

CAPÍTULO I

1.1. El problema.

1.1.1 Planteamiento.

La cobertura de establecimientos policiales y de seguridad ciudadana de la comunidad de Loma de Tomatitas y los lugares aledaños a la provincia Méndez, por la constante incidencia de hechos criminales, por el incremento poblacional y los flujos migratorios que experimenta la región ha motivado en estos últimos tiempos la necesidad de mayores efectivos policiales.

Las intervenciones de los efectivos policiales en tiempo prudente demanda, entre otros aspectos, de una adecuada infraestructura de concentración y distribución de los servicios del orden, acorde para el correcto desempeño de actividades de los funcionarios policiales, además del incremento de actividades turísticas que incrementan una mayor atención a los problemas de orden público, estos no dan abastecimiento a todos los conflictos que se generan en la zona, por otra parte la instalación Policial perteneciente a toda la Provincia Méndez es única y se encuentran a gran distancia en la Plaza de San Lorenzo asiendo difícil la intervención oportuna e inmediata en Comunidades como Loma de Tomatitas, El Rancho, la Victoria, Coimata, Erquiz, San Mateo y Comunidades aledañas, siendo el único centro Policial en San Lorenzo, este data de muchos años quedando obsoleto e ineficiente y rebasada su capacidad para atender a toda la Provincia.

En la comunidad se dispone de un terreno para la construcción de dicha infraestructura, además que ya existe un diseño arquitectónico, pero no existe un diseño Estructural, por lo tanto, entonces el problema de este proyecto es la falta de un diseño Estructural de una Estación Policial en la Comunidad de Loma de Tomatitas, el cual es el objetivo de este informe.

1.1.2 Formulación.

a) Primera alternativa de planteo estructural.

Losas o entrepisos: Losa con viguetas pretensadas con complemento de poliestireno.

Estructura aporticada de H°A°

Cimientos: Zapatas aisladas prismáticas de H°A°

La alternativa que plantea **losas con viguetas pretensadas y zapatas aisladas** se descarta por las siguientes razones:

- **Luces estructurales grandes:** El sistema de viguetas no es adecuado para cubrir grandes luces entre pórticos, ya que presenta limitaciones estructurales y deformaciones excesivas.
- **Baja capacidad portante del terreno:** Las **zapatas aisladas** no son viables, ya que el suelo no garantiza una adecuada distribución de cargas, generando riesgos de asentamientos diferenciales.

b) Segunda alternativa de planteo estructural.

Losas o entrepisos: Losa maciza.

Estructura aporticada de H°A°

Cimientos: Vigas de Cimentación prismáticas de H°A°

La losa maciza presenta deformaciones que superan la flecha admisible según normativa, y requiere un gran peralte, lo que la vuelve antieconómica. Las vigas de cimentación implican un alto volumen de excavación y hormigón, ocupando un gran porcentaje del área de fundación, lo que la hace ineficiente y poco viable.

c) Tercera alternativa de planteo estructural.

Losas: Losa de entrepisos Casetonada o reticular

Estructura aporticada de H°A°

Cimientos: Losa de Fundación de H°A°

Se elige la tercera alternativa de planteo estructural por ser la alternativa 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.

Losa de Fundación de H°A°: Justificada por la baja 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 una Estación Policial Integral en la Comunidad de Loma de Tomatitas Provincia Méndez de Departamento de Tarija, en cumplimiento de la Norma NB 1225001 y para la estructura metálica la normativa AISI S100.

1.2.2 Específicos.

- ❖ Realizar el estudio de suelo para poder determinar la capacidad Portante del suelo, mediante ensayo SPT y definir el tipo de fundación de acuerdo al tipo de suelo en el lugar de emplazamiento de la obra.
- ❖ Analizar los planos arquitectónicos donde se visualiza los detalles y cortes de la Edificación para determinar la configuración de los elementos estructurales (disposición de pilares, vigas, losas, ubicación de la cimentación.).
- ❖ Elegir y estimar de manera adecuada los valores de cargas que actuarán en la estructura del proyecto (cargas muertas, cargas vivas)
- ❖ Diseñar las cimentaciones de acuerdo al tipo de suelo en el lugar de emplazamiento de la obra
- ❖ Realizar el presupuesto referencial de la estructura de sustentación diseñada, especificaciones técnicas, cálculos métricos, análisis de precios unitarios, cronograma de ejecución, para la obra gruesa de la obra
- ❖ Generar los planos estructurales de losas, vigas, columnas y fundaciones.

1.3. Justificación.

1.3.1 Académica.

Aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos en los años de formación académica y poner en práctica de manera ordenada los diferentes conocimientos de las materias relacionando y sintetizando en la elaboración de un proyecto de edificación en el área de estructuras

1.3.2 Técnica.

Al contar con los planos Arquitectónicos, el lugar de emplazamiento y posteriormente con el estudio de suelos de la obra, entonces se afirma que si es posible técnicamente realizar el diseño estructural de la Epi en Loma de Tomatitas, ya que se puede mejorar el criterio de la distribución de columnas propuesto por el Arquitecto, de modo que se trabaje con una estructura lo más eficiente posible lo que influye en el cálculo estructural, además de que no es una infraestructura de gran envergadura con muchos niveles. Por otra parte, se cuenta con la nueva Norma boliviana NB 1225001, que nos encamina a realizar el cálculo estructural de la manera más correcta posible y se cuenta con Herramientas Digitales como programas como el Cypecad, que facilitan y ahorran tiempo en el Diseño estructural.

1.3.3 Social.

Mejorar la calidad de vida de los habitantes de la Loma de Comunidad de Tomatitas Provincia Méndez y sus comunidades pertenecientes, a través del diseño estructural y posible construcción de la Estación Policial Integral que satisfaga las necesidades de carácter de orden público de la comunidad.

Brindar un aporte social como estudiante de Ingeniería Civil, aportando con conocimientos al realizar el cálculo estructural de dicha obra que nace en base a una necesidad de la Comunidad y en si de toda la Provincia.

Mejorar el turismo en la Provincia suponiendo que se realiza su construcción de la EPI, al contar con mayor presencia policial que resguarde a los Turistas, fomentando el turismo y la buena fama de la Provincia.

1.4. Alcance del proyecto.

El proyecto contempla únicamente el diseño estructural de la Estación policial Integral 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^oA^o, losas. Los cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general son únicamente para la obra gruesa

1.5. Localización.

1.5.1 Localización Político Administrativa

Estado Plurinacional de Bolivia

Departamento de Tarija

Provincia Méndez

Municipio de San Lorenzo

Primera Sección

Lugar de Emplazamiento: Comunidad de Loma de Tomatitas

1.5.2 Localización Geográfica.

Latitud Sur: 21°29'15.48"S

Longitud Oeste: 64°46'7.30"O

Altura media: 1971 m.s.n.m.

1.5.3 Información Socioeconómica en el área de emplazamiento del proyecto.

La población de la Comunidad de Loma de Tomatitas tiene como actividades económicas:

- Turismo
- Agricultura

Además, al situarse cerca de la ciudad del Departamento de Tarija a 10 minutos de la Ciudad, la Población trabajadora también realiza sus funciones en sus áreas o profesiones respectivas movilizándose sin ningún inconveniente a la ciudad de Tarija.

Para el emplazamiento de la obra se cuenta con todos los servicios necesarios para desarrollar las actividades de construcción, dichos servicios son los siguientes:

- Se cuenta con alojamientos: Para que los albañiles puedan albergarse sin necesidad de tener que crear un campamento que aloje a los mismo.
- Se cuenta con el servicio de transporte tanto de micros, banderitas, trufis sindicato de San Lorenzo.
- Existe variedad de comedores cercano al lugar de emplazamiento de la obra, que favorecen y desestima la necesidad de la contratación de una cocinera para la ejecución de la obra

1.5.4 Servicios básicos existentes.

La población de la Comunidad de Loma de Tomatitas cuenta con los siguientes servicios básicos existentes.

- Agua potable y alcantarillado sanitario: La comunidad cuenta con este servicio.
- Energía eléctrica: La comunidad cuenta con este servicio
- Educación: La comunidad cuenta con una Unidad Educativa Angel Calabi Pazollini situada cerca del parque Bosquecillo de Tomatitas y la Iglesia.
- Salud: Cuenta con el Nuevo centro de Salud de Tomatitas, cercano al ingreso de la Comunidad de Erquiz
- Gasolineras: En caso de requerirse el uso de gasolina en el proyecto, se cuenta con dos estaciones de servicio, Estación de servicio el molle y estación de servicio Moto Méndez.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento Topográfico.

El levantamiento topográfico consiste en llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto. Mediante el levantamiento topográfico, se realiza un escrutinio de una superficie, incluyendo tanto las características naturales de esa superficie como las que haya hecho el ser humano.

2.2 Estudio de Suelos.

Para asegurar un conocimiento del suelo en forma adecuada es conveniente hacer pruebas y exploraciones en el laboratorio y en el sitio, de esta manera luego de un adecuado procesamiento de los datos obtenidos se podrá conocer los valores de resistencia y asentamiento, para el análisis y diseño de la fundación.

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 muestreadora SPT. La cuchara se la conecta por intermedio de un tubo al martillo de 63.5 kg.

2.2.1.1 Objetivo

- 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: compactidad, φ y la resistencia a la compresión simple

2.3 Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico de la Epi Loma de Tomatitas tiene como objetivo satisfacer la demanda de una estación policial integral moderna.

2.4 Idealización de las estructuras.

2.4.1 Sustentación de cubierta.

La estructura de sustentación de la cubierta está constituida por armaduras metálicas conformadas en frío.

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 porticada (columnas y vigas) del presente proyecto estará sometida a cargas gravitacionales, de peso propio y sobrecargas vivas.

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

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

Aplicación	Hormigón	f'_c Mínimo, MPa	f'_c Máximo, MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales re- sistentes 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.

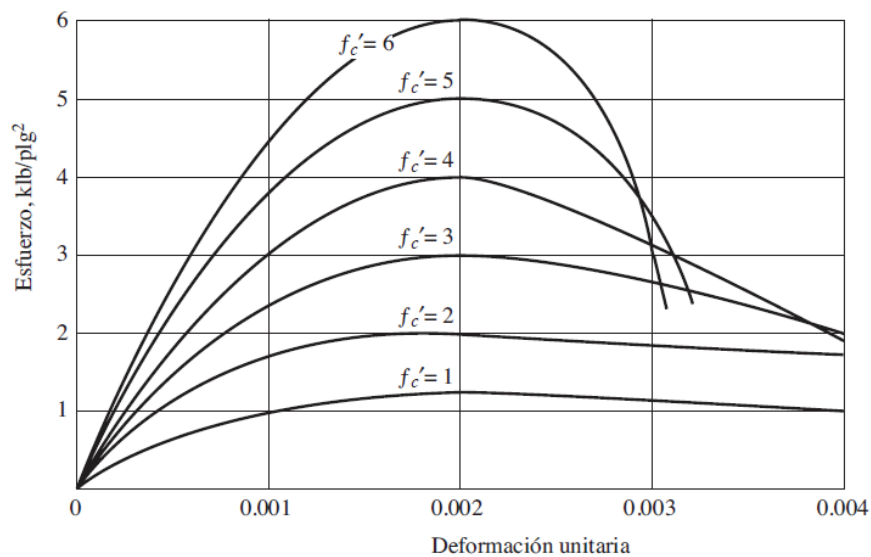


Figura 2.1 Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del hormigón

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

La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema a compresión del hormigón es

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

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

$$E_c = 3830 \sqrt{f'_c} \text{ (en Mpa)}$$

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 tomarse 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 Coeficiente de Dilatación.

El coeficiente de dilatación del hormigón y del acero son muy parecido, esto permite que ambos materiales trabajen juntos.

$$\alpha_{hormigón} = (8 - 12) \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$\alpha_{Acero} = (11.5 - 12) \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

² IBNORCA, eq. 19.2.2.1.b.

2.4.2.1.8 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 1225001-artículo 19.2.4”

2.4.2.1.9 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.

2.4.2.1.9.1 Módulo de Elasticidad del Acero.

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

2.4.2.1.9.2 Peso Específico del Acero.

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

³ IBNORCA, cap. 20.2.2.2.

2.4.2.1.9.3 Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

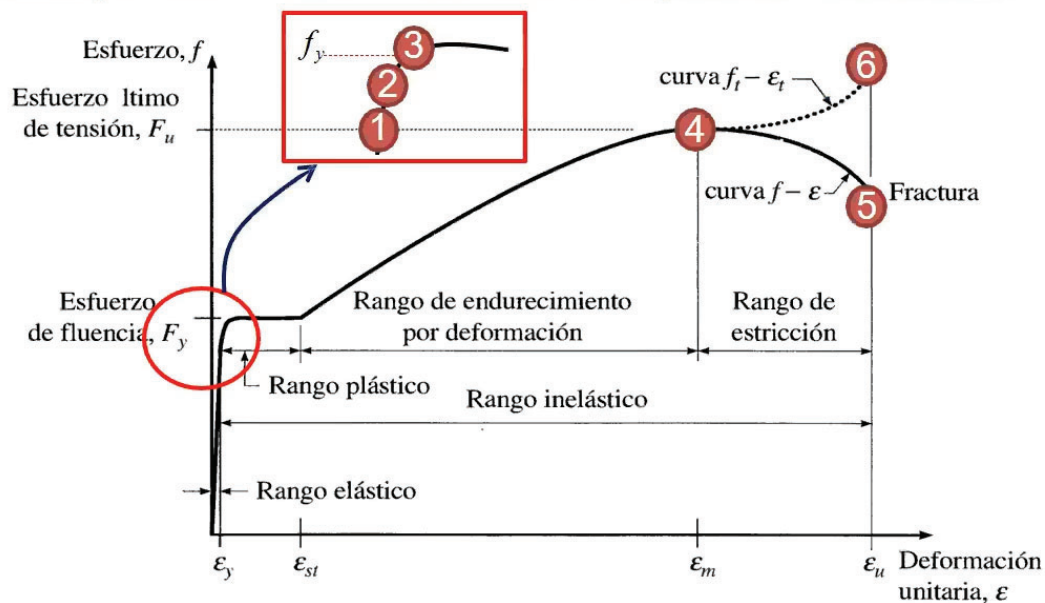


Figura 2.2 Diagrama de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

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

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

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

2.4.2.1.9.4 Ductilidad.

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

2.4.2.1.9.5 Idealización del diagrama Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo

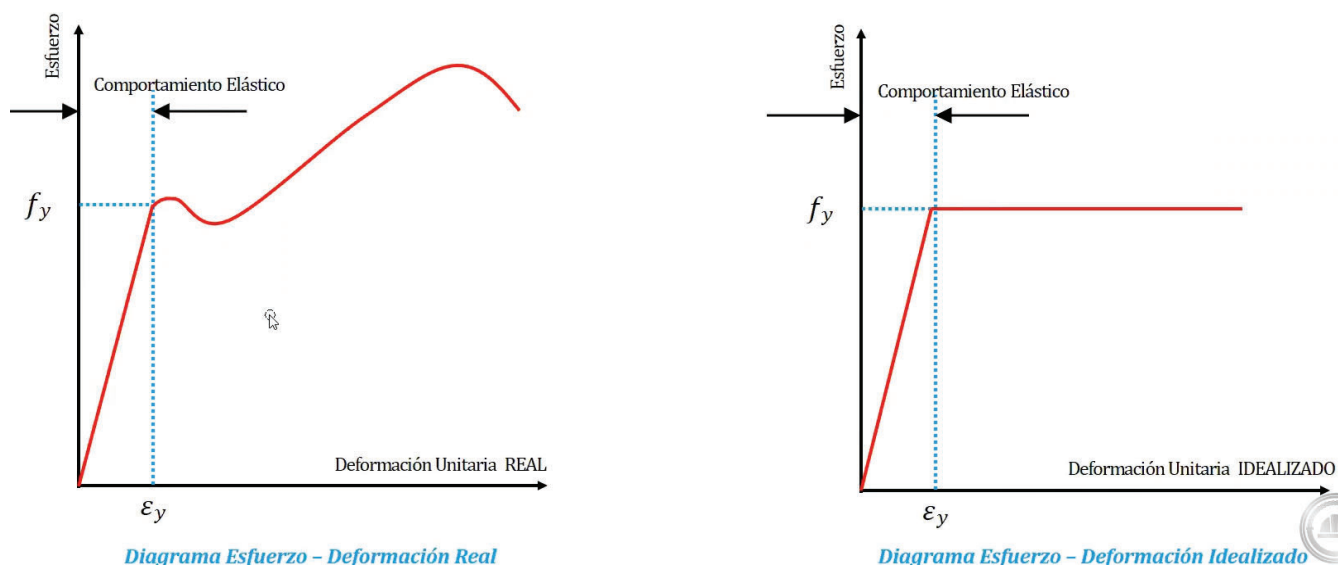


Figura 2.3 Idealización del diagrama Esfuerzo Deformación del acero de refuerzo)

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.

- Él 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)

DEFORMACIONES	TIPO DE FALLA	ESFUERZOS	
$\epsilon_s < \epsilon_y$	FALLA POR COMPRESIÓN El acero no alcanza a ceder en el momento de la falla	$f_s < f_y$	FALLA FRÁGIL Se inicia por: APLASTAMIENTO DEL HORMIGÓN Son repentinas, Falla el concreto, el acero no ha cedido.
$\epsilon_s = \epsilon_y$	FALLA BALANCEADA Ocurre la falla en el instante en que el acero empieza a ceder.	$f_s = f_y$	
$\epsilon_s > \epsilon_y$	FALLA POR TRACCIÓN El acero cede significativamente antes de que ocurra la falla.	$f_s = f_y$	FALLA DÚCTIL Se inicia por: FLUENCIA DEL ACERO El acero cede antes que ocurra la falla Cantidad de Acero controlada

Tabla 2.4 Deformaciones en el acero en el instante de falla del elemento.

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

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 alas resistencias nominales de los miembros.

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

Principio de diseño

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

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

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 Factores de Seguridad en las cargas aplicadas (Factor de mayoración)

Las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y nodos para el el Estado Límite de agotamiento Resistente, U, se determinarán con base en las hipótesis de solicitaciones que produzcan el efecto más desfavorable, el cual puede ocurrir cuando una o más solicitaciones están actuando simultáneamente.

2.4.2.2.4 Combinaciones de cargas.

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 2.5 Combinaciones de cargas

Fuente: NB 1225001-artículo 5.3.1”

Donde:

D=Efecto de carga muerta de servicio.

L=Efecto de carga viva de servicio.

L_r =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.

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 2.6 Factores de reducción de resistencia ϕ

Fuente: NB 1225001-artículo 21.2.1

Deformación unitaria neta a tracción ε_t	Clasificación	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 2.7 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 2.8 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 2.9 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: $f_s = 2/3 f_y$

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

2.4.2.3 Junta de dilatación.

Las variaciones de temperatura ocasionan cambios dimensionales, tanto en la estructura como en el resto de los componentes del edificio, de forma que este se comporta como un objeto dinámico.

La información sobre el tema es poca, especialmente por lo que se refiere a mediciones sobre edificios construidos. A título de ejemplo durante muchos años se ha estimado que en edificios la distancia entre juntas de dilatación de las estructuras no debía pasar de 30m. Como se verá por lo que sigue, en muchos casos es fácil llegar al doble e incluso el triple. La creencia errónea venía de que, al hacer las juntas de dilatación a esa distancia, tanto para la estructura, como para los cerramientos se producían desórdenes graves, pero no en la estructura, sino en las partes no estructurales del edificio.

Unos órdenes de magnitud realistas para las juntas de dilatación para edificios de planta rectangular son los siguientes:⁴

TABLA T-24.1.- DISTANCIA ENTRE JUNTAS DE DILATACIÓN

PARTE DE OBRA	DISTANCIA MÁXIMA ENTRE JUNTAS DE DILATACIÓN (m)
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN	60 a 90
CERRAMIENTOS DE LADRILLO EN FACHADAS	12 a 18
AZOTEAS	5 a 8

Tabla 2.10 Distancia entre juntas de Dilatación.

