forma que se pueda designar un precio a la unidad del ítem, para luego junto a los datos de los precios unitarios determinar el costo de cada elemento de la estructura, que sumados darían el precio total de la obra gruesa, la tabla de los cálculos métricos está en el Anexo 3

3.5.4 Presupuesto.

Se realizó el correspondiente cálculo y se llegó a determinar que la obra gruesa estará con un valor de 1,788,038.43 Bs. Ver Anexo 5

3.5.5 Planteamiento y cronograma.

El cronograma de construcción de los distintos elementos estructurales, será elaborado teniendo los tiempos de construcción y ejecución más los tiempos de endurecimiento del Concreto. Anexo 6

CAPÍTULO IV

4. APOORTE ACADÉMICO.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE RAMPA DE ACCESO DE HORMIGÓN ARMADO

4.1 Introducción.

En el diseño estructural de edificaciones destinadas a uso educativo, es indispensable considerar elementos que aseguren condiciones de accesibilidad, seguridad y confort para todos los usuarios. Entre estos elementos, la rampa de acceso adquiere especial importancia, ya que permite la circulación de estudiantes, docentes y personal administrativo, incluyendo a personas con discapacidad o movilidad reducida.

4.1.1 Planteamiento estructural

El sistema estructural está conformado por columnas centrales que actúan como elementos principales de soporte vertical, sobre las cuales se apoyan vigas transversales en voladizo que a su vez sostienen las losas inclinadas de la rampa.

Las rampas presentan una pendiente constante y transmiten las cargas gravitacionales (peso propio y cargas de uso) hacia las vigas de apoyo. Estas vigas canalizan los esfuerzos hacia las columnas centrales, que distribuyen las cargas finalmente hacia la cimentación.

De esta manera, el sistema trabaja de forma combinada, donde:

Las losas inclinadas funcionan principalmente a flexión, resistiendo momentos y cortantes.

Las vigas de apoyo se encargan de distribuir uniformemente las cargas provenientes de la losa hacia los apoyos.

Las columnas centrales asumen los esfuerzos axiales de compresión, siendo los principales elementos portantes del conjunto.

Ventajas del planteamiento estructural adoptado

1. Distribución eficiente de cargas: las vigas transmiten de manera directa y controlada las cargas de la losa hacia las columnas centrales.
2. Facilidad constructiva: el sistema es más sencillo de ejecutar, ya que las losas y vigas pueden vaciarse en tramos simétricos apoyados sobre una estructura central.

3. Estabilidad y rigidez adecuadas: las columnas centrales brindan un eje de apoyo continuo, mejorando el comportamiento ante esfuerzos verticales y laterales.

4. Estética estructural: al eliminar apoyos laterales visibles, se logra una apariencia más ligera y moderna.

4.2 Propiedades mecánicas de los materiales

4.2.1 Concreto:

$$\gamma_H = 23.5 \frac{kN}{m^3} \text{ (Peso específico del H°)}$$

$$f'_c = 2.5 \text{ MPa (Resistencia caract. del H°)}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (Módulo de elasticidad del H°)}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

4.2.2 Acero

$$\gamma_s = 77 \frac{kN}{m^3}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

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

El presente aporte no incluye el diseño y verificaciones manuales de los diferentes elementos estructurales sismorresistentes