Fuente: Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. Calavera.

⁴ J. Calavera, *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón En masa, armado y pretensado*, vol. 1 (INTEMAC, s. f.), cap. 24.1.

Fuente	Distancia Propuesta entre juntas de dilatación
Lewerenz (1907)	23 m para muros
Report of joint Committee on standard Specifications for Concrete and Reinforced	Con amplios rangos de temperatura no superar los 60m. En situaciones favorables se puede construir edificios de 120 a 150m sin juntas
Hunter (1953)	25 m para muros y techos aislados, 9 a 12m para techos no aslados
Murdock (1955)	30 m de longitud máxima sin juntas
Billing (1960)	31 m de longitud máxima sin juntas
Wood (1981)	30 a 35m para muros
PCA (1982)	60m de longitud máxima
ACI 350.4R (1983)	36 m estructuras en contacto con líquidos.
Normas Básicas de Edificacion. Acciones en la Edificacion (NBE-AE) (1988)	40m para estructuras ordinarias. 50m para columnas de rigidez pequeña.
ACI 224.3R-95 (1955)	180 m para edificios calefaccionados
ACI 350.4R (2004)	66m para edificios sin calefaccion.
Eurocódigo 2: Proyecto de Estructuras de Hormigón (2010)	Colocando juntas a una distancia recomendada de 30m no hace falta considerar los efectos de la

Tabla 2.11 Recopilación cronológica de distancias entre juntas de dilatación.

Fuente: Universidad Nacional de la Patología San Juan Bosco.

2.4.2.3.1 Cálculo de la distancia entre juntas de dilatación para edificios de varios niveles según la National Academy of Sciences.

$$\alpha_t = 1 * 10^{-5} C^{-1}$$

$$\Delta T = T_{max} - T_{min}$$

$$\Delta T l = \alpha_t * \Delta T * L$$

$$L_{max} = L_{\alpha}(1 + R_1 - R_2 - R_3 - R_4)$$

Donde:

R1=0.15- Factor a aplica si el edificio tiene calefacción y aire acondicionado

R2=0.33 Factor a aplicar si el edificio no tendrá calefacción.

R3=0.15 Factor a aplicar si el edificio estará empotrado en cimentación.

$R_4=0.25$ Factor a aplicar si el edificio tiene una rigidez contra desplazamiento lateral mayor en un extremo de la dimensión en planta.

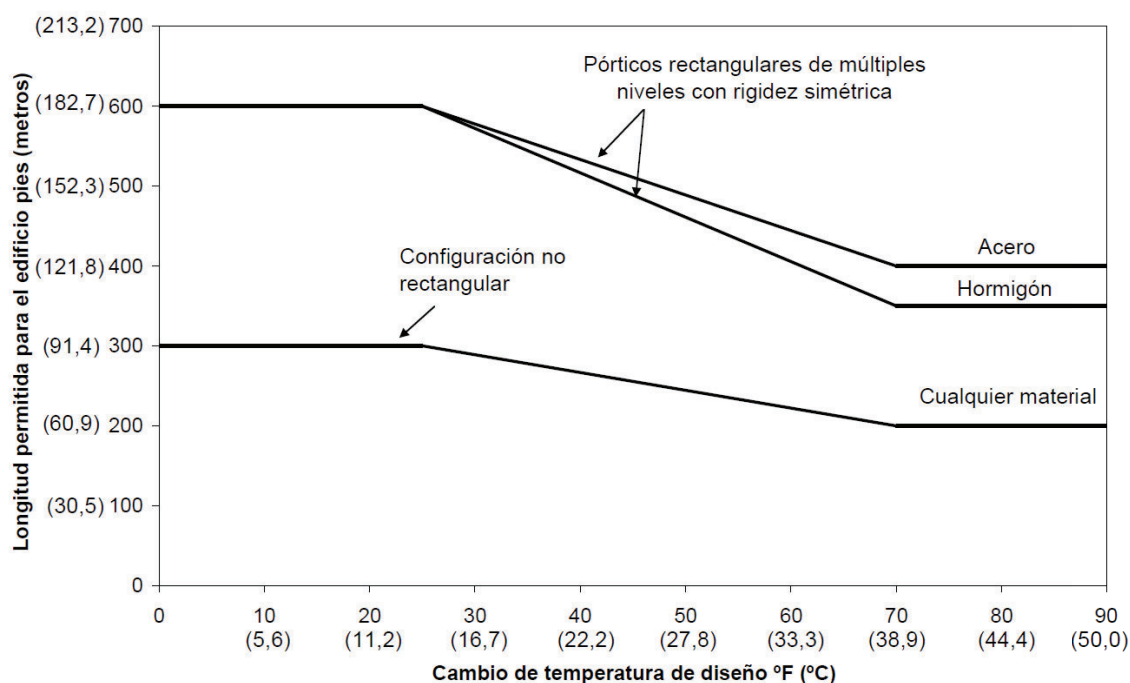


Figura 2.4 Criterio para juntas de dilatación

Fuente: Nacional Academy of Sciences. (1995). *Guidelines for Structural Joints in Buildings*. Washington, DC: National Academies Press.

2.4.2.3.2 Espesor de la junta.

Como se especifica anteriormente en (Comité ACI-224, 1995), establece que la junta debe tener una anchura mínima de 25mm y máxima de 150mm, siendo típico para las condiciones de su zona 50mm, dado a que las condiciones son diferentes comparados con la ubicación del proyecto se asume una anchura para la junta de dilatación de 30mm.⁵

2.4.3 Fundaciones.

Las estructuras de hormigón armado que se apoyan en el suelo, como ser edificios están formados básicamente por dos partes, la superior o superestructura y la inferior o fundación.

⁵ Hugo Juan Donini, «UNA REVISIÓN SOBRE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO», s. f.

De esto se puede concluir que las fundaciones, son elementos estructurales situados entre la superestructura y el suelo o roca que le servirá de base a la estructura.

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.

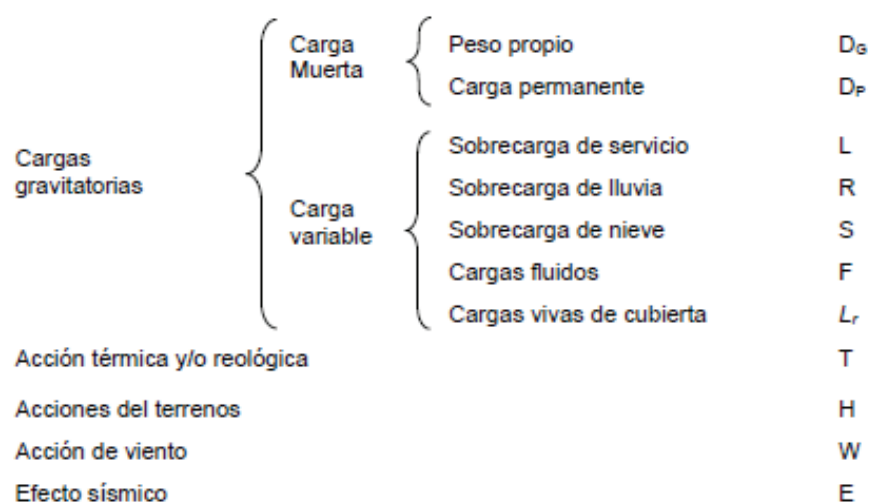


Figura 2.5 Clasificación de las acciones

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	Uniforme en
		Kn/m2	Kg/m2
Azoteas inaccesibles		1	100
Balcones		5	500
Baños		3	300
Cocinas		4	400
Área de Archivos		4	400
Comedores		5	500
Depositos		6	600
Escaleras		5	500
Gimnasios		5	500
Instituciones carcelarias			
Celdas		2	200
Corredores		5	500
Salones de Reunion		5	500
Edificios Para Oficinas		2.5	250
Vestuarios		2.5	250
Dormitorios		5	500
Laboratorios		3	300
lavaderos		3	300
Salas de juegos y recreacion		4	400

Tabla 2.12 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.

$\phi_t=0.90$ ⁶

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.

$\phi=0.90$ para secciones con alas comprimidas no rigidizadas.⁷

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.

⁶ American Iron and Steel Institute, *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Member*, 2016.^a ed., 1st printing october, 37.

⁷ American Iron and Steel Institute, 45.

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:

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

F_e : 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 S100.⁸

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:

⁸ American Iron and Steel Institute, 38.

λ = Factor de esbeltez

ρ = Factor de reducción.

t = Espesor de los elementos atiesados uniformemente comprimidos.

w = Longitud medida sin curvas.

E = Modulo de elasticidad⁹

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:¹⁰

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

Donde:

E : módulo elástico.

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:

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

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

⁹ American Iron and Steel Institute, app. 1.

¹⁰ American Iron and Steel Institute, 39.

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

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 $P_u/\phi P_n \leq 0,15$ 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.¹¹

2.5.2.5 Losa reticular o bidireccional

2.5.2.5.1 Limites de diseño

- Ancho de las nervaduras ¹²

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

- Espaciamiento libre entre nervaduras.¹³

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

- Espesor de la capa de compresión según normativa.¹⁴

¹¹ American Iron and Steel Institute, 69.

¹² IBNORCA, NB 1225001: Norma Boliviana del Hormigón Estructural, cap. 8.8.1.2.

¹³ IBNORCA, cap. 8.8.1.4.

¹⁴ IBNORCA, cap. 8.8.2.1.1.

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

- Ancho del nervio.

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

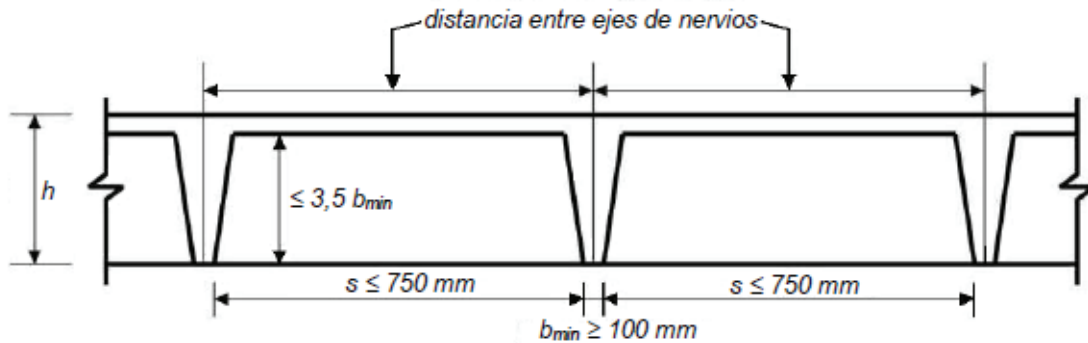


Figura 2.6 Limitaciones dimensionales para losas nervadas

Fuente: NB 1225001-artículo 8.8.1

2.5.2.5.2 Espesor de la losa

- Altura de la losa según normativa.

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	Se aplica 8.3.1.1	(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	$h \geq \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1380} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_{fm} - 0,20)}$	(b) [2] [3]
	$h \geq 150$	(c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	$h \geq \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1380} \right)}{36 + 9 \beta}$	(d) [2] [3]
	$h \geq 100$	(e)

Tabla 2.13 Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre apoyos en todos los lados

Fuente: NB 1225001-artículo 8.3.1.2

Donde:

- α_f es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f

- l_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de las vigas (mm).
- El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.
- Módulos de elasticidad.

$$E_{cb} = E_{cs} = 15100 * \sqrt{f'c}$$

- Verificamos dimensiones.¹⁵

$$b_w + 2 * h_f \leq b_w + 8 * h_{fi}$$

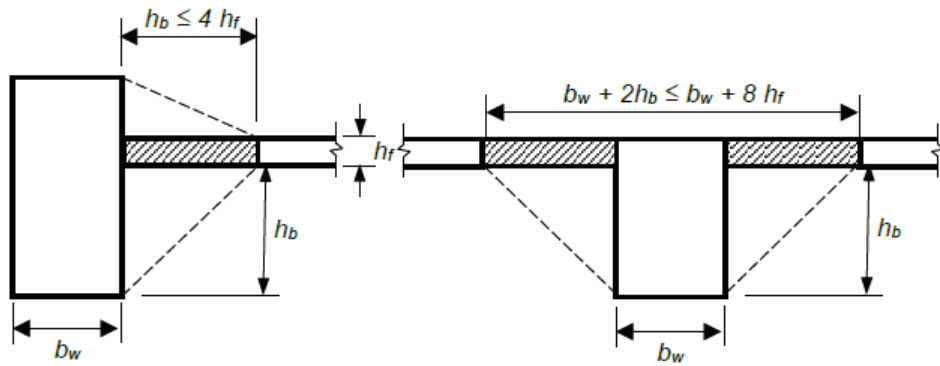


Figura 2.7 Porción de los que se debe verificar.

Fuente: NB 1225001-artículo 8.4.1.8

- Cálculo del centroide de la viga T.

$$Y_{cg} = \frac{b_w * h_b * \frac{b_w}{2} + (2 * h_b + b_w) * \left(h_b + \frac{h_{fi}}{2}\right)}{b_w * h_b + (2 * h_b + b_w) * h_{fi}}$$

- Cálculo de la inercia de la viga T respecto al centroide.

$$I_b = \frac{b_w * h_b^3}{12} + b_w * h_b * \left(\frac{h_b}{2} - Y_{cg}\right)^2 + \frac{(2 * h_b + b_w) * (h_{fi})^3}{12} + (2 * h_b + b_w) * h_{fi} * \left(h_b + \frac{h_{fi}}{2} - Y_{cg}\right)^2$$

- Cálculo de la Inercia de la losa.

¹⁵ IBNORCA, cap. 8.4.1.8.

$$I_s = \frac{b_{losa} * (h_{losa})^3}{12}$$

- Cálculo del parámetro α_f

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_s}$$

$$\alpha_{prom} = \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}}{4}$$

- Espesor mínimo de la maciza.

Se lo calcula en función de la tabla 2.13

2.5.2.5.3 Deflexión máxima admisible calculada.

Elemento	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r, S y R	$\ell / 180$ ^[1]
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell / 360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$\ell / 480$ ^[3]
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240$ ^[4]

Tabla 2.14 Deflexión máxima admisible calculada

Fuente: NB 1225001-artículo 24.2.2

2.5.2.5.4 Verificación si la losa reticular requiere o no requiere Abaco.¹⁶

- Cortante que aporta los nervios.

$$V_{n1} = \phi \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} b d = \text{Para 1 nervio}$$

- Cortante que aporta la capa de compresión.

¹⁶ IBNORCA, cap. 22.5.5.1.

b=Ancho del complemento.

d=Altura de la capa de compresión

$$V_{c1} = \phi \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d = \text{Para 1 nervio}$$

- Cortante total que resiste la losa reticular.

$$V_{LR} = V_n + V_c$$

$$V_{LR} \geq V_a$$

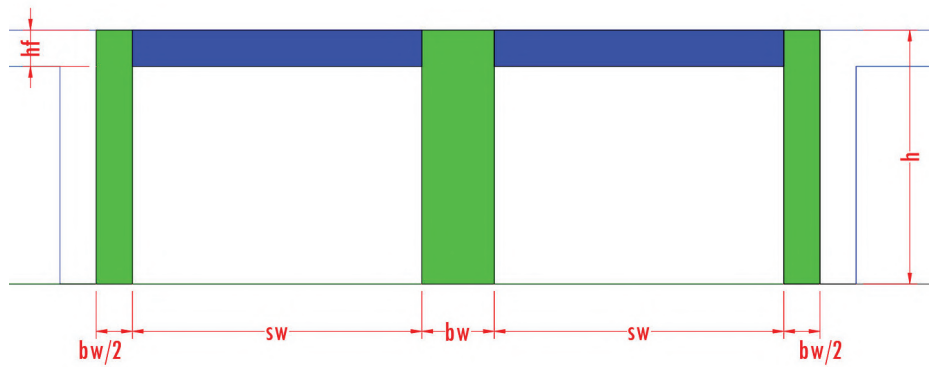


Figura 2.8 Cortante que soporta la sección.

Fuente: Elaboración propia

2.5.2.5.4.1 Uso de Ábacos.

La longitud de los ábacos se calculó con la siguiente expresión.

$$L_{abaco} = \frac{L_n}{6}$$

L_n = longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección¹⁷

¹⁷ IBNORCA, cap. 8.2.4.

2.5.2.5.5 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 2.15 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 450mm (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

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

- 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	$\ell/16$
Un extremo continuo	$\ell/18,5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Tabla 2.16 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.¹⁸

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

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)

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

¹⁸ IBNORCA, cap. 9.6.1.

2.5.3.1.3 Sección simplemente armada.

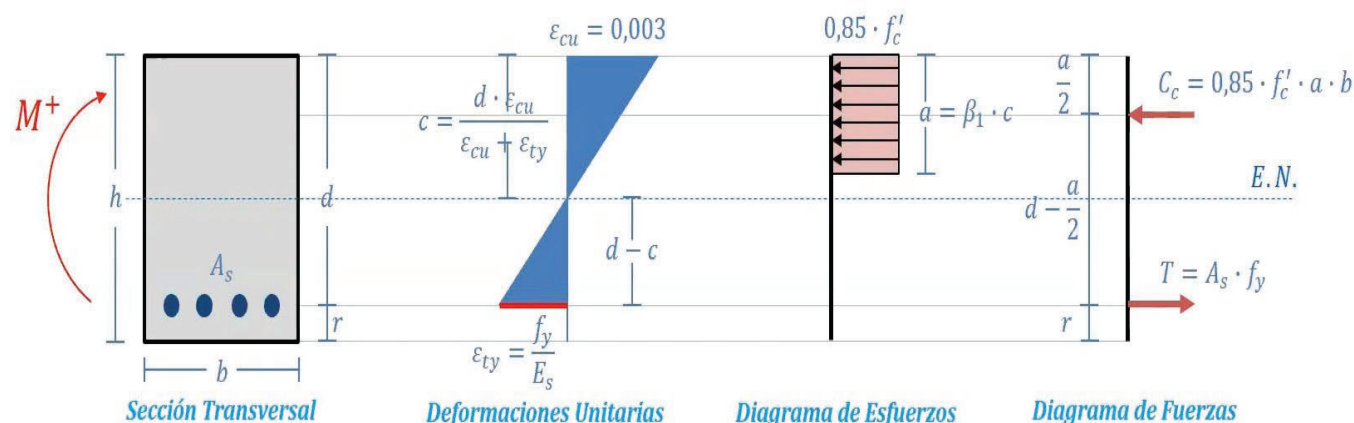


Figura 2.9 Distribución rectangular equivalente de los esfuerzos en el hormigón.

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 $b_w \cdot d$

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 2.17 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:

$$A_{s,max} = \frac{0.85 f'_c \left(\frac{3}{8} * d_t\right) \beta 1 b}{f_y}$$

$$A_{s,max} = \frac{3}{8} 0.85 \beta 1 \frac{f'_c}{f_y} b d_t \quad Ec ... 11$$

Obtenemos la cuantía máxima:

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

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

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

2.5.3.1.5 Área máxima de fuerza a flexión

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

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

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

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

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

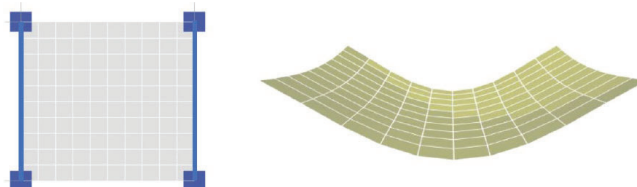
$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

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

$$\phi M_n \geq M_u$$

2.5.3.2 Diseño de losas macizas

a) Soportadas por vigas solamente en lados opuestos



b) Soportadas por vigas en los 4 bordes pero el lado largo es dos o mas veces mayor que el lado corto.

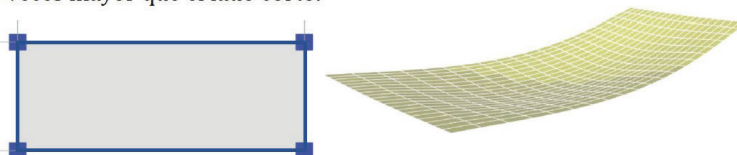


Figura 2.10 Deformación o flecha en losas en una y dos direcciones.

Fuente: Internet

La losa maciza en una dirección se diseña como una viga plana de 1 metro de ancho o base. El refuerzo por flexión se coloca perpendicularmente a la dirección larga de la losa o paralela a la dirección larga de la viga de 1 metro de ancho.

La separación máxima del refuerzo por flexión está definida por NB 1225001-artículo 24.3.2

El espesor de la losa depende de la flexión, la deflexión y los requisitos de esfuerzo cortante, la sección de la NB 1225001 artículo 7.3.1.1 define los espesores mínimos de las losas en una dirección y el refuerzo mínimo a flexión se debe calcular al igual que en diseño de vigas

$$A_{smin} = \begin{cases} 0.0018 * \frac{420}{f_y} * A_g \\ 0.0014 * A_g \end{cases}$$

$$A_g = b * h$$

El espaciamiento mínimo se debe calcular de acuerdo a NB 1225001-artículo 25.2.1

El espaciamiento para el refuerzo por retracción y temperatura se deben calcular con la tabla 2.15

El límite para la deformación unitaria de la armadura en losas es:

$$\epsilon_{ty} \geq 0.004$$

2.5.3.3 Diseño por cortante.

El esfuerzo cortante es aquel que actúa en el plano de la sección transversal tratando de desplazarla con relación a las secciones próximas a ellas.

2.5.3.3.1 Diseño a corte

De la teoría de Estado Límite de agotamiento resistente:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_u =Cortante último de diseño.

V_c = Resistencia a cortante del hormigón.

V_s =Resistencia a cortante del acero transversal.

La metodología para el diseño a cortante es el siguiente:

2.5.3.3.2 Límites a la resistencia de los materiales:

Los valores de raíz (f'_c) usados para calcular V_s para cortante en una dirección, no debe exceder 8.3 MPa. ¹⁹

$$\sqrt{f'_c} \leq 8.2 \text{ (MPa)}$$

2.5.3.3.3 Cálculo de la resistencia nominal al cortante que resiste el concreto.²⁰

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d \text{ (MPa)}$$

¹⁹ IBNORCA, cap. 22.5.3.1.

²⁰ IBNORCA, cap. 22.5.5.1.

2.5.3.3.4 Verificación de las dimensiones de la sección transversal.²¹

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

2.5.3.3.5 Verificación si requerimos acero de refuerzo del acero o no.

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow \text{Si cumple colocamos acero mínimo transversal}$$

2.5.3.3.6 Cálculo de la resistencia nominal al Cortante acero.²²

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

2.5.3.3.7 Resistencia nominal de cortante NB 1225001-artículo 22.5.1.1

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d}$$

2.5.3.3.8 Armadura mínima a cortante. NB 1225001-artículo 9.6.3.3.

$$\text{si } V_u > 0.5 \phi V_c \therefore A_{v,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c} b_w}{16 f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_y} \end{array} \right. (MPa)$$

$$A_{s,min} = (A_{v,min}) * s$$

²¹ IBNORCA, cap. 22.5.1.2.

²² IBNORCA, cap. 22.5.10.5.3.

2.5.3.3.9 Separación para la zona de confinamiento.

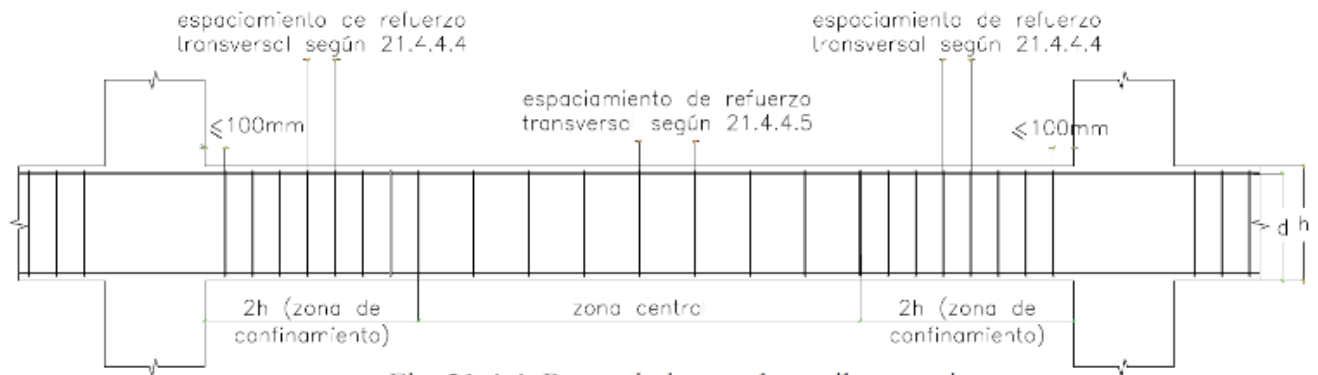


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Figura 2.11 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.

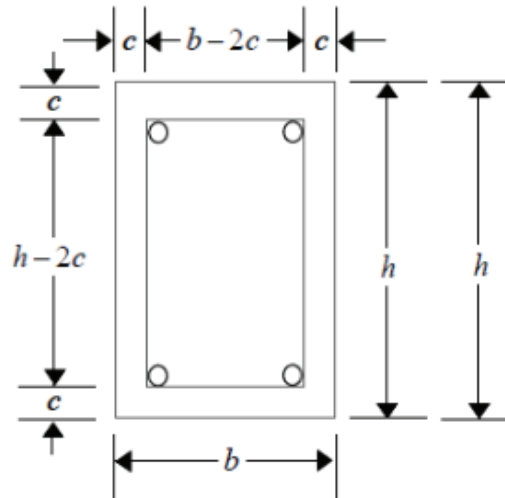


Figura 2.12 Esquema gráfico para determinar parámetros por torsión.

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.²³

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

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

$$si T_n = T_u$$

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

²³ 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.

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

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.²⁴

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

b) Refuerzo longitudinal mínimo.²⁵

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

²⁴ IBNORCA, cap. 9.6.4.

²⁵ IBNORCA, cap. 9.6.4.3.

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

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

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. ²⁶

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.

²⁶ IBNORCA, cap. 9.7.2.3.

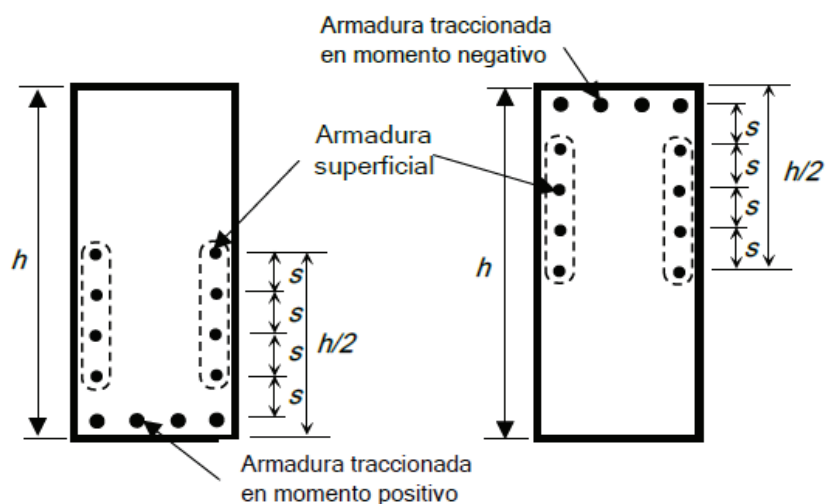


Figura 2.13 Armadura superficial para vigas con $h > 600$ mm

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:²⁷

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

2.5.3.6.2 Ecuación formula general.²⁸

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

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

Donde:

f_y =Esfuerzo de fluencia

Ψ_t = Factor que depende de la cantidad de acero desarrollado

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

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

²⁷ IBNORCA, cap. 25.4.1.4.

²⁸ IBNORCA, cap. 25.4.2.3.

Ψ_e = Factor

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

$\Psi_e = 1.2 \text{ Cuando se tenga recubrimiento epoxico}$

$\Psi_e = 1 \text{ sin epoxico}$

Ψ_s =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.

$\lambda = 1 \text{ Hormigon normal}$

$\lambda = 0.75 \text{ Hormigon alivianado}$

c_b = Distancia en milímetros.

Factor k_{tr}

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

2.5.3.6.3 Valores tabulados de longitud de anclaje

Longitud de Desarrollo (m) si:								
$f_y =$ 500 Mpa			$\Psi_t =$ 1 Debajo					
$f'_c =$ 21 Mpa			$\Psi_t =$ 1.3 Encima					
$\Psi_e =$ 1 Sin epoxi			$\lambda =$ 1 Hormigón normal					
Posición	$\Phi 6$	$\Phi 8$	$\Phi 10$	$\Phi 12$	$\Phi 16$	$\Phi 20$	$\Phi 25$	$\Phi 32$
	0.006	0.008	0.01	0.012	0.016	0.02	0.025	0.032
Encima 300mm	0.41	0.54	0.68	0.82	1.09	1.70	2.13	2.72
Debajo 300mm	0.31	0.42	0.52	0.63	0.84	1.31	1.64	2.09

Tabla 2.18 Longitud de Desarrollo Tabulado

Fuente: Elaboración Propia

2.5.3.6.4 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:²⁹

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

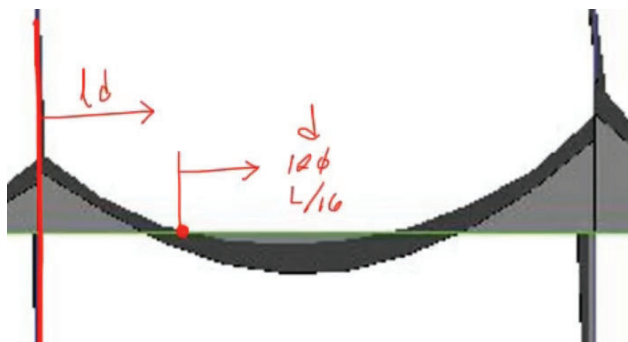


Figura 2.14 Longitud de anclaje para momentos negativos

Fuente: Ing. Marcelo pardo

2.5.3.6.5 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:³⁰

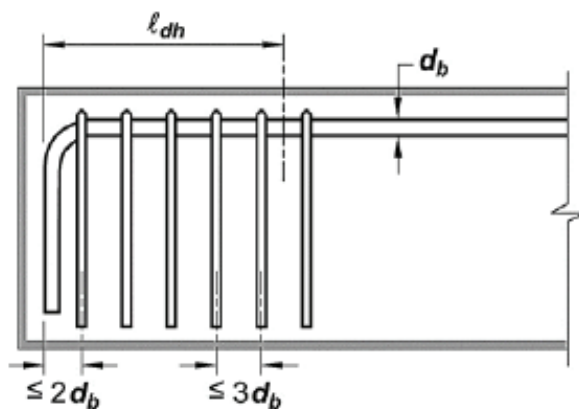


Figura 2.15 Longitud de desarrollo de gancho en Vigas.

Fuente: Elaboración Propia

²⁹ IBNORCA, cap. 9.7.3.8.1.

³⁰ IBNORCA, cap. 25.4.3.1.

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.

Longitud de Desarrollo (m) si:								
fy=	500	Mpa				Ψc=	1	debajo
f'c=	21	Mpa				Ψr=	1	encima
Ψe=	1	sin epoxi				λ=	1	Hormigón normal
Posición	Φ6	Φ8	Φ10	Φ12	Φ16	Φ20	Φ25	Φ32
db (m)	0.006	0.008	0.01	0.012	0.016	0.02	0.025	0.032
Ldh (m)	0.16	0.21	0.26	0.31	0.42	0.52	0.65	0.84
Ldh (cm)	15.71	20.95	26.19	31.42	41.90	52.37	65.47	83.80

Tabla 2.19 Longitud de desarrollo en columnas

Fuente: Elaboración Propia

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.³¹

³¹ REYNALDO COLQUE ANDIA, APOYO DIDÁCTICO EN LA ENSEÑANZA Y APRENDISAJE DE LA ASIGNATURA DE “HORMIGON ARMADO, s. f.

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 sgte tabla:

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

Tabla 2.20 Resistencia axial máxima.

Fuente: NB 1225001-artículo- 22.4.2.1

Para nuestro caso de estudio nos corresponde:

$$P_n = 0.80 P_o$$

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

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**

$$0.01 A_g \leq A_s \leq 0.08 A_g^{32}$$

- **Número mínimo de barras longitudinales.**

3 varillas con estribos triangulares.

4 varillas con estribos rectangulares o circulares.

6 varillas con estribos en espiral.³³

- **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 la armadura principal a utilizar debe ser $d_b \geq 12$ mm. Repartido en la periferia y separado a no más de 30cm.³⁴

- **Espaciamiento de los estribos de las columnas³⁵**

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

- **El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos:³⁶**

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

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

³² IBNORCA, NB 1225001: Norma Boliviana del Hormigón Estructural, cap. 10.6.1.1.

³³ IBNORCA, cap. 10.7.3.1.

³⁴ IBNORCA, cap. 10.3.1.1.

³⁵ IBNORCA, cap. 25.7.2.1.

³⁶ IBNORCA, cap. 25.7.2.2.

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.

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

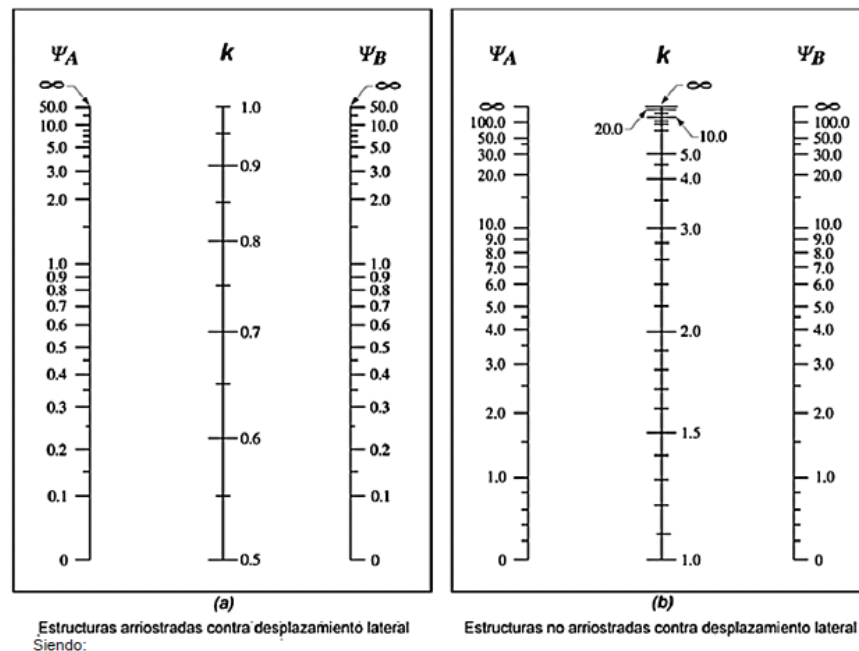


Figura 2.16 Nomograma de Jackson & Moreland

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.³⁷

³⁷ Jack C. McCormac Russell H. Brown, «Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac Russell H. Brown 8Ed», s. f.

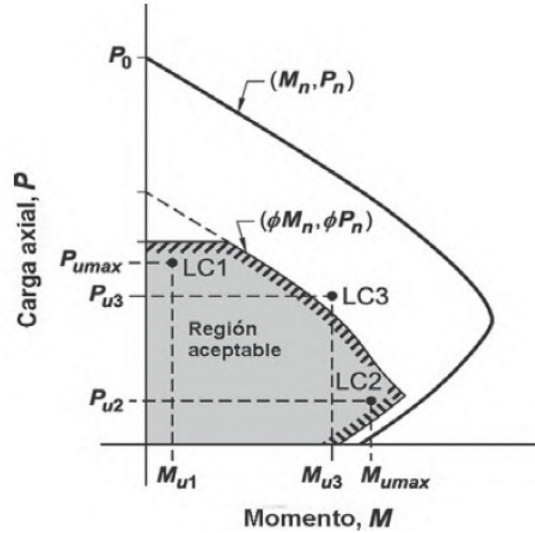


Figura 2.17 Diagrama interacción de columna según reglamento de norma

Fuente: NB--artículo 10.4.2.1

2.5.3.7.5.1 Procedimiento para elaborar el diagrama interacción.

Cálculo del acero total

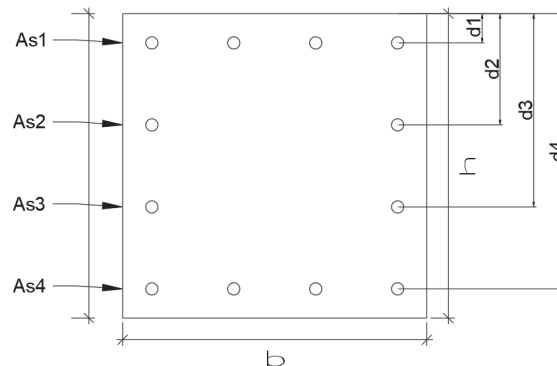


Figura 2.18 Sección transversal de columna para diagrama de interacción.

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

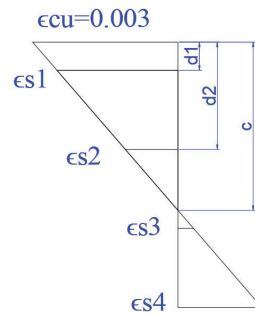


Figura 2.19 Diagrama deformaciones de columna para diagrama interacción

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:

εs1= Deformación del acero en la capa1

Diagrama de esfuerzos.

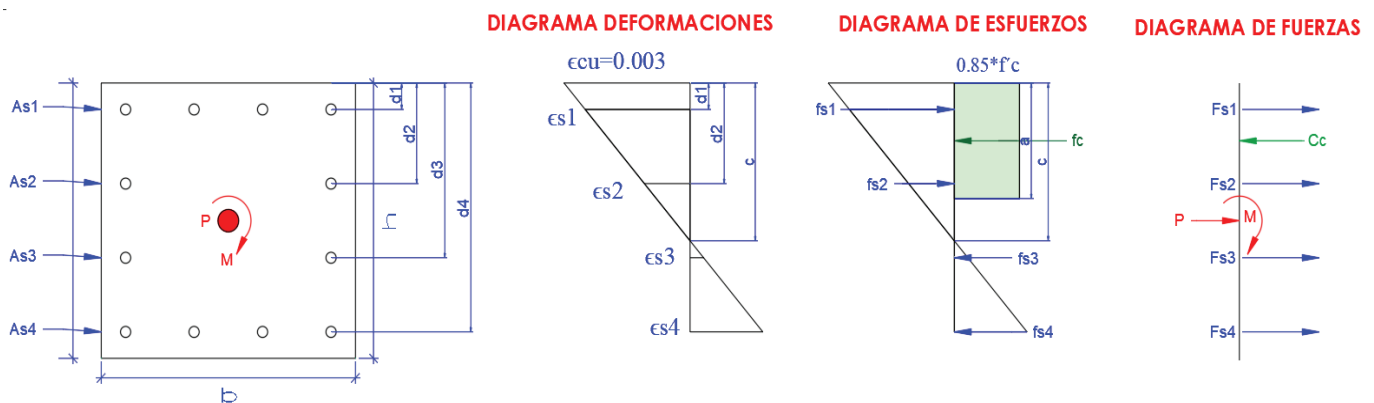


Figura 2.20 Diagrama interacción de columna según reglamento de norma

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.

$$\sum FH = 0$$

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

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

$$P = 0.85 * f'c * c * b + Fs1 + Fs2 + Fs3 + Fs4$$

$$\sum MP = 0$$

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

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 α1=-1,

εultimo=ε_y

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

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

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

Cálculo de “a”

$$a = \beta_1 * cb$$

Determinación de la deformación del acero en todas las capas

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

Si ϵ_{si} (+) compresión; Si ϵ_{si} (-) Tracción

Determinación del esfuerzo del acero en todas las capas.