4.3 Dimensiones de la Rampa.

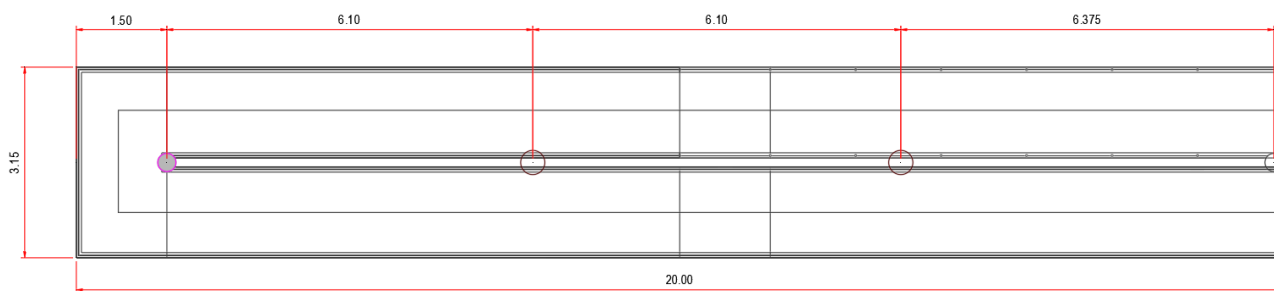


Figura 4.1 Vista en planta

Elaboración propia

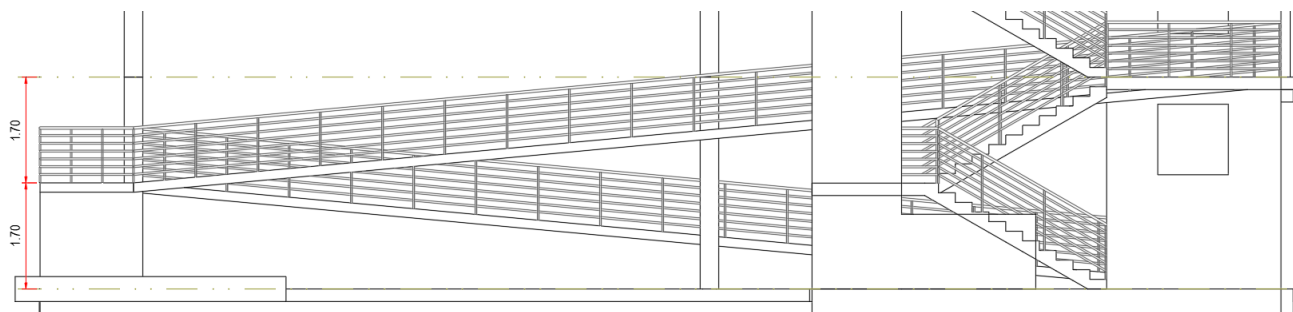


Figura 4.2 Vista en Elevación

Elaboración propia

4.4 Peso de los elementos estructurales.

El peso de la estructura de hormigón armado será tomado en cuenta en el programa estructural a utilizar como ser:

- Losa maciza
- Columnas
- Vigas

Sobrecargas

5 kN/m²

Cargas muertas no estructurales

2 kN/m²

4.5 Modelación estructural.

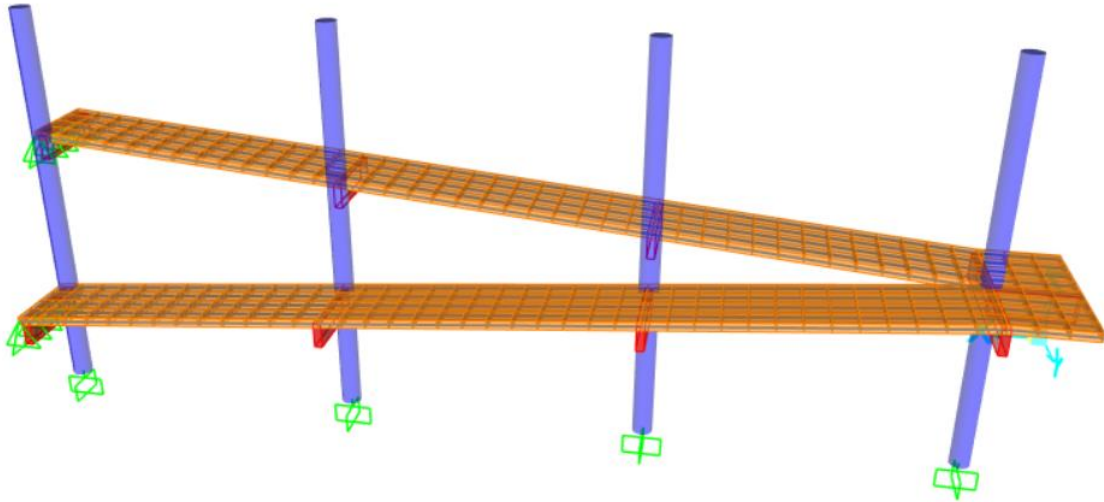


Figura 4.3 Modelación estructural a partir de Sap 2000

Elaboración propia

4.6 Combinaciones de carga

$$U_1 = 1.4 D$$

$$U_2 = 1.2 D + 1.6 L$$

4.7 Resultados del análisis.

La rampa fue modelada en CYPECAD y SAP2000 bajo las mismas condiciones de carga, materiales y apoyos. Los resultados de momentos, cortantes y desplazamientos fueron muy similares en ambos programas, con diferencias mínimas atribuibles al método de cálculo de cada software, lo que confirma la consistencia del modelo y valida los resultados para el dimensionamiento final.

A continuación, se presenta un resumen de los resultados de los esfuerzos obtenidos en el programa de diseño:

Momentos Negativos

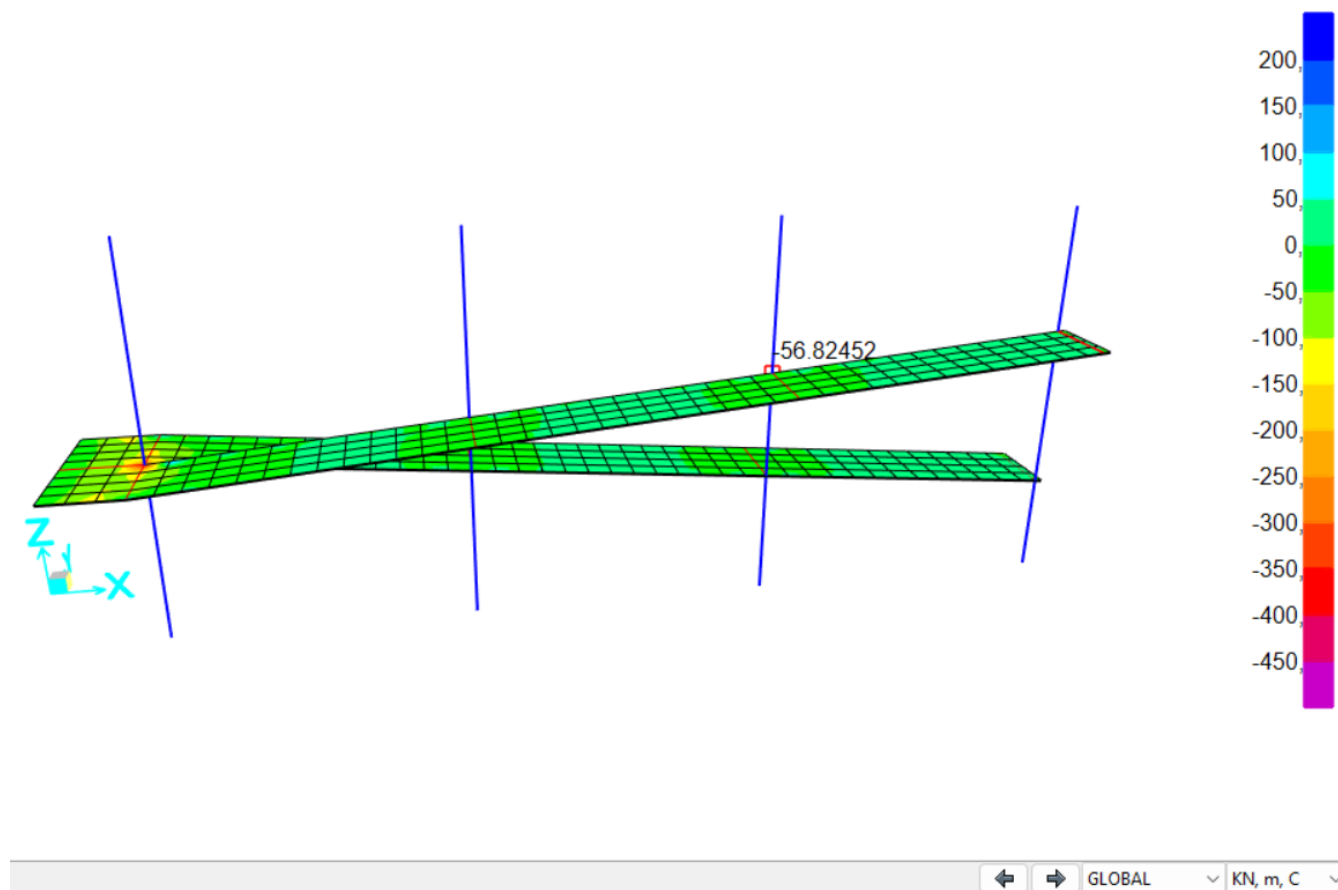


Figura 4.4 Resultados de Momentos negativos en Sap 2000

Elaboración propia

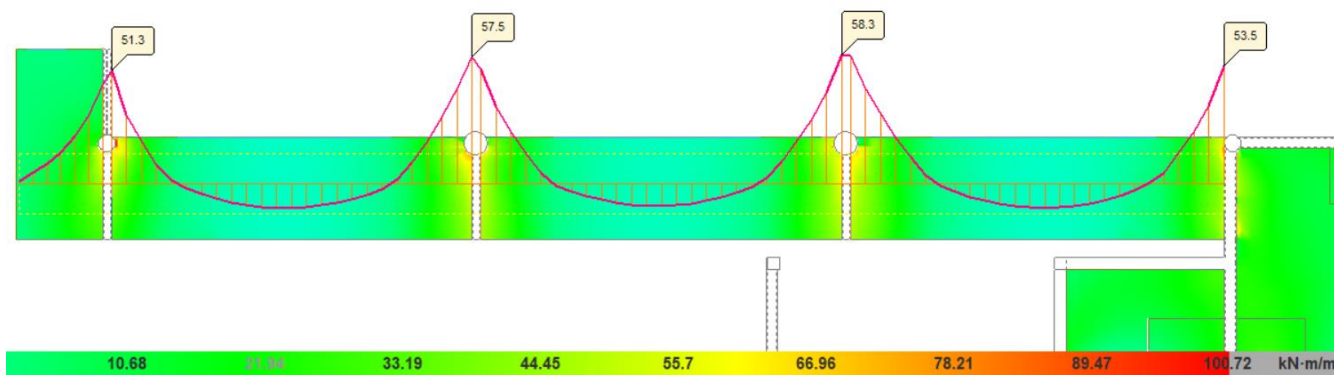


Figura 4.5 Resultados de Momentos negativos en Cypecad

Elaboración propia

Momentos Positivos

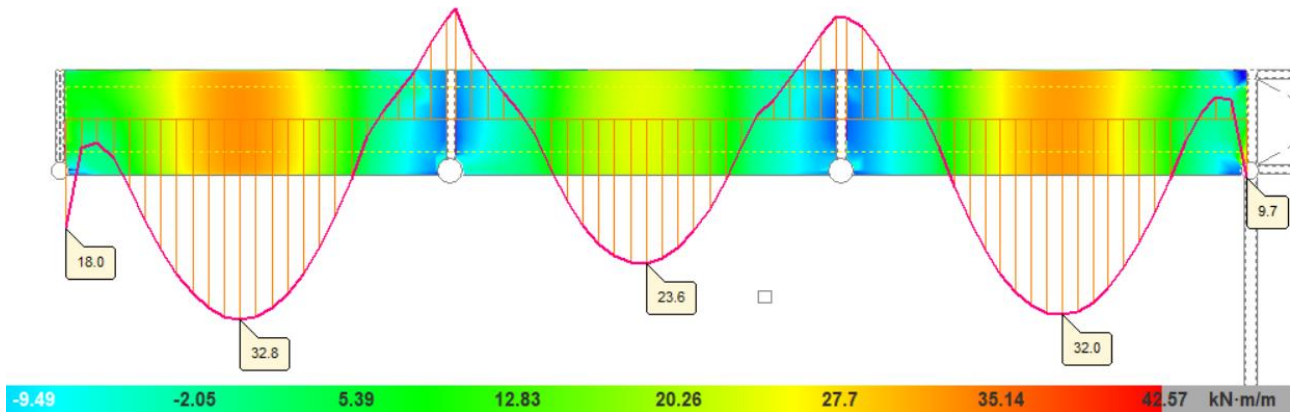


Figura 4.6 Resultados de Momentos Positivos en Cypecad

Elaboración propia

Esfuerzos cortantes

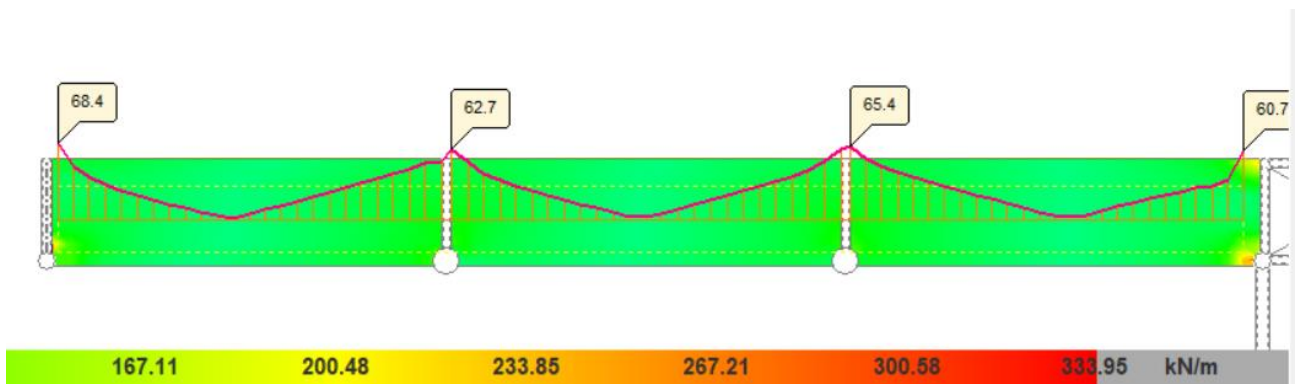


Figura 4.7 Resultados de Esfuerzos Cortantes en Cypecad

Elaboración propia

4.8 Diseño de hormigón armado

b=1 m

h=17cm

Momento positivo de diseño

$$M_{max(+)} = 33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento negativo de diseño

$$M_{u(-)} = 58.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Determinación del factor β_1

$$r_{mec} = 3.8 \text{ cm (caso más desfavorable según normativa Tabla 2.8)}$$

$$d = h - r_{mec} = 13.2 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad ; \quad \phi = 0.90$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

$$A_s = 0.85bd \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_{s(+)} = 0.85 * 100 * 13.2 \frac{2.1}{50} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 58.3 \times 10^2}{0.9 * 0.85 * 2.5 * 100 * 13.2^2}} \right)$$

$$A_{s(+)} = 5.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s(-)} = 11.29 \text{ cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura

Si $f_y \geq 420 \text{ Mpa}$

$$\rho_{min} = \text{el menor de: } \begin{cases} 0.0018 * \frac{420}{f_y} = \mathbf{0.00151} \\ 0.0014 \end{cases}$$

$$\rho_{min} = 0.0014$$

$$A_{s_{temperatura}} = \rho_{min} * b * d = 0.0014 * 100 * 13.2$$

$$A_{s_{temperatura}} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Acero requerido.

$$A_{s_{requerido}(+)} = \text{mayor} \left\{ \begin{matrix} A_{s(+)} \\ A_{s_{temperatura}} \end{matrix} \right.$$

$$A_{s_{requerido}(-)} = 11.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{requerido}(+)} = 5.93 \text{ cm}^2$$

Se asume barras de 12mm, $A_s=1.13 \text{ cm}^2$

$$A_{s_p} = \frac{A_v * b}{S} = \frac{1.13 * 100}{10} = 11.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_p} \geq A_{s_{requerido}(-)}$$

$$11.30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 11.29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se usará 1 ϕ 12mm c/10cm (Refuerzo longitudinal superior)

Se usará 2 ϕ 10mm c/12.5cm (Refuerzo longitudinal inferior)

Verificación a cortante.

$$V_u=69 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} b d = \frac{1\sqrt{25}}{6 * 10} * 100 * 13.2 = 100.82 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 100.82 = 75.61 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$75.61 \text{ kN} \geq 69 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