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

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

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

Determinación de las fuerzas.

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

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

Cálculo de la carga y momento balanceada.

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

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

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

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.

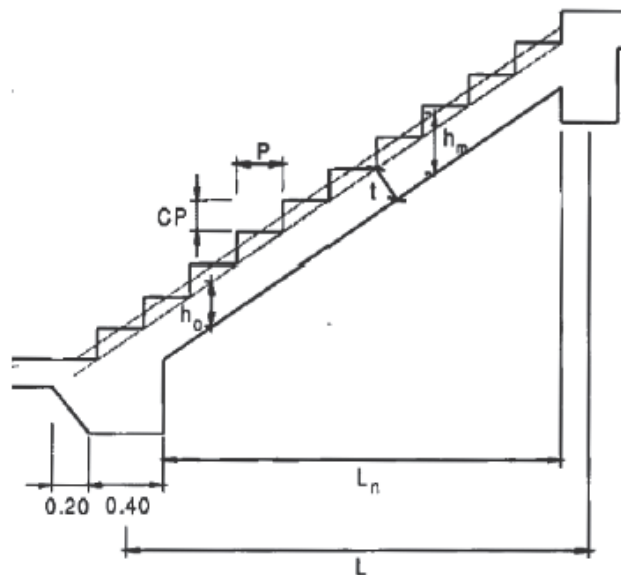


Figura 2.21 Parámetros de dimensionamiento

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.

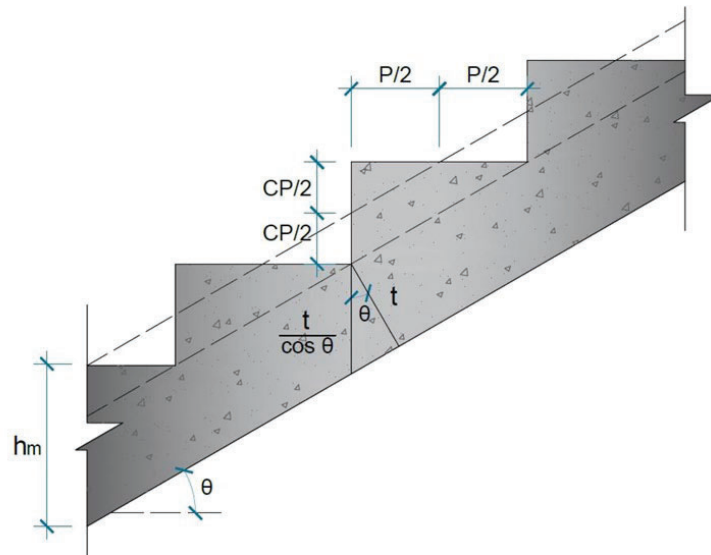


Figura 2.22 Parámetros de dimensionamiento

Fuente: Adscripción Hormigón Armado Umss.

- Contrahuella “CP”.

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

- Espesor de la losa.

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

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

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

2.5.4.1.3. 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 Losa de Fundación.

Losa de fundación también llamada placa de fundación o platea de fundación son elementos estructurales de hormigón armado, cuya finalidad es transmitir “n” cargas mediante la fundación al suelo.

La losa de fundación está especialmente indicada cuando la superficie de fundación mediante zapatas aisladas o corridas supera el cincuenta por ciento de la planta de construcción, caso en el cuál podría resultar más económico utilizar una losa de fundación.³⁸

2.5.5.2 Losas de Fundación por el Método Flexible o sobre Lecho Elástico.

En el método flexible de diseño, el suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos, como muestra la figura 2.23. Este método de diseño es más exacto en sus soluciones y más económico.

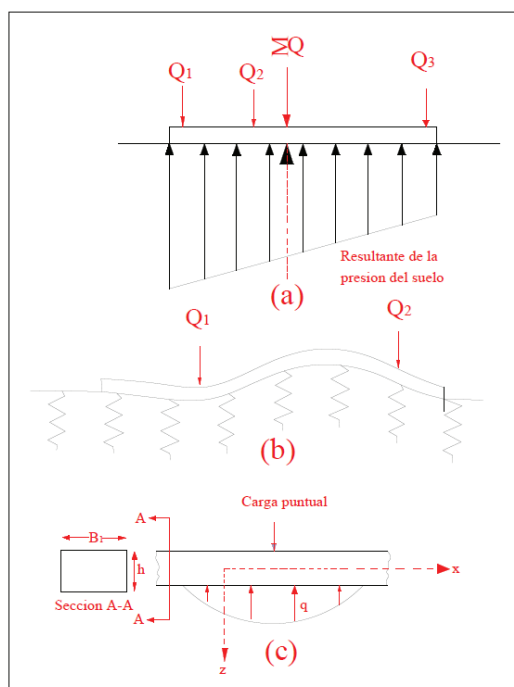


Figura 2.23 a) Principios de diseño método rígido; b) Principios de diseño método flexible

Fuente: Adscripción Fundaciones I Umss.

³⁸ CRISTIAN BELTRAN LUIZAGA y JUAN IVÁN GÓNGORA CÁCERES, MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE FUNDACIONES I”, s. f.

La constante elástica de estos resortes se denomina como en todos los casos de diseño de fundaciones por este método, módulo “K” de reacción del suelo o también coeficiente de balasto.

2.5.5.3 Diseño de Losa de Fundación.

2.5.5.3.1 Dimensionamiento en planta.

Análisis de presiones.

Se debe realizar el cálculo de presiones en m puntos de la losa, también se calcula la presión bajo cada columna, donde la presión en cualquier punto debe ser menor a la presión neta admisible.

$$q_{max} < q_{adm}$$

2.5.5.3.2 Dimensionamiento en elevación

2.5.5.3.2.1 Verificación a corte por punzonamiento.

Para la verificación de corte a punzonamiento encontrar la carga última total de todas las columnas.³⁹

$$P_i = 1.2CM + 1.6CV$$

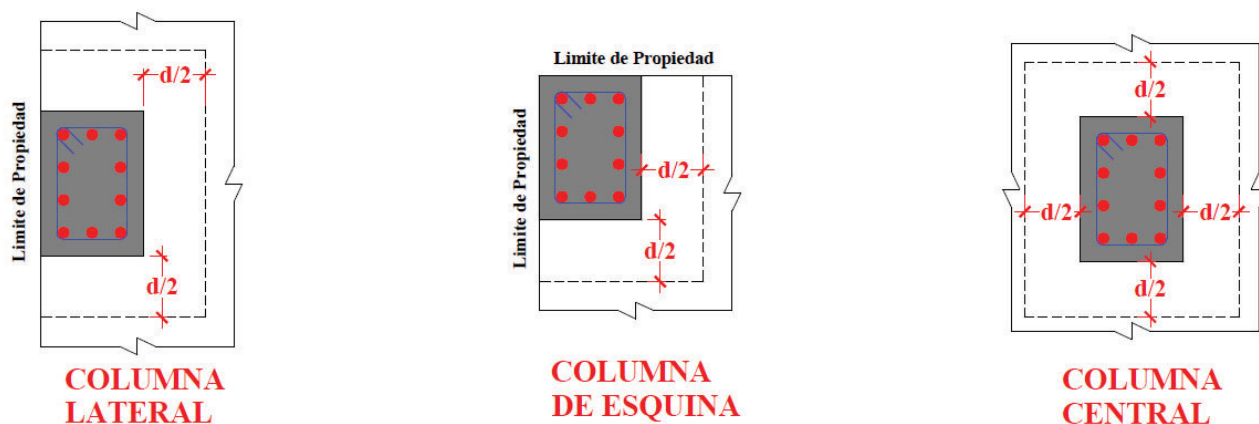


Figura 2.24 Definición de áreas de corte en diferentes posiciones de columnas

Fuente: Adscripción Fundaciones I Umss.

³⁹ BELTRAN LUIZAGA y GÓNGORA CÁCERES.

El reglamento NB 1225001 (establece que la tensión admisible de corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones):⁴⁰

$$V_{c1} = \phi \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{3}$$

$$V_{c2} = \phi \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_1} \right)$$

$$V_{c3} = \phi \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o} \right)$$

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.

Elegir el menor valor de las tres expresiones anteriores. Cumpliendo los requisitos se debe verificar la siguiente relación:

$$V_u \leq V_c$$

2.5.5.3.3 Análisis de esfuerzos.

El modelo estructural para el análisis de esfuerzos consiste en discretizar la fundación en pequeños elementos, placas unidimensionales, tal como se aprecia en la figura 2.25 La cantidad de elementos dependerá de la precisión requerida en el análisis de esfuerzos, puesto que todo programa computacional que utiliza la teoría de los elementos finitos, tiende a un cálculo matemático mas preciso, cuanto mayor sea la cantidad de elementos discretizados.

⁴⁰ IBNORCA, cap. 22.6.5.2.

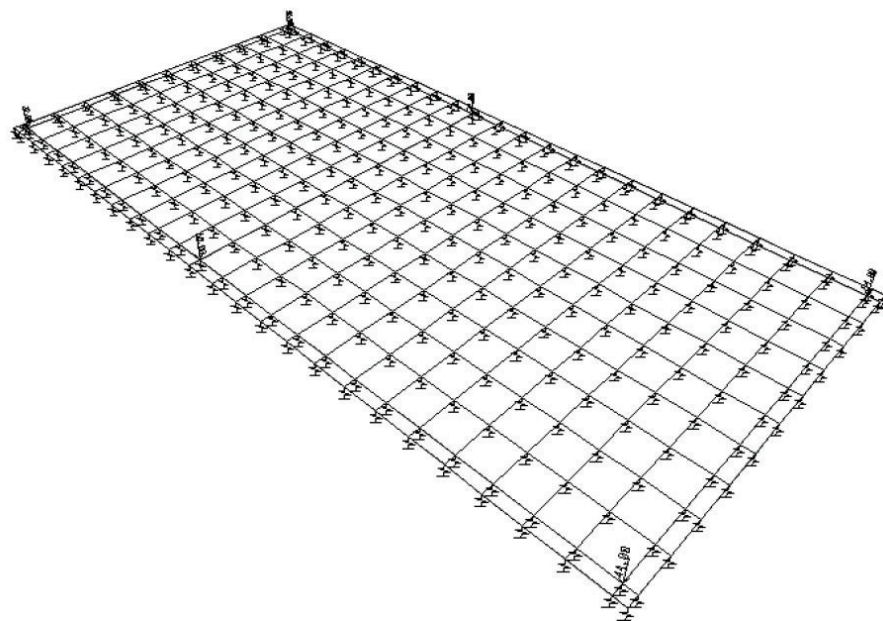


Figura 2.25 Modelo matemático usado para el análisis de esfuerzos en el método elástico

Fuente Adscripción Fundaciones I Umss.

2.5.5.3.4. Coeficiente de Balasto

El coeficiente de balasto está definido como el valor obtenido del cociente entre el incremento de presión de contacto (q) y el desplazamiento (δ) como se ve en la figura 2.26

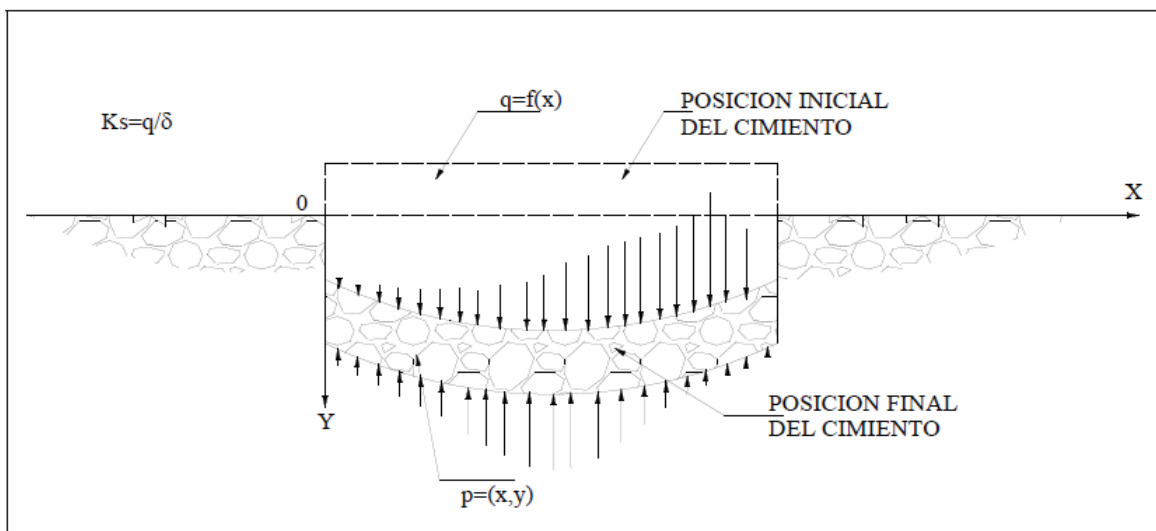


Figura 2.26 Relación entre la presión y deformación del suelo.

Fuente: Adscripción Fundaciones I Umss.

$$K_s = \frac{q}{\delta}$$

Entonces el coeficiente de balasto es una relación conceptual entre la presión y la deformación del suelo que es muy usada en el análisis estructural de fundaciones, generalmente para zapatas continuas, vigas, losas de fundación y varios tipos de pilotes.

2.5.5.3.5. Módulo de Balasto propuesto por Bowles (1996)

$$K_s = \frac{F_s * q_a}{\delta}$$

Donde:

K_s =Módulo de balasto.

F_s =Factor de seguridad. (generalmente 2-3)

q_a =Capacidad de carga admisible.

δ = Asentamiento esperado de la estructura.

Esta ecuación se basa en $q_a = q_{ult}/F_s$ en donde la presión última del suelo está en un asentamiento $\Delta H = 0.0254\text{m}$ o 1 pulgada (1/12 pies) y $k_s = q_{ult}/\Delta H$. Por $\Delta H = 6, 12, 20\text{ mm}$, etc., el factor 40 (o 12) se puede ajustar a 160 (o 48), 83 (o 24), 50 (o 16), etc; 40 es razonablemente conservador, pero los desplazamientos asumidos más pequeños siempre pueden ser usados o modificados.

2.5.5.3.5 Asentamiento en losas de fundación.

Dado que el proyecto se emplaza sobre un terreno con baja capacidad portante, el control de asentamientos es un aspecto crítico para la estabilidad estructural. Según Bowles (1996), los asentamientos pueden dividirse en:

- Inmediatos (deformación elástica del suelo),
- Por consolidación (deformación a largo plazo en suelos saturados),
- Por consolidación secundaria (fluencia plástica posterior).

En estructuras cimentadas sobre suelos cohesivos blandos, estos asentamientos tienden a ser significativos, siendo el asentamiento diferencial el de mayor impacto estructural, ya que genera distorsiones angulares que pueden llevar a agrietamientos e incluso al colapso parcial.

De acuerdo con la Tabla A.1 (Bowles, 1996), las losa de fundación permite admitir asentamientos mayores que las zapatas aisladas, distribuyendo mejor las cargas y reduciendo asentamientos diferenciales. Además, los valores máximos recomendados de asentamiento diferencial y total para suelos arcillosos y arenosos respaldan la viabilidad técnica de este tipo de cimentación.

Por tanto, el uso de una losa de fundación de H°A° es la alternativa más adecuada, ya que:

- Minimiza los asentamientos diferenciales, manteniéndolos dentro de los límites tolerables normativos.
- Distribuye uniformemente las cargas, reduciendo presiones puntuales.
- Aumenta la rigidez global del sistema de fundación, mejorando su desempeño en suelos de baja resistencia.⁴¹

criterio	fundaciones aisladas	Losas de fundación
Distorsión angular (agrietamiento)		1/300
Máximos asentamientos diferenciales		
Arcillas		45(35)
Arenas		35(25)
Máximos asentamientos totales		
Arcillas	75	75-125 (65-100)
Arenas	50	50-75 (35-65)

Tabla 2.21 Asentamientos diferenciales, totales tolerables en edificios (mm)

Fuente: Foundation settlements “Bowles, 1996” pag 339

⁴¹ BELTRAN LUIZAGA y GÓNGORA CÁCERES, *MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE FUNDACIONES I*”.

2.6 Estrategia para la ejecución del Proyecto.

2.6.1 Especificaciones Técnicas.

El pliego de especificaciones técnicas realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos, Definición, Materiales, Herramientas y equipo, Procedimiento para la ejecución, Forma de medición, Forma de pago.

Las especificaciones técnicas detalladas por cada ítem se encuentran en el ANEXO 3.

2.6.2 Cálculos Métricos.

Se obtuvieron los volúmenes del proyecto tomando en cuenta todos los elementos estructurales diseñados. Las cantidades resultantes de los cálculos se muestran en el ANEXO 4.

2.6.3 Precios Unitarios.

El análisis de precios unitarios se realizó en el programa de PRESCOM, tomando en cuenta los costos directos e indirectos.

Los Formularios B-2 se muestran en el ANEXO 5.

2.6.4 Presupuesto.

El presupuesto total de la obra se realizó considerando una serie de gastos determinados a partir del análisis de precios unitarios para todas las actividades del proyecto. Una vez definidas las cantidades y volúmenes de obras se presenta en forma de listado, el presupuesto de cada ítem considerando la unidad de cada actividad, precio unitario y el precio total.

El presupuesto Total se muestra en ANEXO 6

2.6.5 Planteamiento y cronograma.

El Cronograma de ejecución del Proyecto ha sido representado por el Diagrama de Gantt utilizando el programa de Project 2016.

El Diagrama de Gantt se muestra en el ANEXO 7.

CAPÍTULO III

3.INGENIERIA DEL PROYECTO.

3.1 Análisis de la Topografía.

En el proyecto el suelo presenta generalmente zonas planas, con una parte de relleno en la esquina adyacente a la calle Oruro, y presenta una zona de corte en la parte superior. Para lo cual se procedió a realizar el levantamiento topográfico.



Figura 3.1 Levantamiento topográfico

Fuente: Elaboración propia

3.2 Análisis del Estudio de Suelos.

El informe de suelos fue realizado por el Laboratorio de Mecánica de Suelos INGEOSUD, realizando dos sondeos a profundidades de 4.5m para tener conocimiento del tipo de suelo y el esfuerzo admisible del mismo. No se encontró nivel freático.

El punto N°1 está constituido por un terreno irregular, desde la cota 0,00m hasta -3.5m presenta material de relleno mezclas de arcilla magra con arena, desde -3.5m hasta -4.1m limos arenosos, desde 4.1m hasta el final del estudio presenta arcillas magras con arenas.

El punto N°1 presenta suelos malos al tratarse de una zona de relleno para lo cual se realizará un mejoramiento de suelo cemento para mejorar las características y propiedades del suelo,

con dicho mejoramiento se pretende igualar o superar la capacidad portante del punto N°2 de modo de diseñar con un único valor de capacidad portante:

El punto N°2 está constituido por un terreno regular, desde la cota 0,00m hasta -1.5m presenta material de relleno mezclas de arcilla magra con arena, desde -1.5m hasta el final del estudio presenta arcillas magras con arenas.

Para realizar un análisis más detallado del estudio de suelos se revisa el ANEXO 8

N° de Punto	Profundidad de Fundación "Df" (m)	Clasificación de Suelos SUCS-ASTM D 2487	N Desing Corregido	Q ult (Kg/cm ²)	FS	Qadm (Kg/cm ²)	Qadm Recomendado (Kg/cm ²)
1	1.5	CL	3	1.29	3	0.43	0.4
	2.5	CL	5	2.16		0.72	0.6
	3.5	ML	3	1.59		0.53	0.4
	4.5	CL	50	18.89		6.3	2.5
2	1.5	CL	12	4.62	3	1.54	1.4
	2.5	CL	30	11.36		3.79	2.5
	3.5	CL	50	18.88		6.29	2.5
	4.5	CL	50	19.07		6.36	2.5

Tabla 3.1 Análisis de estudio de suelos

Fuente: Elaboración propia

En consecuencia, luego de analizar los dos puntos de ensayo se decidió realizar la cimentación a una profundidad de 2.5m con una Resistencia Admisible de 0.6 kgf/cm²

3.3 Análisis del diseño Arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Subgobernación de San Lorenzo

El diseño cuenta con ambientes para la recepción del equipo policial en todas sus áreas necesarias, desde oficinas de recepcionamiento, celdas, laboratorios, oficinas, depósitos.

En el diseño arquitectónico se puede ver que la estructura es casi simétrica con una configuración rectangular y cuenta con el espacio para estacionamientos y sectores de descargas.

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.

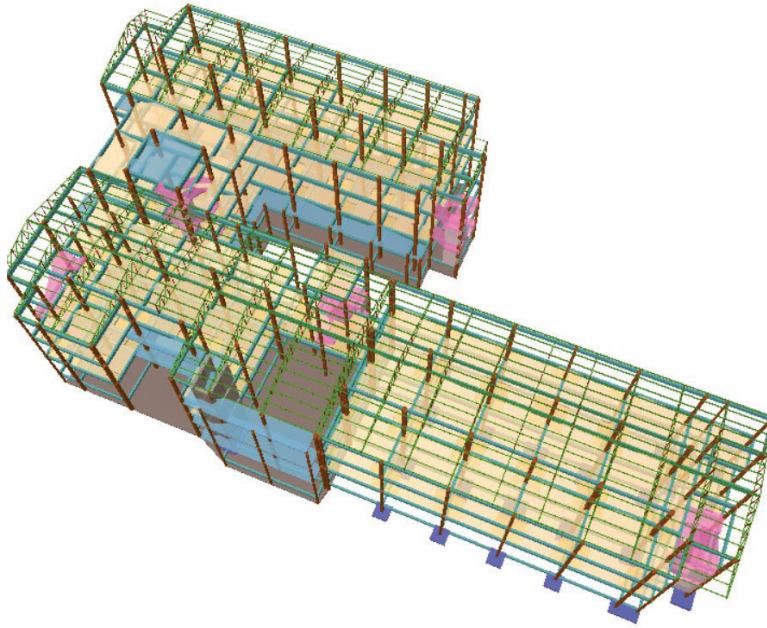


Figura 3.2 Planteamiento estructural

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 de tanque se lo detalla en el [Anexo 1](#)

Dado que la estructura es de gran importancia de normalmente un periodo de vida de 50 años y debido a que en Tarija se presentan granizos importantes y que el principal motivo de colapso en nuestro territorio es por granizo, se diseña la estructura con la recomendación de la sociedad de ingenieros de Bolivia con la siguiente carga de granizo

$$Carga\ de\ granizo = Y_{Granizo} * h = 7.355 \frac{kN}{m^3} * 0.15m = 1.103 \frac{kN}{m^2}$$

3.4.1.2 Diseño de la estructura de Cubierta

3.4.1.2.1 Diseño de correas-Diseño a Flexo-tracción

Asignando Perfil CA 150X50X15X3 (Doble en cajón) Barra N310/343			
Resistencia a Tracción requerida para las combinaciones de carga	$T_F=$	0.29	kN
Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga	$M_{Fx}=$	8.71	kN*m
Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga	$M_{Fy}=$	2.5	kN*m
Resistencia del acero:	$F_y=$	250	Mpa
Módulo de elasticidad:	$E=$	203000	Mpa
Área bruta:	$A_g=$	15.61	cm ²
Momento de Inercia respecto al eje x:	$I_x=$	460.14	cm ⁴
Momento de Inercia respecto al eje Y:	$I_y=$	233.57	cm ⁴
Producto de Inercia:	$I_{xy}=$	0	cm ⁴
Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión x:	$X_c=$	51.97	mm
Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión y:	$y_c=$	75	mm
Módulo de la sección respecto a x:	$S_{e_x}=$	61.352	cm ³
Módulo de la sección respecto a y:	$S_{e_y}=$	44.943	cm ⁴
Longitud del elemento	$L=$	5.85	m

Diseño a tracción.

$$T_u \leq \phi T_n$$

$$\phi_t = 0.90$$

$$T_n = F_y * A_g = 360 \text{ kN}$$

$$\phi T_n = 324 \text{ kN}$$

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

$$0.001 \leq 1$$

Diseño a flexión alrededor del eje “x”

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - (I_{exy})^2}{I_{ey} * y - I_{exy} * x} = 61.352 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 15.338 \text{ kN} * m$$

$$\phi_f = 0.95$$

$$\phi_f M_{nx} = 14.571 \text{ kN} * m$$

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

$$0.598 \leq 1$$

Diseño a flexión alrededor del eje “y”

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - (I_{exy})^2}{I_{ex} * x - I_{exy} * y} = 44.943 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} = S_{ey} * F_x = 11.236 \text{ kN} * m$$

$$\phi_f = 0.95$$

$$\phi_f M_{ny} = 10.674 \text{ kN} * m$$

$$\frac{M_{uy}}{\phi_f M_{ny}} \leq 1$$

$$0.234 \leq 1$$

Diseño a flexión combinado con tracción.

$$M_{ux}=8.71 \text{ kN}*m$$

$$M_{uy}=2.5 \text{ kN} *m$$

$$T_{uc}=0.29 \text{ kN}$$

$$\phi_f M_{nx}=15.338 \text{ kN} *m$$

$$\phi_f M_{ny}=10.674 \text{ kN} *m$$

$$\phi_t T_n=324 \text{ kN}$$

$$n_f = \frac{M_{ux}}{\phi_f M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_f M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi T_n}$$

$$n_f = 0.833$$

3.4.1.2.2 Diseño de Cordón Superior. (Flexo-Compresión)

Asignando Perfil CA 80x40x15x3 (Doble en Cajón) Barra N308/N313			
Resistencia a Compresión requerida para las combinaciones de carga	$P_F=$	120.77	Kn
Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga	$M_{F_x}=$	0.1	kN*m
Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga	$M_{F_y}=$	0.66	kN*m
Resistencia del acero:	$F_y=$	250	Mpa
Módulo de elasticidad:	$E=$	203000	Mpa
Área bruta:	$A_g=$	9	cm ²
Momento de Inercia respecto al eje x:	$I_x=$	87.64	cm ⁴
Momento de Inercia respecto al eje Y:	$I_y=$	87.64	cm ⁴
Producto de Inercia:	$I_{xy}=$	0	cm ⁴
Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión x:	$X_c=$	40	mm
Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión y:	$y_c=$	40	mm
Módulo de la sección respecto a x:	$S_{e_x}=$	21.91	cm ³
Módulo de la seccion respecto a y:	$S_{e_y}=$	21.91	cm ⁴
Longitud del elemento	$L=$	1.231	m

Diseño a compresión:

Abolladura en el alma

$$w = b - 2 * (t + t) = 68 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.418$$

$$\lambda = 0.418 < 0.673$$

$$\rho = 1$$

$$w_e = w * \rho = 80 \text{ mm}$$

En las alas

$$w = b - 2 * (t + t) = 28 \text{ mm}$$

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

$$\lambda = 0.199 \leq 0.673$$

$$\rho = 1$$

$$we = w * \rho = 40 \text{ mm}$$

En el labio rigidizador

$$w = b - 2 * (t + t) = 9 \text{ mm}$$

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

$$\lambda = 0.169 \leq 0.673$$

$$\rho = 1$$

$$we = w * \rho = 15 \text{ mm}$$

La sección efectiva es igual a la sección gruesa.

Comprobación de la esbeltez.

$$K_x=0.65, K_y=0.65$$

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

$$25.641 \leq 200$$

$$\frac{KL}{r_y} \leq 200$$

$$25.641 \leq 200$$

Tensión de pandeo elástico, “Fe”

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2} = 3046.243 \text{ MPa}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2} = 3046.243 \text{ MPa}$$

Tensión de pandeo por flexión.

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

$$F_e = 3046.243 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 0.289$$

$$F_n = \begin{cases} \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow 0.658^{\lambda_c^2} * F_y \\ \frac{F_y}{F_e} > 1.5 \rightarrow \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_y \end{cases}$$

$$F_n = 241.558 \text{ MPa}$$

Resistencia de compresión nominal.

$$\Phi_c = 0.85$$

$$P_u \leq \Phi_c P_n$$

$$P_n = F_n * A_e$$

$$P_n = 217.403 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 184.792 \text{ kN}$$

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

$$0.653 \leq 1$$

Diseño a flexión “x”

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 5.478 \text{ kN} * m$$

$$\phi_f = 0.95$$

$$\phi_f M_{nx} = 5.204 \text{ kN} * m$$

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

$$0.002 \leq 1$$

Diseño a flexión “y”

$$M_{ny} = S_{ey} * F_y = 5.478 \text{ kN} * m$$

$$\phi_f M_{ny} = 5.204 \text{ kN} * m$$

$$\frac{M_{uy}}{\phi_f M_{ny}} \leq 1$$

$$0.127 \leq 1$$

Diseño a flexión combinado con compresión.

$$M_{ux}=0.1 \text{ kN} * m$$

$$M_{uy}=0.66 \text{ kN} * m$$

$$P_{uc}=120.77 \text{ kN}$$

$$M_{nx}=5.478 \text{ kN} * m =$$

$$M_{ny}=5.478 \text{ kN} * m$$

$$\phi P_n= 184.792 \text{ kN}$$

$$C_{mx} = 1 ; \quad C_{my} = 1$$

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_{ex}}{(K_x L)^2} = 2742.555 \text{ kN}$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_{ey}}{(K_y L)^2} = 2742.555 \text{ kN}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_{uc}}{P_{ex}} = 0.956$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_{uc}}{P_{ey}} = 0.956$$

$$n_f = \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_f M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_f M_{ny} \alpha_y} + \frac{P_u}{\phi_c P_n}$$

$$n_f = 0.806$$

3.4.1.2.3 Diseño de Cordón Inferior)

Asignando Perfil CA 80X40X15X2 (Doble cajón) Barra C106/N311			
Resistencia a Tracción requerida para las combinaciones de carga	T _F =	61.71	kN
Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga	M _{Fx} =	0.17	kN*m
Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga	M _{Fy} =	0.82	kN*m
Resistencia del acero:	F _y =	250	Mpa
Módulo de elasticidad:	E=	203000	Mpa
Área bruta:	A _g =	6.13	cm ²
Momento de Inercia respecto al eje x:	I _x =	61.64	cm ⁴
Momento de Inercia respecto al eje Y:	I _y =	61.64	cm ⁴
Producto de Inercia:	I _{xy} =	0	cm ⁴
Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión x:	X _c =	40	mm
Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión y:	y _c =	40	mm
Módulo de la sección respecto a x:	S _{ex} =	15.41	cm ³
Módulo de la seccion respecto a y:	S _{ey} =	15.41	cm ⁴
Longitud del elemento	L=	1.1	m

Diseño a tracción.

$$T_u \leq \phi T_n$$

$$\phi_t = 0.90$$

$$T_n = F_y * A_g = 153.25 \text{ kN}$$

$$\phi T_n = 137.925 \text{ kN}$$

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

$$0.447 \leq 1$$

Diseño a flexión alrededor del eje “x”

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - (I_{exy})^2}{I_{ey} * y - I_{exy} * x} = 15.41 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 3.853 \text{ kN} * m$$

$$\phi_f = 0.95$$

$$\phi_f M_{nx} = 3.659 \text{ kN} * m$$

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

$$0.046 \leq 1$$

Diseño a flexión alrededor del eje “y”

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - (I_{exy})^2}{I_{ex} * x - I_{exy} * y} = 15.41 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} = S_{ey} * F_x = 3.853 \text{ kN} * m$$

$$\phi_f = 0.95$$

$$\phi_f M_{ny} = 3.659 \text{ kN} * m$$

$$\frac{M_{uy}}{\phi_f M_{ny}} \leq 1$$

$$0.224 \leq 1$$

Diseño a flexión combinado con tracción.

$$M_{ux}=0.17 \text{ kN*m}$$

$$M_{uy}=0.82 \text{ kN*m}$$

$$T_{uc}=61.71 \text{ kN}$$

$$M_{nx}=3.852 \text{ kN*m} =$$

$$M_{ny}=3.853 \text{ kN} * m$$

$$\phi_t T_n=137.925 \text{ kN}$$

$$n_f = \frac{M_{ux}}{\phi_f M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_f M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi T_n}$$

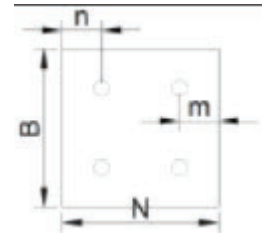
$$n_f = 0.72$$

3.4.1.2.2 Diseño de plancha base y pernos de anclaje.

$$P_u = 135.8 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.6$$

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



$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * 0.80 * f'_c} = 134.722 \text{ cm}^2$$

$$m = 3.5 \text{ cm} ; \quad n = 3.5 \text{ cm}$$

$$t = m * \sqrt{\frac{P_u}{\phi * F_y * B * N}} = 4.068 \text{ mm} \quad \text{Ó} \quad t = n * \sqrt{\frac{P_u}{\phi * F_y * B * N}} = 4.068 \text{ mm}$$

En función del momento flector:

$$M_u = 0.237 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$t = \sqrt{\frac{4 * M_u}{\phi * F_y * B}} = 1.177 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{t = 6 \text{ mm}}$$

Diseño de pernos

$$H_f = 3.16 \text{ kN (Fuerza Cortante)}$$

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

$$\phi = 0.75$$

$$A_b = \frac{H_f}{\phi * F_{nv}} = 0.254 \text{ cm}^2$$

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

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

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

Longitud de anclaje o desarrollo,

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

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

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

$$\Psi_t = 1.3$$

$$\Psi_e = 1$$

$$\Psi_s = 0.8$$

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

$$k_{tr} = 0$$

$$\lambda = 1$$

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

3.4.1.2 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA RETICULAR.

- Ancho de las nervaduras NB 1225001-artículo 8.8.1.2

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

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

- Espaciamiento libre entre nervaduras. NB 1225001-artículo 8.8.1.4

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

$$S_{adoptado} \geq 500 \text{ mm}$$

$$750 \geq 500$$

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

$$h_f \geq \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ \frac{1}{12} \text{ de la distancia libre entre nervios} = 42 \text{ mm} \end{cases}$$

$$h_{fadoptado} = 50 \text{ mm}$$

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

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

$$100 \text{ mm} \geq 85.7 \text{ mm}$$

- Transformar la losa reticular en losa maciza.

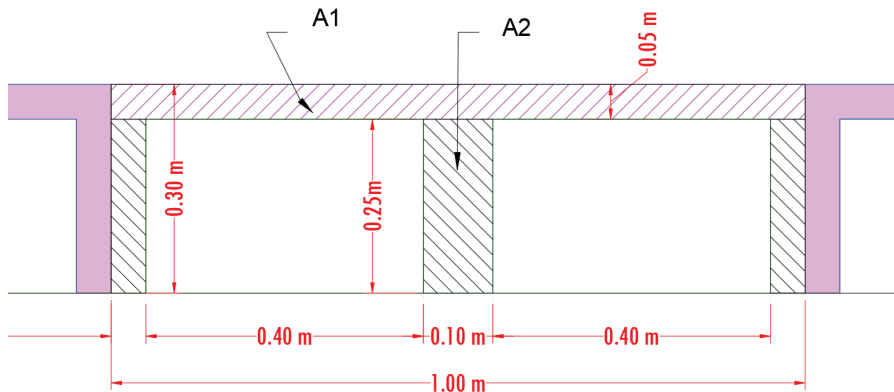


Figura 3.3 Losa maciza equivalente

Fuente: Elaboración propia

- Área total.

$$\text{Área}_{total} = A_1 + A_2 = 100 * 5 + 2 * 25 * 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área}_{total} = \mathbf{1000 \text{ cm}^2}$$

- Centro de gravedad.

$$\text{Centro de gravedad} = \frac{A_1 * y_i + A_2 * y_i}{\text{Área}_{total}}$$

$$\text{Centro de gravedad} = \frac{100 * 5 * 27.5 + 2 * 25 * 10 * 25/2}{1000}$$

$$\text{Centro de gravedad} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

- Inercia equivalente de la sección.

$$\text{Inercia centroidal} = \frac{b_1 * (h_1)^3}{12} + A_1 * (h_i - y_i)^2 + \frac{b_2 * (h_2)^3}{12} + A_2 * (y_i - h_i)^2 =$$

$$\frac{100 * 5^3}{12} + 500 * (27.5 - 20)^2 + \frac{2 * 10 * 25^3}{12} + 500 * (12.5 - 20)^2 =$$

$$\text{Inercia centroidal} = \mathbf{83333.33 \text{ cm}^4}$$

- Igualando inercias.

$$I_{LME} = \text{Inercia centroidal}$$

$$I_{LME} = \frac{100 * h_{losamaciza}^3}{12}$$

$$h_{losamaciza} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{LME}}{100}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 83333.33}{100}}$$

$$h_{losamaciza} = \mathbf{21.54 \approx 22 \text{ cm}}$$

➤ **Espesor mínimo de losas macizas en dos direcciones.**

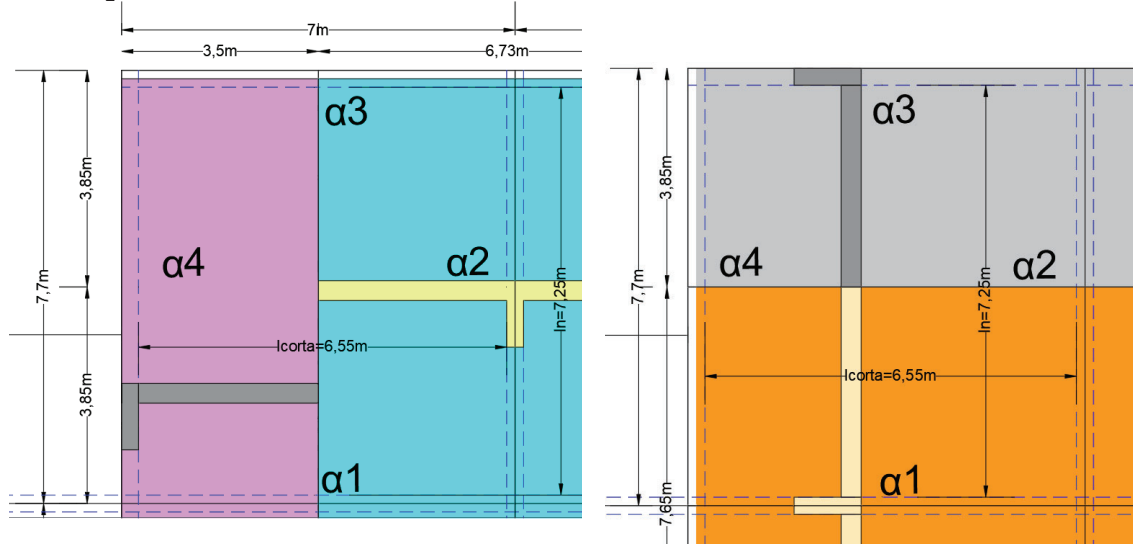


Figura 3.4 Esquemas espesor mínimo

Fuente: Elaboración propia

$h=65\text{cm}$

$b_w=30\text{cm}$

$l_n=7.25\text{ m}$

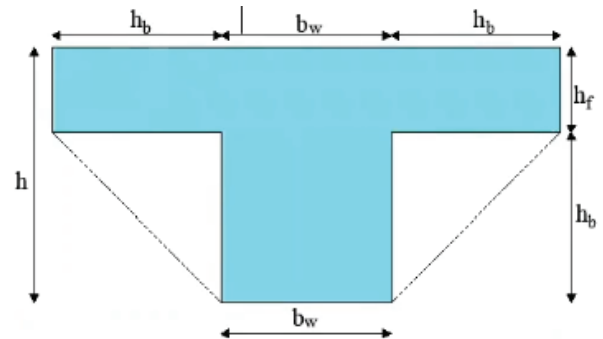
$l_{\text{corta}}=6.55\text{ m}$

$L_{\text{larga}}=7.25\text{ m}$

$h_{fi}=22\text{ cm}$ Espesor inicial de la losa

$h_b=47\text{cm}$

Módulo de elasticidad.



$$E_{cb} = E_{cb} = 15100 * \sqrt{f'c} = 218819.789 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = \frac{L_{\text{larga}}}{l_{\text{corta}}} = 1.107$$

Verificamos. NB 1225001-artículo 8.4.1.8

$$b_w + 2 * h_b \leq b_w + 8 * h_{fi}$$

$$116 \text{ cm} \leq 206 \text{ cm}$$

Cálculo del centroide de la Viga T

$$Y_{cg} = \frac{b_w * h_b * \frac{b_w}{2} + (2 * h_b + b_w) * \left(h_b + \frac{h_{fi}}{2}\right)}{b_w * h_b + (2 * h_b + b_w) * h_{fi}}$$

$$Y_{cg} = 43.088 \text{ cm}$$

Cálculo de la inercia de la viga T respecto al centroide.

$$I_b = \frac{b_w * h_b^3}{12} + b_w * h_b * \left(\frac{h_b}{2} - Y_{cg}\right)^2 + \frac{(2 * h_b + b_w) * (h_{fi})^3}{12} + (2 * h_b + b_w) * h_{fi} * \left(h_b + \frac{h_{fi}}{2} - Y_{cg}\right)^2$$

$$I_b = 1206763.107 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la Inercia de la losa.

$$I_s = \frac{b_{losa} * (h_{losa})^3}{12}$$

$$I_s = 678810 \text{ cm}^4$$

Cálculo del parámetro α_f

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_s} = 1.778 ; \alpha_{f2} = 2.021 ; \alpha_{f3} = 2.983 ; \alpha_{f4} = 3.282$$

$$\alpha_{prom} = \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}}{4}$$

$$\alpha_{prom} = 2.516$$

Espesor mínimo de la maciza.

$$h_{fmin} = \frac{\ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1380}\right)}{36 + 9 * \beta_1}$$

$$h_{fmin} = 18.229 \text{ cm}$$

$$h_{fi} \geq h_{fmin}$$

$$22 \text{ cm} \geq 18.229 \text{ cm}$$

Queda demostrado que cumplimos con el espesor mínimo que nos establece la norma y por consiguiente nos evitamos de calcular deflexiones instantáneas y a largo plazo,

3.4.1.3 Diseño de la losa reticular

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.