No requiere refuerzo por esfuerzos cortantes

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- El análisis estructural del edificio de tres niveles con sistema aporticado permitió obtener una distribución adecuada de esfuerzos, garantizando que los elementos estructurales cumplan con los estados límite últimos y de servicio.
- El estudio geotécnico determinó una capacidad portante admisible de $1,94 \text{ kg/cm}^2$, lo cual permitió adoptar un sistema de cimentación mediante zapatas aisladas, adecuado para las condiciones del suelo.
- El diseño de las zapatas cumple con las verificaciones de capacidad portante, corte y punzonamiento, asegurando la estabilidad y seguridad de la estructura frente a las cargas aplicadas.
- El uso de materiales con propiedades definidas ($f_c = 25 \text{ MPa}$ y $F_y = 500 \text{ MPa}$) permitió obtener un diseño estructural eficiente y acorde a la normativa vigente.
- La solución estructural adoptada resulta funcional, segura y económicamente viable, respondiendo adecuadamente a las condiciones de carga y características del terreno.
- La incorporación de la rampa en el diseño del colegio constituye una mejora técnica que incrementa la accesibilidad y funcionalidad del proyecto. El análisis comparativo evidencia el cumplimiento de criterios normativos y una optimización en la circulación, elevando la calidad integral de la propuesta.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda verificar en obra que la ejecución de vigas, columnas y losas respete estrictamente las dimensiones y detalles de armado establecidos en los planos estructurales.
- Se recomienda controlar durante la excavación que la profundidad de desplante alcance el estrato considerado en el diseño, evitando apoyar la cimentación sobre suelos no aptos.
- Se recomienda realizar un adecuado control de calidad del hormigón y del acero de refuerzo en las zapatas, garantizando que se cumplan las resistencias especificadas en el diseño.
- Se recomienda asegurar una correcta dosificación, mezclado y curado del hormigón en obra, para evitar pérdidas de resistencia que puedan comprometer el comportamiento estructural.
- Se recomienda que en futuros proyectos se realicen análisis más detallados, incluyendo estudios sísmicos avanzados y modelaciones estructurales más precisas, con el fin de optimizar el diseño.
- Se recomienda integrar el diseño de rampas desde la fase conceptual del proyecto, considerando parámetros técnicos y normativos de accesibilidad, a fin de garantizar seguridad, eficiencia funcional y adecuada integración estructural.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- American Iron and Steel Institute. (2016). North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (1st ed.).
- Beltrán Luizaga, C., & Góngora Cáceres, J. I. (2018). Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Fundaciones I.
- Calavera Ruiz, J. (1999). Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón en masa, armado y pretensado (Vol. 1). INTEMAC.
- Colque Andia, R. (2014). Apoyo didáctico en la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hormigón armado.
- Comité ACI 318. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-14)*. American Concrete Institute.
- CTNBDS. (2023). Norma boliviana de diseño sísmico. Comité Técnico de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico.
- Das, B. M. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. International Thomson Learning.
- Das, B. M. (n.d.). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (7.^a ed.).
- Donini, H. J. (n.d.). Una revisión sobre las juntas de dilatación en edificios de hormigón armado.
- Greeno, R., & Chudley, R. (2018). Manual de construcción de edificios.
- IBNORCA. (n.d.). *Anteproyecto de norma boliviana del hormigón estructural (APNB 1225003-1)*. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.
- IBNORCA. (2020). *Norma boliviana del hormigón estructural (NB 1225002-1)*. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.
- IBNORCA. (2020). NB 1225001: Norma boliviana del hormigón estructural.

- Jiménez Montoya, P., García Meseguer, Á., & Morán Cabré, F. (2000). Hormigón armado (14.^a ed.). Gustavo Gili.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2002). Diseño de concreto reforzado (8.^a ed.).
- Ministerio de Fomento (España). (2008). *Instrucción de hormigón estructural EHE-08*.
- Ortega García, J. E. (2014). Diseño de estructuras de concreto armado (Tomo I). Editorial Macro.
- Romo P., M. (2008). Temas de hormigón armado. Escuela Politécnica del Ejército.