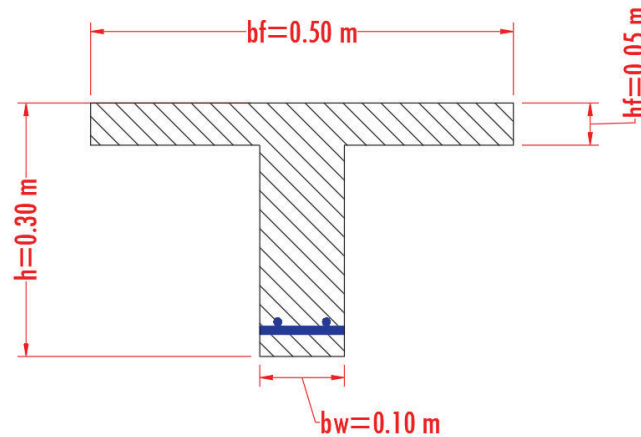


Figura 3.5 Porción de losa reticular a analizar

Fuente: Elaboración propia

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

Rec-mecánico=3.8cm

Momento último negativo de diseño

$$Mu = 18.633 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo del peralte efectivo

$$d = h - \text{rec} = 26.2 \text{ cm}$$

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.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}} = 0.901 \text{ cm}$$

$a \leq hf$ se comporta como viga rectangular

$0.92 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm} \rightarrow$ "Cumple" por lo tanto trabaja como viga Rectangular

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

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

$$A_s = 0.85 * 50 * 26.2 * \frac{2.1}{50} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.633 * 10^2}{0.9 * 0.85 * 2.1 * 50 * 26.2^2}} \right)$$

$$A_{S\text{calculado}} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.901}{0.85} = 1.06 \text{ cm}$$

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

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

$$\epsilon_t = \frac{26.2 - 1.081}{1.081} * 0.003 = 0.071$$

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

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{s\min} = \text{el Mayor de:} \begin{cases} 0.0018 * \frac{420 A_g}{f_y} = 0.756 \text{ cm}^2 \\ 0.0014 A_g = 0.7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Área refuerzo necesario a flexión

$$A_{Snecesario} = \max \begin{cases} A_{Scalculado} = 1.61 \text{ cm}^2 \\ A_{Smin} = 0.765 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{Snecesario} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se adopta barras de diámetro de 12 mm

$$n^{\circ}_{barras} = \frac{A_{Snecesario}}{A_{Sadoptado}} = \frac{1.61}{1.131} = 1.45 \cong 2 \text{ barras}$$

$$A_{SProvisto} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 2 * \left(\frac{\pi * 1.2^2}{4} \right) = 2.262 \text{ cm}^2$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{Sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2.262 * 5000}{0.85 * 210 * 50} = 1.267 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.267}{0.85} = 1.491 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 2.262 * 50 * \left(26.2 - \frac{1.267}{2} \right) = 26.023 \text{ kN} * m$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$26.02 \text{ kN} * m \geq 18.633 \text{ kN} * m$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{18.633}{26.02} = 0.72$$

3.4.1.3.2 Diseño a Flexión-Momento negativo.

$$M_u = 20.594 \text{ kN}$$

$$d = h - rec = 26.2 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

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

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}} = 5.462 \text{ cm}$$

$a \leq (h - hf)$ se comporta como viga rectangular

$5.462 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \rightarrow$ "Cumple" por lo tanto trabaja como viga Rectangular

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

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

$$A_s = 0.85 * 10 * 26.2 * \frac{2.1}{50} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.594 * 10^2}{0.9 * 0.85 * 2.1 * 10 * 26.2^2}} \right)$$

$$A_{S\text{calculado}} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.462}{0.85} = 6.426 \text{ cm}$$

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

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

$$\epsilon_t = \frac{26.2 - 6.426}{6.426} * 0.003 = 0.00923$$

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

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{s\min} = \text{el Mayor de:} \begin{cases} 0.0018 * \frac{420 A_g}{f_y} = 0.756 \text{ cm}^2 \\ 0.0014 A_g = 0.7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Área refuerzo necesario a flexión

$$A_{Snecesario} = \max \begin{cases} A_{Scalculado} = 1.64 \text{ cm}^2 \\ A_{Smin} = 1.994 \text{ cm}^2 \end{cases} = 1.95 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se adopta barras de diámetro de 12 mm

$$n^{\circ}_{barras} = \frac{A_{Snecesario}}{A_{Sadoptado}} = \frac{1.95}{1.131} = 1.72 \cong 2 \text{ barras}$$

$$A_{SProvisto} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 2 * \left(\frac{\pi * 1.2^2}{4} \right) = 2.262 \text{ cm}^2$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{Sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2.262 * 50}{0.85 * 2.1 * 10} = 6.336 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.336}{0.85} = 7.454 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 2.262 * 50 * \left(26.2 - \frac{6.336}{2} \right) = 23.444 \text{ kN} * m$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$23.444 \text{ kN} * m \geq 20.594 \text{ kN} * m$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{Mu}{\phi M_n} = \frac{20.594}{23.444} = 0.88$$

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 cm

h_{carpeta}= 5cm

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

ϕ =diámetro de la barra a usar 6mm.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b_c * h_{carpeta} = 0.00151 * 100 * 5 = 0.756 \text{ cm}^2$$

$$N_{barrillas} = \frac{0.756}{0.28} = 2.7 \approx 3 \rightarrow \text{se adopta}, \quad N_{barrillas} = 4$$

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

Espaciamiento máximo.

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

Despiece de la armadura

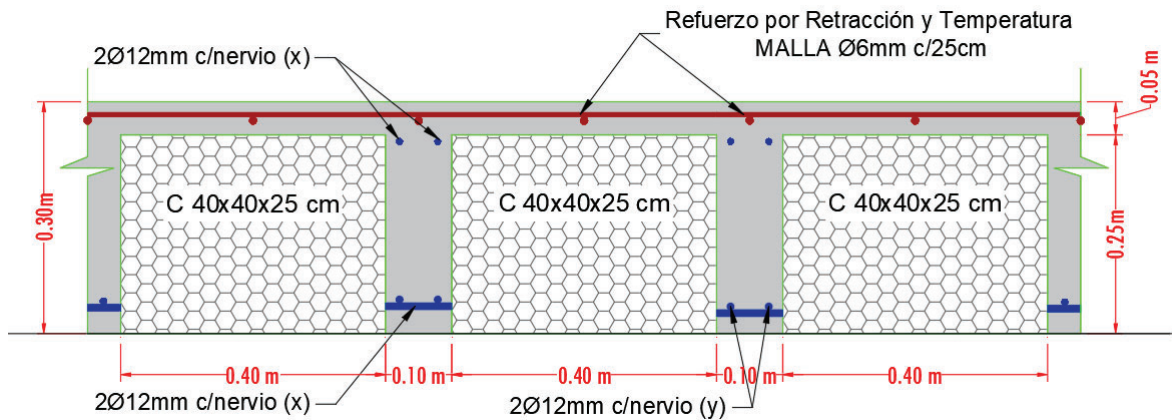


Figura 3.6 Disposición final de diseño losas reticular

Fuente: Elaboración propia

3.4.1.3.4 Verificación si la losa reticular requiere o no requiere ábaco.

$V_a = 102.97 \text{ kN}$ Cortante de diseño que se presenta en la estructura.

Cortante que aporta los nervios.

$b = 10 \text{ cm}$ ancho de un nervio; $\Phi = 0.75$ corte

$$d = 26.2 \text{ cm}$$

$$V_{n1} = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b d = 0.75 \frac{\sqrt{21}}{6 * 10} * 10 * 26.2 = 15.01 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ nervio}$$

$$V_n = 2 * V_1 = 30.02 \text{ kN} \rightarrow \text{Para 2 nervios}$$

Cortante que aporta la capa de compresión.

b= 40 cm Ancho del complemento.

d=5 cm Altura de la capa de compresión

$$V_{c1} = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b d = 0.75 \frac{\sqrt{21}}{6 * 10} * 40 * 5 = 11.456 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ nervio}$$

$$V_c = 2 * V_{c1} = 22.913 \text{ kN} \rightarrow \text{Para 2 nervios}$$

Cortante total que resiste la losa reticular.

$$V_{LR} = V_n + V_c = 30.02 + 22.913 = \mathbf{50.93 \text{ kN}}$$

$$V_{LR} \geq Va$$

$$\mathbf{50.93 \text{ kN} < 102.97 \text{ kN} \rightarrow \text{"Requiere Ábacos"}}$$

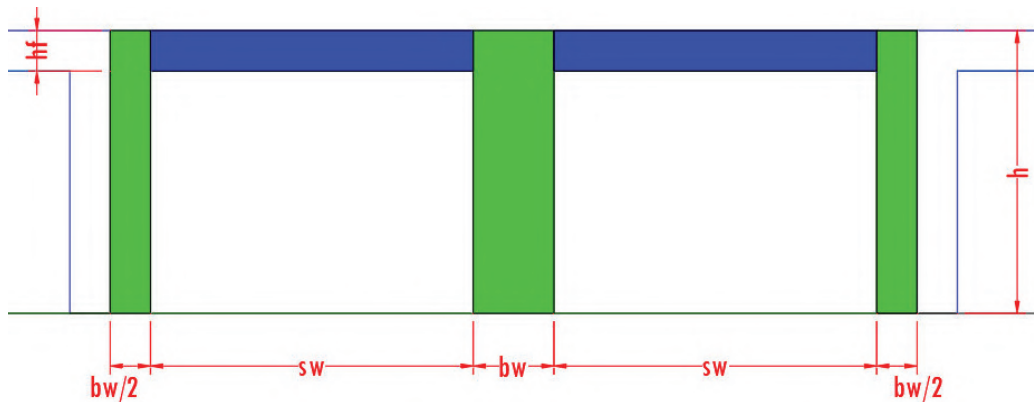


Figura 3.7 Esquema para determinar cortante en losa reticular

Fuente: Elaboración propia

3.4.1.3.4.1 Uso de Ábacos.⁴²

$$L_{abaco} = \frac{L_n}{6}$$

L_n = longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección

⁴² IBNORCA, cap. 8.2.4.b).

3.4.1.3.4.2 Diseño de Ábacos.

$$Mu = 74.04 \text{ kN} * m ; \quad rec_{mec} = 3.8 \text{ cm (Tabla 2.8)} ; \quad d = 26.2 \text{ cm}$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

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

$$A_{s\text{calculado}} = 6.506 \text{ cm}^2/m$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 1.822 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 2.144 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_t = 0.03366$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow \phi = 0.90 \text{ (La sección está controlada por tracción)}$$

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} * b_w * d = 6.003 \text{ cm}^2/m$$

Área refuerzo necesario a flexión

$$A_{s\text{necesario}} = \max \begin{cases} A_{s\text{calculado}} = 6.506 \text{ cm}^2/m \\ A_{s\min} = 6.003 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_{s\text{necesario}} = 6.506 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sp} = \frac{A_v * b}{S} = \frac{1.13 * 100}{15} = 7.53 \text{ cm}^2/m$$

Disposición final.

$$\phi 12c/15cm (L = 310 \text{ cm})$$

3.4.1.4 Diseño de la losa maciza techo final

Altura: 25cm $f'_c = 21 \text{ Mpa}$ $f_y = 500 \text{ Mpa}$ Base: 100cm $rec_m = 3 \text{ cm}$ (Tabla 2.8)

$$M_{ux} = (27.30 \text{ kN/m/m}) * 1\text{m} = 27.30 \text{ kN*m}$$

$$d = h - rec = 21.5 \text{ cm} \quad \beta_1 = 0.85 \quad \phi = 0.90 \text{ asumido}$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}} = 0.806 \text{ cm}$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 2.876 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.806}{0.85} = 0.948 \text{ cm}$$

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

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_t = 0.06506 \quad \epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow \phi = 0.90$$

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{s_{min}} = \text{el Mayor de: } \begin{cases} 0.0018 * \frac{420 A_g}{f_y} = 2.268 \text{ cm}^2 \\ 0.0014 A_g = 2.1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s_{necesario}} = 2.876 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo de la Separación

- Separación provista o calculada.

Se utilizará acero de 12mm

$$s_{calculado} = \frac{A_{s_{unitario}}}{A_{s_{necesario}}} * b$$

$$s_{calculado} = \frac{1.131}{2.876} * 100 = 39 \text{ cm}$$

$$s_{calculado} = 39 \text{ cm}$$

- Espaciamiento mínimo de la armadura.

$$s_{min} = \text{mayor de} \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 12 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} d_{agg} = 33.87 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{min} = 33.87 \text{ mm}$$

- Espaciamiento máximo de la armadura. Debe cumplir

$$f_s = \frac{2}{3} * f_y = 3333.33 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Cc = r_{libre} = 2 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \min \begin{cases} 38 * \frac{2800}{f_s} - 2.5 * Cc = 26.92 \text{ cm} \\ 30 * \frac{2800}{f_s} = 25.2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{max} = 25.2 \text{ cm}$$

Empleamos $\phi 12 @ 25 \text{ cm}$

Capacidad de la sección por flexión.

$$A_{SProvisto} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 4 * \left(\frac{\pi * 1.0^2}{4} \right) = 3.142 \text{ cm}^2$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{Sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b} = 0.88 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 1.035 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 29.773 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$29.773 \text{ kN} * m \geq 27.302 \text{ kN} * m$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{Mu}{\phi M_n} = 0.92$$

Verificación de la cortante unidireccional

El V_u se mide a una distancia “d” de la cara del apoyo

$$V_u = 35 \text{ kN}$$

$$d = 21.5 \text{ cm}$$

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

$$\phi V_n = \phi \lambda \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b d$$

$$\phi V_n = \frac{0.75\sqrt{21}}{6 * 10} 100 * 21.5 = 123.157 \text{ kN}$$

$$V_n = 123.157 \text{ kN}$$

$$V_n \geq V_u$$

$$123.157 \text{ kN} \geq 35 \text{ kN}$$

El hormigón resiste todo el cortante

3.4.2 Estructura de la edificación.

3.4.2.1 Diseño de vigas.

Cálculo de la altura mínima de la viga

$$h_{min} \geq \frac{l}{18.5} * \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) = 36.74 \text{ cm}$$

$$h_{adoptada} = 65 \text{ cm}$$

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

Momento flector positivo: $M_{max} = 228.887 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (en el medio)

Momento flector negativo derecha: $M_{max} = 295.376 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento flector negativo izquierda: $M_{max} = -1551.513 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f'_c = 21 \text{ Mpa}$

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

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

Cálculo para el momento positivo.

$$d = h - \text{rec} - d_e - \frac{d_b}{2} = 61.6 \text{ cm}$$

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

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

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

$$A_s = 0.85 * 30 * 61.6 \frac{2.1}{50} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 228.887 \times 10^2}{0.9 * 0.85 * 2.1 * 30 * 61.6^2}} \right)$$

$$A_{S\text{necesario}} = 8.851 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{8.851 * 50}{0.85 * 2.1 * 30} = 8.264 \text{ cm}$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.264}{0.85} = 9.722 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_t = \frac{61.6 - 9.722}{9.722} * 0.003 = 0.01601$$

$$\epsilon_t \geq 0.005$$

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{21} * 30 * 61.6}{4 * 500} = 4.234 \text{ cm}^2$$

Área máxima de fuerzo a flexión.

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

$$A_{s_{max}} = \left(\frac{0.003}{0.002 + 0.006} \right) * 0.85^2 * \frac{21}{500} * 30 * 61.6 = 19.961 \text{ cm}^2$$

Área de acero necesario o requerido.

$$A_{s_{necesario}} = \max \begin{cases} A_{s_{calculado}} = 8.851 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{min}} = 4.234 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s_{necesario}} = 8.851 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se asume barras de 16mm

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{necesario}}}{A_{s_{adoptado}}} = \frac{8.851}{2.01} \cong 5 \text{ barras}$$

$$A_{SProvisto} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 5 * \left(\frac{\pi * 1.6^2}{4} \right) = 10.053 \text{ cm}^2$$

Determinación de la separación mínima y calculada de las barras.

$$s_{min} = \text{mayor de } \begin{cases} 25\text{mm} \\ d_b = 16 \text{ mm} \\ \frac{4}{3}d_{agg} = 33.87 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{min} = 33.87 \text{ mm} = 3.4 \text{ cm}$$

$$r = rec - \frac{d_b}{2} = 3.4 - \frac{1.6}{2} = 2.6 \text{ cm}$$

$$s = \frac{b - 2 * r - nb * d_b}{nb - 1} = \frac{30 - 2 * 2.6 - 5 * 1.6}{5 - 1} = 4.2 \text{ cm}$$

$$s \geq s_{min}$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{Sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{10.053 * 500}{0.85 * 21 * 30} = 9.387 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.387}{0.85} = 11.043 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 10.053 * \frac{500}{10} * \left(61.6 - \frac{9.387}{2} \right) \frac{1}{100} = 257.44 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\mathbf{257.44 \text{ kN} * \text{m} \geq 228.887 \text{ kN} * \text{m}}$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{228.887}{257.44} = 0.889$$

Cálculo para el momento negativo

Momento flector negativo izquierda: $M_{max} = 295.376 \text{ kN*m}$

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

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

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

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

$$A_{s\text{necesario}} = 11.692 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{11.692 * 500}{0.85 * 21 * 30} = 10.917 \text{ cm}$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.917}{0.85} = 12.843 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_t = \frac{61.6 - 12.843}{12.843} * 0.003 = 0.01139$$

$$\epsilon_t \geq 0.005$$

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} * b * d = 4.258 \text{ cm}^2$$

Área máxima de fuerzo a flexión

$$A_{max} = \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006} \right) 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} b d = 19.961 \text{ cm}^2$$

Área de acero necesario o requerido

$$A_{Snecesario} = \max \begin{cases} A_{Scalculado} = 11.948 \text{ cm}^2 \\ A_{Smin} = 4.258 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{Snecesario} = 11.692 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se asume barras de 6φ16mm y 2 φ16mm

$$A_{SProvisto} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) + 2\Phi 12 = 6 * \left(\frac{\pi * 1.6^2}{4} \right) + 2.26 = 14.326 \text{ cm}^2$$

Determinación de la separación mínima y calculada de las barras.

$$s_{min} = \text{mayor de} \begin{cases} 25mm \\ d_b = 16 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} d_{agg} = 33.87 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{min} = 33.87 \text{ mm} = 3.4 \text{ cm}$$

$$s = \frac{b - 2 * r - nb * d_b}{nb - 1} = \frac{30 - 2 * 2.6 - 4 * 1.6 - 2 * 1.2}{6 - 1} = 3.2 \text{ cm}$$

$$s \geq s_{min}$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{Sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{14.236 * 500}{0.85 * 21 * 30} = 13.276 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.276}{0.85} = 15.737 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 14.326 * \frac{500}{10} * \left(61.6 - \frac{13.266}{2} \right) \frac{1}{100} = 354 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$354 \text{ kN} * \text{m} \geq 295.38 \text{ kN} * \text{m}$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{Mu}{\phi M_n} = 0.834$$

3.4.2.3 Diseño a cortante.

$$V_{ud}=215.942 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

$$d = h - rec = 61.6 \text{ cm}$$

Límites a la resistencia de los materiales:

$$\sqrt{f'c} \leq 8.2 \text{ (Mpa)}$$

$$4.58 \leq 8.2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} b d = \frac{\sqrt{21}}{6 * 10} * 30 * 61.6 = 141.143 \text{ kN} * m$$

$$\phi V_c = 0.75 * 141.143 = 105.857 \text{ kN} * m$$

Verificación de las dimensiones de la sección transversal.

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

$$215.942 \text{ kN} \leq 0.75 \left(141.193 + 0.66 \frac{\sqrt{21}}{10} 30 * 61.6 \right)$$

$$215.942 \text{ kN} \leq 525.05 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok, dimensiones de la sección trans.}$$

Verificación si requerimos acero de refuerzo del acero o no.

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

$$105.857 \text{ kN} \geq 215.942 \text{ kN} \rightarrow \text{Calcular acero de refuerzo trans.}$$

Resistencia a cortante necesario del acero transversal

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

$$V_s = \frac{215.942}{0.75} - 141.143 = 146.78 \text{ kN}$$

Acero transversal adoptado.

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

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

$$S_{necesario} = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{0.565 * 420 * 61.6}{146.78 * 10} = 9.96 \text{ cm}$$

Armadura mínima a cortante.

$$si V_u > 0.5 \phi V_c \quad 215.942 \text{ kN} > 52.93 \text{ kN}$$

$$A_{v,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'_c} b_w}{16 f_{yt}} = 0.021 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.025 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{array} \right.$$

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

$$A_{s,min} = (A_{v,min}) * s = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} * 7.5 \text{ cm} = 0.1875 \text{ cm}^2$$

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

$$0.565 \text{ cm}^2 \geq 0.1875 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación máxima.

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

$$V_s \leq \frac{\sqrt{21}}{3 * 10} 30 * \frac{61.6}{1000}$$

$$146.78 \text{ kN} \leq 282.286 \text{ kN}$$

$$s_{Max} = \min \begin{cases} \frac{d}{2} = 308 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \\ s_{necesario} = 9.96 \text{ cm} \end{cases} = 9.96 \text{ cm}$$

$$s_{Adoptado} = 7.5 \text{ cm}$$

Resistencia a cortante del acero transversal

$$V_s = \frac{A_V f_{yt} d}{s_{Adoptado}} = \frac{0.565 * \frac{420}{10} * 61.6}{7.5} = 194.90 \text{ kN}$$

$$\phi V_s = 146.18 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a cortante que resiste la viga en el refuerzo

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

$$\phi V_n = 105.857 + 146.48 = 252.03 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$215.942 \text{ kN} \leq 252.03 \text{ kN}$$

Usamos $\phi 6\text{mm}$ c/7.5cm (en la zona confinada)

Cálculo del cortante para el tramo central.

$$V_{u2d} = 161.025 \text{ kN}$$

$$d = h - rec = 61.6 \text{ cm}$$

Límites a la resistencia de los materiales:

$$\sqrt{f'c} \leq 8.2 \text{ (Mpa)}$$

$$4.58 \leq 8.2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} b d = 0.53 * 1 * \frac{\sqrt{21}}{6 * 10} * 30 * 61.6 = 141.143 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 141.143 = \mathbf{105.857 \text{ kN}}$$

Verificación de las dimensiones de la sección trasversal.

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

$$105.857 \text{ kN} \leq 0.75 \left(141.193 + 0.66 \frac{\sqrt{21}}{10} 30 * 61.6 \right)$$

$$105.857 \text{ kN} \leq 525.05 \rightarrow \text{Ok, dimensiones de la sección trans.}$$

Verificación si requerimos acero de refuerzo del acero o no.

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

$$105.857 \text{ kN} \geq 161.025 \text{ kN} \rightarrow \text{Calcular acero de refuerzo trans.}$$

Resistencia a cortante del acero transversal

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

$$V_s = \frac{161.025}{0.75} - 141.143 = 73.557 \text{ kN}$$

Acero transversal adoptado.

$$n_r = 2 \text{ ramas o piernas} \quad ; \quad d_e = 6 \text{ mm diámetro del estribo}$$

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

$$S_{necesario} = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{0.565 * 420 * 61.6}{73.557 * 10} = 19.89 \text{ cm}$$

Armadura mínima a cortante.

$$si V_u > 0.5 \phi V_c \quad 16.46 > 5.323$$

$$A_{v,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c}}{16} \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.021 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.025 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{array} \right.$$

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

$$A_{s,min} = (A_{v,min}) * s = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} * 15 \text{ cm} = 0.375 \text{ cm}^2$$

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

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

Cálculo de la separación máxima.

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

$$V_s \leq \frac{\sqrt{21}}{3 * 10} 30 * 61.6$$

$$73.557 \leq 282.286 \text{ kN}$$

$$s_{Max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = 308 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \\ s_{necesario} = 19.89 \text{ cm} \end{array} \right. = 19.89 \text{ cm} : s_{Adoptado} = 15 \text{ cm}$$

Resistencia a cortante del acero transversal

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s_{Adoptado}} = \frac{0.565 * \frac{420}{10} * 61.6}{15} = 97.45 \text{ kN}$$

$$\phi V_s = 73.088 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a cortante que resiste la viga en el refuerzo

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

$$\phi V_n = 105.857 + 73.088 = 178.94 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$161.025 \text{ kN} \leq 178.94 \text{ kN}$$

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

3.4.24 Diseño a torsión.

$$T_u = 4.413 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_u = 0$$

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

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

$$T_{th} = \frac{\sqrt{21}}{12 * 10} \frac{(1950)^2}{190} = 764.265 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$T_{th} = 7.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi T_{th} = 0.75 * 0.769 = 5.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi T_{th} = 5.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$4.413 \text{ kN} \cdot \text{m} < 5.73 \text{ kN} \cdot \text{m} \therefore \text{"Ignorar la torsión"}$$

3.4.2.4 Columnas.

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

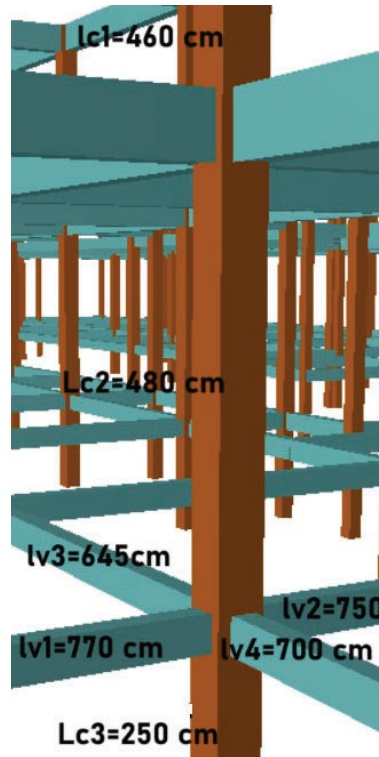


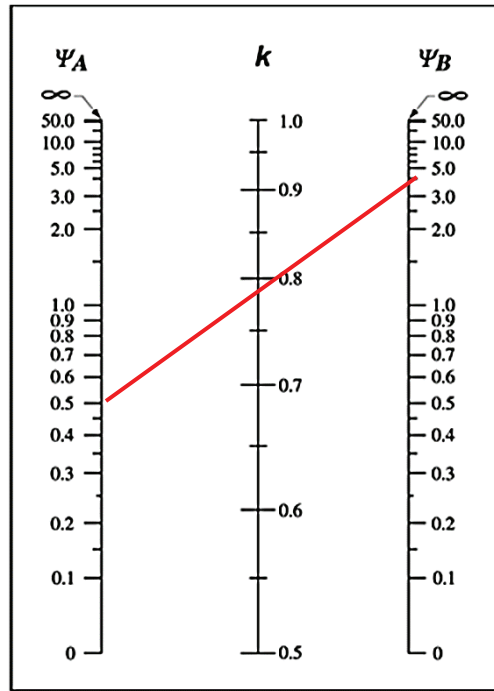
Figura 3.8 Longitudes para determinar coeficiente de pandeo

Elaboración propia

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

$$\gamma_{AX} = \frac{\frac{I_{C1X}}{L_{C1}} + \frac{I_{C2X}}{L_{C2}}}{\frac{I_{vYX}}{L_X} + \frac{I_{vXY}}{L_Y}} = \frac{\frac{520833.3}{460} + \frac{520833.3}{480}}{\frac{800989.58}{770} + \frac{800989.58}{750} + \frac{800989.58}{700} + \frac{800989.58}{645}} = 0.493$$

$$\gamma_{BX} = \frac{\frac{I_{C2X}}{L_{C2}} + \frac{I_{C3X}}{L_{C3}}}{\frac{I_{vYX}}{L_X} + \frac{I_{vXY}}{L_Y}} = \frac{\frac{520833.3}{480} + \frac{520833.3}{250}}{\frac{189843.75}{770} + \frac{189843.75}{750} + \frac{189843.75}{700} + \frac{189843.75}{645}} = 4.23$$



(a)

Estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral

Del monograma obtenemos el valor $K=0.79$

Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos.

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.434 \text{ cm}$$

$$\frac{klu}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) : lu = 4.15m$$

$$22.43 \leq 34 + 12 \left(\frac{2.84}{5.62} \right)$$

$22.71 \leq 40.06 \rightarrow$ "Cumple Ok, se ignora los efectos de esbeltez"

$$\frac{klu}{r} \leq 40.06$$

$22.73 \leq 40.88 \rightarrow$ "Cumple Ok, se ignora los efectos de esbeltez"

No se consideran los efectos de esbeltez en la columna

Diagrama interacción

Cálculo del acero total para la Columna C12.

b=50 cm

h=50cm, Asumiendo barras de 16mm

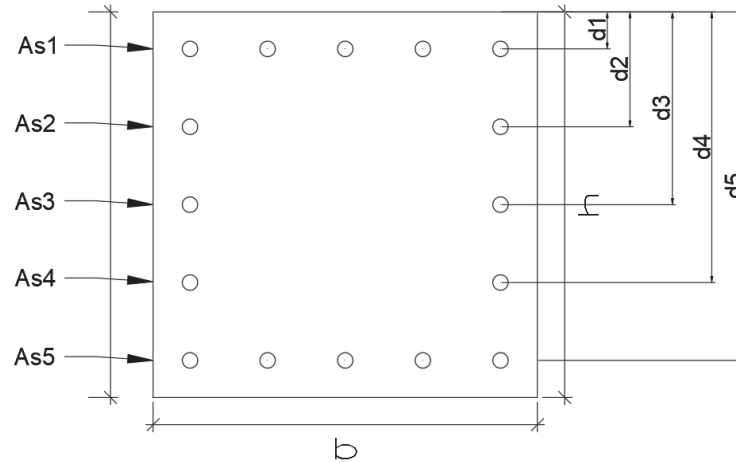


Figura 3.9 Esquema de Columna a Diseñar

Elaboración propia

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

$$d_1 = 3.4 \text{ cm}$$

$$d_2 = 14.2 \text{ cm}$$

$$d_3 = 25 \text{ cm}$$

$$d_4 = 35.8 \text{ cm}$$

$$d_5 = 46.6 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero en cada capa

$$As_1 = 10.053 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 4.021 \text{ cm}^2$$

$$As_3 = 4.021 \text{ cm}^2$$

$$As_4 = 4.021 \text{ cm}^2$$

$$As_5 = 10.053 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 16 * 1.13 = 32.16 \text{ cm}^2$$

Verificación de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{32.16 \text{ cm}^2}{50 * 50} * 100 = 1.29\%$$

Centroide plástico.

Diagrama interacción

Cálculo del acero total para la Columna C12.

b=50 cm

h=50cm, Asumiendo barras de 16mm

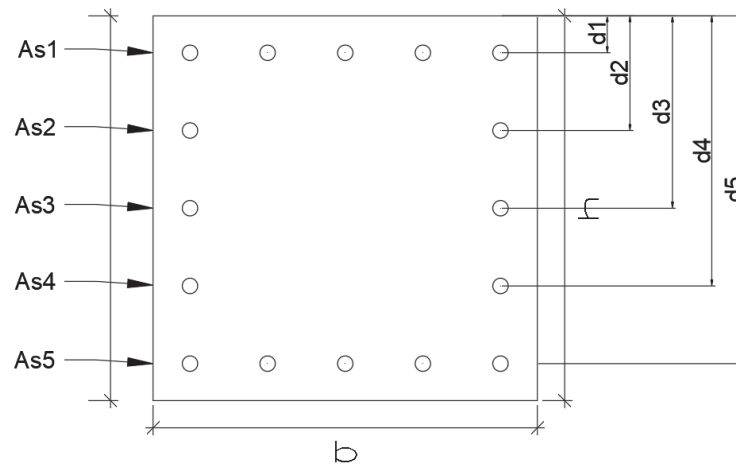


Figura 3.9 Esquema de Columna a Diseñar

Elaboración propia

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

$$d_1 = 3.4 \text{ cm}$$

$$d_2 = 14.2 \text{ cm}$$

$$d_3 = 25 \text{ cm}$$

$$d_4 = 35.8 \text{ cm}$$

$$d_5 = 46.6 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero en cada capa

$$A_{s1} = 10.053 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 4.021 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 4.021 \text{ cm}^2$$

$$A_{s4} = 4.021 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5} = 10.053 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 16 * 1.13 = 32.16 \text{ cm}^2$$

Verificación de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{32.16 \text{ cm}^2}{50 * 50} * 100 = 1.29\%$$

Centroide plástico.

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

$$Y_{cp} = \frac{10.053 \cdot 3.4 + 4.021 \cdot 14.2 + 4.021 \cdot 25 + 4.021 \cdot 35.8 + 10.053 \cdot 46.6}{32.16}$$

$$Y_{cp} = Y_{col.simetrica} = \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Diagrama esfuerzos-deformaciones.

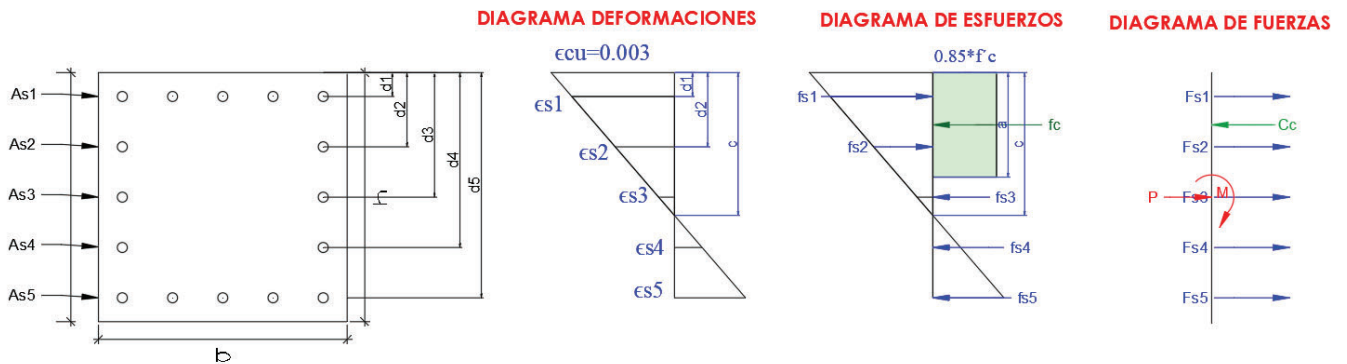


Figura 3.10 Diagrama deformaciones-Esfuerzos-Fuerzas de Columna

Elaboración propia

Compresión pura

$$A_g = b * h = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 32.16 \text{ cm}^2$$

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

$$P_o = 0.85 * 2.1 (2500 - 32.16) + 32.16 * 50$$

$$P_o = 6013.09 \text{ kN}$$

$$Po_{max} = \emptyset * 0.8 * P_o$$

$$Po_{max} = 0.65 * 0.8 * 6013.09$$

$$Po_{max} = \mathbf{3126.81 \text{ kN}}$$

Tracción pura.

$$T_o = -A_{st} * f_y = -32.16 * 50 = \mathbf{-1608 \text{ kN}}$$

Punto de Falla Balanceada.

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

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

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

$$d_{ultimo} = d_4$$

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

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

$$c_b = 25.981 \text{ cm}$$

Cálculo de “a”

$$a = \beta_1 * c_b$$

$$a = 0.85 * 25.981 \text{ cm} = 22.083 \text{ cm}$$

Inicio de Transición.

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

$$T_o = \frac{0.1}{0.7} * 2.1 * 2500 = 750 \text{ kN}$$

Determinación de la deformación del acero en todas las capas

$$\epsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{25.981 - 3.4}{25.981} \right) * 0.003 = 0.0026$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{c - d2}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{25.981 - 14.2}{25.981} \right) * 0.003 = 0.0014$$

$$\varepsilon_{s3} = \left(\frac{c - d3}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{25.981 - 25}{25.981} \right) * 0.003 = 0.0001$$

$$\varepsilon_{s4} = \left(\frac{c - d4}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{25.2 - 35.8}{25.981} \right) * 0.003 = -0.0011$$

$$\varepsilon_{s5} = \left(\frac{c - d5}{c} \right) * 0.003 = \left(\frac{25.2 - 46.6}{25.981} \right) * 0.003 = -0.0024$$

Determinación del esfuerzo del acero en todas las capas.

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

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

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1} = 210000 * 0.0026 = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_{s2} = 210000 * 0.0014 = 286 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = E_s * \varepsilon_{s3} = 210000 * 0.0001 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} = E_s * \varepsilon_{s4} = 210000 * -0.0011 = -238 \text{ MPa}$$

$$f_{s5} = E_s * \varepsilon_{s5} = 210000 * -0.0024 = -500 \text{ MPa}$$

Determinación de las fuerzas.

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

$$F_{s1} = A_{s1} * f_{s1} = 10.05 * \frac{500}{10} = 502.65 \text{ kN (compresión)}$$

$$F_{s2} = A_{s2} * f_{s2} = 4.02 * \frac{286}{10} = 114.87 \text{ kN (compresión)}$$

$$F_{s3} = A_{s3} * f_{s3} = 4.02 * \frac{24}{10} = 9.56 \text{ kN (compresión)}$$

$$F_{s4} = A_{s4} * f_{s4} = 4.02 * \frac{-238}{10} = -95.74 \text{ kN (tracción)}$$

$$F_{s5} = A_{s5} * f_{s5} = 10.05 * \frac{-500.00}{10} = -520.65 \text{ kN (tracción)}$$

Cálculo de la carga y momento balanceada.

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * \text{base} = 0.85 * 2.1 * 22.083 * 50 = 1970.98 \text{ kN}$$

$$P = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5}$$

$$P = 1970.98 + 502.65 + 114.866 + 9.561 - 95.745 - 502.65$$

$$\mathbf{P = 1996.63 \text{ kN}}$$

$$M = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + F_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) + F_{s3} \left(\frac{h}{2} - d_3 \right) + F_{s4} \left(\frac{h}{2} - d_4 \right) + F_{s5} \left(\frac{h}{2} - d_5 \right)$$

$$M = 1970.98 \left(25 - \frac{22.083}{2} \right) + 502.65(25 - 3.4) + 114.866(25 - 14.2) \\ + 9.56(25 - 25) - 95.74(25 - 35.8) - 502.65 * (25 - 46.6)$$

$$M = 51500 \text{ kN} * \text{cm} = \mathbf{515 \text{ kN} * \text{m}}$$

Carga de transición.

$$P_{tran} = 0.1 * f'_c * A_g = 0.1 * 2.1 * 2500$$

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

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

$$P_{tran} = \left(\frac{0.1}{0.7} \right) * f'_c * A_g = \left(\frac{0.1}{0.7} \right) * 2.1 * 2500$$

$$\mathbf{P_{tran} = 750 \text{ kN}}$$

$$\phi = 0.9 - \left(0.2 * \frac{P_n}{P_{o_{max}}} \right)$$

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)
	-1608.45	0.00	0.90	-1447.61	0.00
3.40	-847.87	169.33	0.90	-763.08	152.40
8.827	0.00	340.02	0.90	0.00	306.01
10.33	209.42	373.40	0.89	186.66	332.81
11.84	394.64	401.74	0.87	345.22	351.42
13.35	563.86	426.22	0.75	422.69	319.51
14.857	750.00	447.60	0.65	487.50	290.94
17.64	1080.64	478.40	0.65	702.42	310.96
20.42	1378.51	498.92	0.65	896.03	324.30
23.20	1701.01	509.08	0.65	1105.66	330.90
25.98	1999.63	515.00	0.65	1299.76	334.75
31.14	2699.84	473.45	0.65	1754.90	307.74
36.29	3312.23	427.37	0.65	2152.95	277.79
41.45	3869.56	372.07	0.65	2515.21	241.84
46.60	4390.10	304.91	0.65	2853.57	198.19
	6013.53	0.00	0.65	3908.79	0.00

Tabla 3.2 Tabulación de Puntos para encontrar el diagrama de Interacción

Elaboración propia

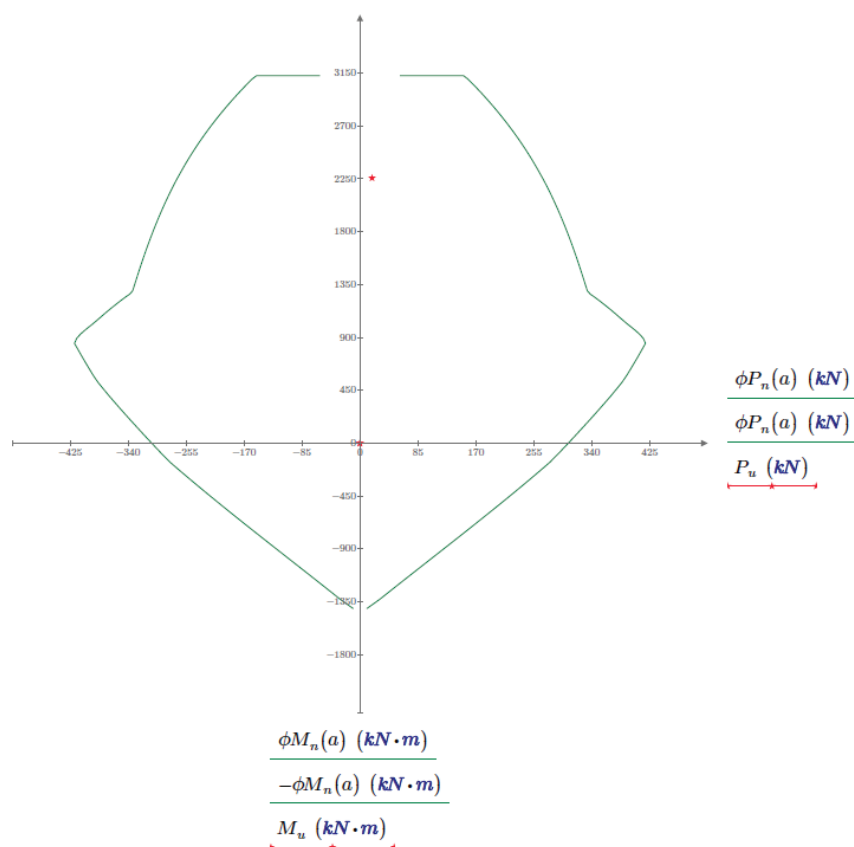


Figura 3.11 Diagrama Interacción Columna más solicitada

Elaboración propia

Diseño a cortante.

$$V_u = 13.827 \text{ kN}$$

$$N_u = 2177.1 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

$$d = 50 - \left(3.4 + \frac{3}{2} 10.8 \right) = 39.4 \text{ cm}$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{21}}{6 * 10} \left(1 + \frac{2177.1}{14 * 2500} \right) * 50 * 39.4 = 159.82 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 119.865 \text{ kN}$$

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

Espaciamiento mínimo vertical para la armadura de cortante.

$$S_{max} = \min \begin{cases} 12d_b = 19.2 \text{ cm} \\ 36d_{be} = 21.6 \text{ cm} \\ b_{min} = 50 \text{ cm} \end{cases} ; S_{Adoptado} = 15 \text{ cm}$$

Armadura mínima para cortante en columnas.

$$A_{v,min} = \max \begin{cases} \frac{\sqrt{f'c}}{16} \frac{b_w s}{f_{yt}} = 0.341 \text{ cm}^2 \\ 0.34 * \frac{b_w s}{f_{yt}} = 0.408 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

Espaciamiento mínimo de la armadura longitudinal.

$$S_{Lmin} = \text{mayor de} \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 1.5 d_b = 24 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} d_{agg} = 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{Calculado} = \frac{b - 2 * r - 2\phi_E - n \phi_B}{n - 1} = \frac{50 - 2 * 2 - 2 * 0.6 - 5 * 1.6}{4} = 9.2 \text{ cm}$$

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

$$9.2 \text{ cm} \geq 4 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo de la armadura transversal

$$S_{Tmin} = \text{mayor de} \begin{cases} 25mm \\ d_b = 16mm \\ \frac{4}{3} d_{agg} = 20 \text{ mm} \end{cases}$$

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

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

3.4.2.5 Escaleras.

TRAMO 1

Metrado de cargas.

$$b=175 \text{ cm}$$

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

Carga muerta

$$t = 0.20 \text{ m asumido}$$

$$PesoPropio = (t * b * \gamma_H) = 8.24 \frac{kN}{m}$$

$$Acabados = (\text{solado} + \text{barandillas}) * b = 3.92 \frac{kN}{m^2} * 1.75m = 6.865 \frac{kN}{m}$$

$$Carga Muerta = PesoPropio + Acabados = 15.10 \frac{kN}{m}$$

Carga Viva.

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

$$Sobrecarga = 4.90 \frac{kN}{m^2} * 1.75m = 8.58 \frac{kN}{m}$$

Carga ultima.

$$1.2CM + 1.6CV = 1.2 * 15.1 + 1.6 * 8.58 = 31.86 \text{ kN/m}$$

Idealización de la estructura

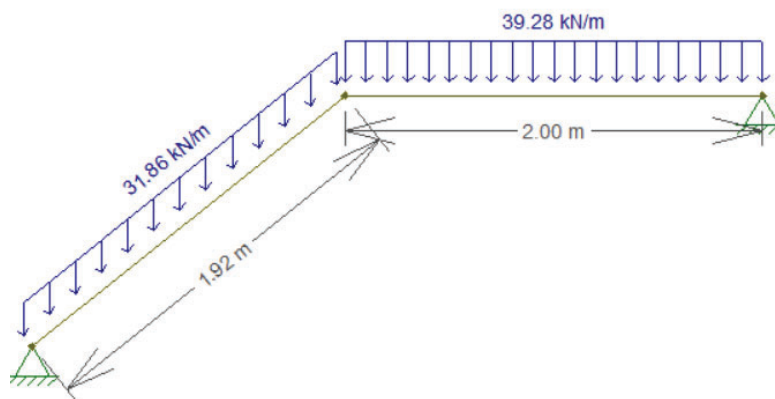


Figura 3.12 Idealización de la estructura

Elaboración propia

Diagrama cortante

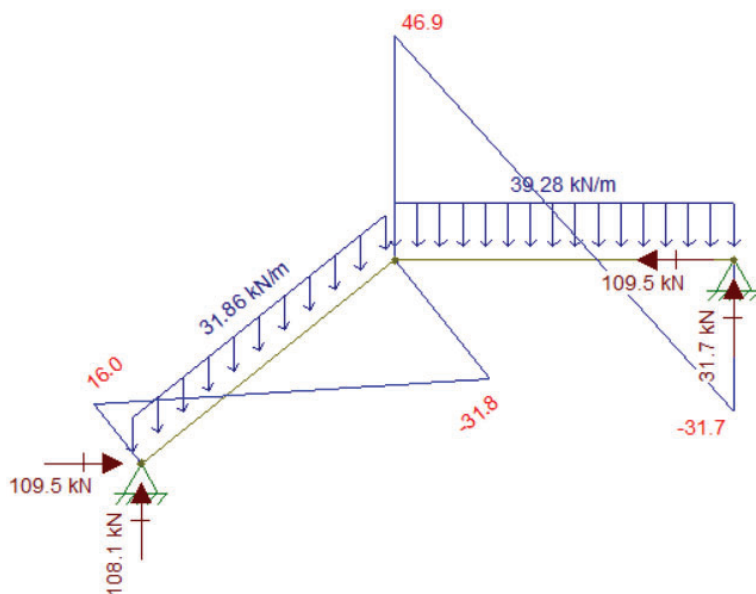


Figura 3.13 Diagrama Cortante Escalera

Elaboración propia

Diagrama de Momentos Flectores.

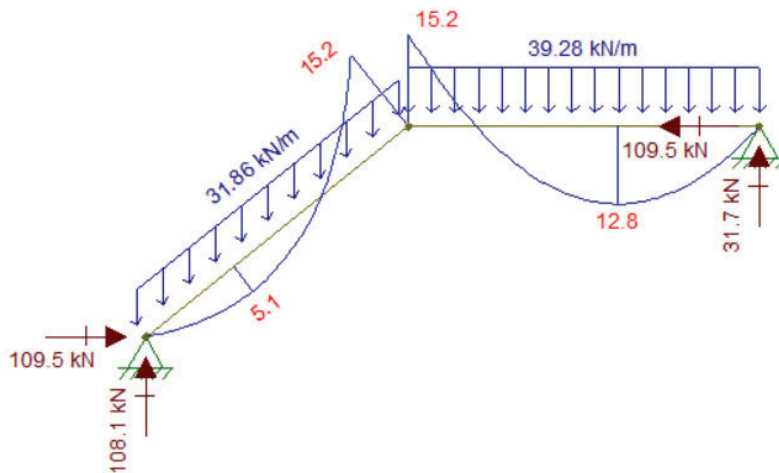


Figura 3.14 Diagrama de Momentos Flectores Escalera

Elaboración propia

Momento positivo de diseño

$$Mu_{diseño (+)} = M_{max} = 5.1 \text{ kN} * m$$

Momento negativo de diseño

$$Mu_{(-)} = M_{\max}(-) = 15.2 \text{ kN} * m$$

Determinación del factor β_1

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

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

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

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

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

$$A_{s(+)} = 0.85 * 175 * 17.4 \frac{2.1}{50} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.1 \times 10^2}{0.9 * 0.85 * 2.1 * 175 * 17.4^2}} \right)$$

$$A_{s(+)} = 0.644 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = 1.998 \text{ cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura

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

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

$$\rho_{min} = 0.00151$$

$$A_{s_{temperatura}} = \rho_{min} * b * d = 0.00151 * 175 * 17.4$$

$$A_{s_{temperatura}} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Acero requerido.

$$A_{s_{requerido}(+)} = \text{mayor} \begin{cases} A_{s(+)} \\ A_{s_{temperatura}} \end{cases}$$

$$\mathbf{A_{s_{requerido}(+)} = 4.6 \text{ cm}^2}$$

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

$$Separación = \frac{A_{sadoptado}}{A_{srequerido}} = \frac{1.13}{4.6} \approx 0.20 \text{ m}$$

Se usará 1 ϕ 12 c/20 cm (Armadura longitudinal Momento positivo)

Se usará 1 ϕ 12 c/20 cm (Armadura longitudinal Momento negativo)

Verificación a cortante.

$$V_u = 31.8 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'c}}{6} b d = \frac{1\sqrt{21}}{6 * 10} * 175 * 17.4 = 232.57 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 232.57 = 174.424 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$174.424 \text{ kN} \geq 31.8 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

TRAMO 2

Metrado de cargas Tramo inclinado

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

CP=0.2m Contrahuella ; b=175 cm

S/C= sobre carga=500 kg/m²

$$\cos\phi = \frac{P}{\sqrt{(P^2 + CP^2)}} = 0.832$$

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

$$h_m = 35 \text{ cm}$$

- **Carga muerta**

$$PesoPropio = (e * b * \gamma_H) = 0.35 * 1.75 * 24 = 14.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Acabados = (solado + barandillas) * b = 3.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.75\text{m} = 6.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Carga Muerta = PesoPropio + Acabados = 21.56 \frac{kN}{m}$$

- **Carga Viva.**

Sobrecarga=500 kg/m²

$$Sobrecarga = 4.90 \frac{kN}{m^2} * 1.75m = 8.58 \frac{kN}{m}$$

- **Carga ultima.**

$$1.2CM + 1.6CV = 1.2 * 21.28 + 1.6 * 8.58 = 39.28 \text{ kN/m}$$

Metrado de cargas en Descanso

h=0.2 m

b=1.75 m

- **Carga muerta**

$$PesoPropio = (e * b * \gamma_H) = 0.20 * 1.75 * 24 = 8.24 \frac{kN}{m}$$

$$Acabados = (solado + barandillas) * b = 3.92 \frac{kg}{m^2} * 1.75 m = 6.86 \frac{kN}{m}$$

$$Carga Muerta = PesoPropio + Acabados = 15.1 \frac{kN}{m}$$

- **Carga Viva.**

Sobrecarga=500 kg/m²

$$Sobrecarga = 4.92 \frac{kN}{m^2} * 1.75m = 8.33 \frac{kN}{m}$$

- **Carga ultima.**

$$1.2CM + 1.6CV = 1.2 * 15.1 + 1.6 * 8.33 = 31.86 \text{ kN/m}$$

Idealización de la estructura.

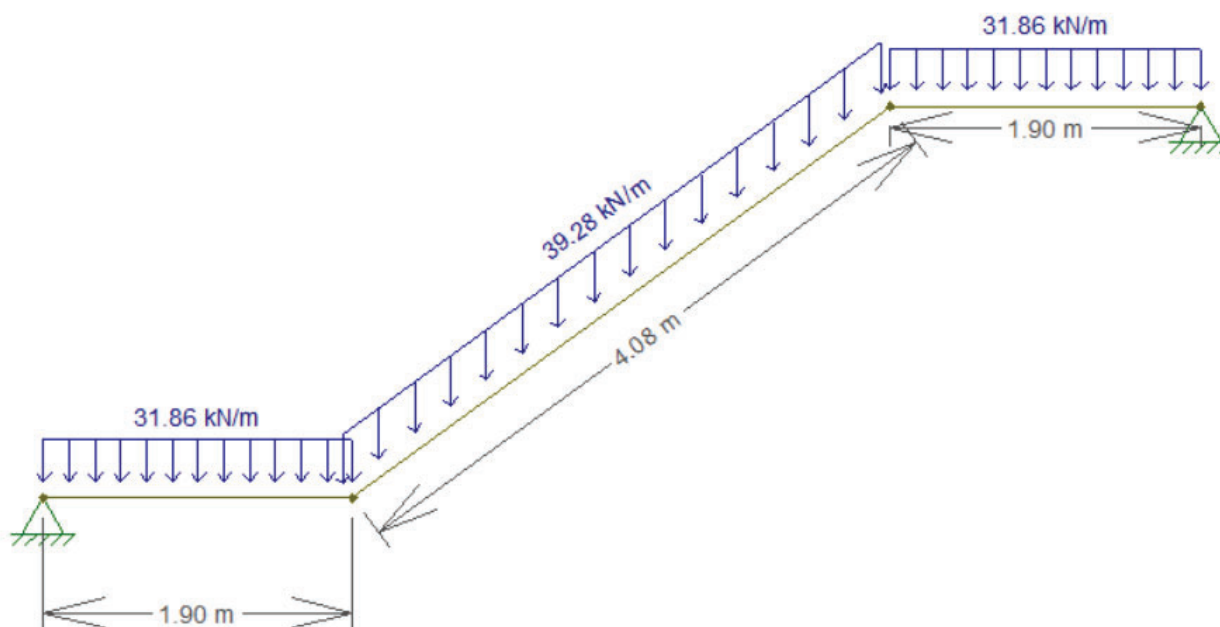


Figura 3.15 Idealización de la estructura Tramo 2 Escalera

Elaboración propia

Diagrama de Fuerzas cortantes.

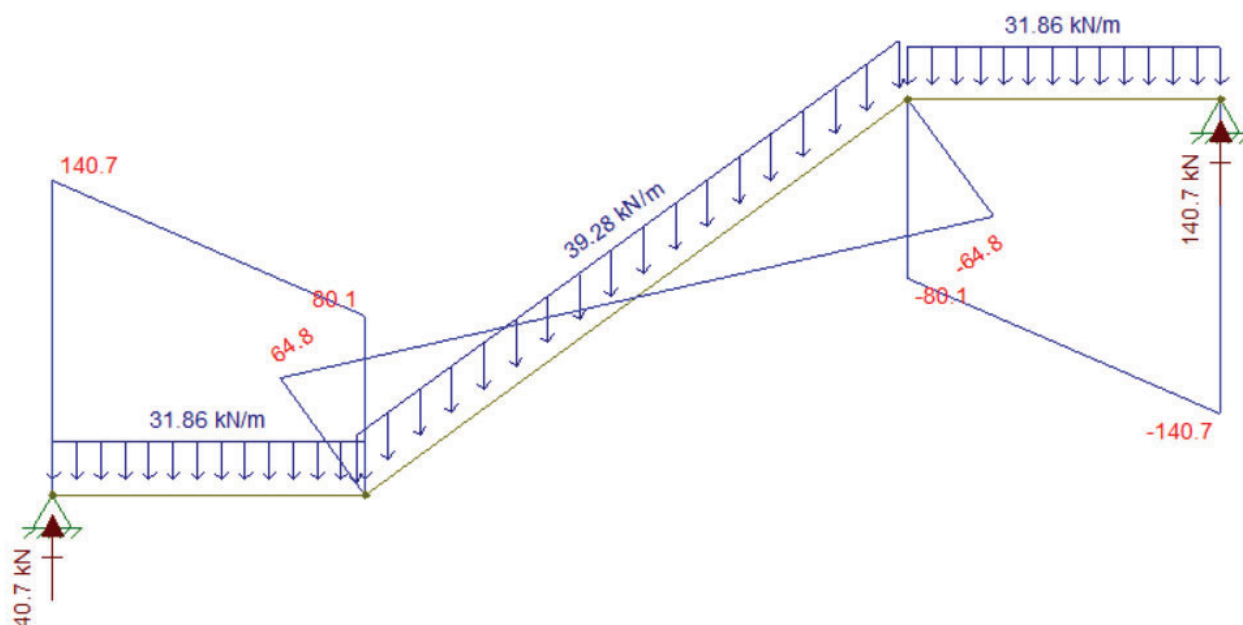


Figura 3.16 Diagrama Fuerzas Cortantes Tramo 2 Escalera

Elaboración propia

Diagrama de Momentos Flectores.

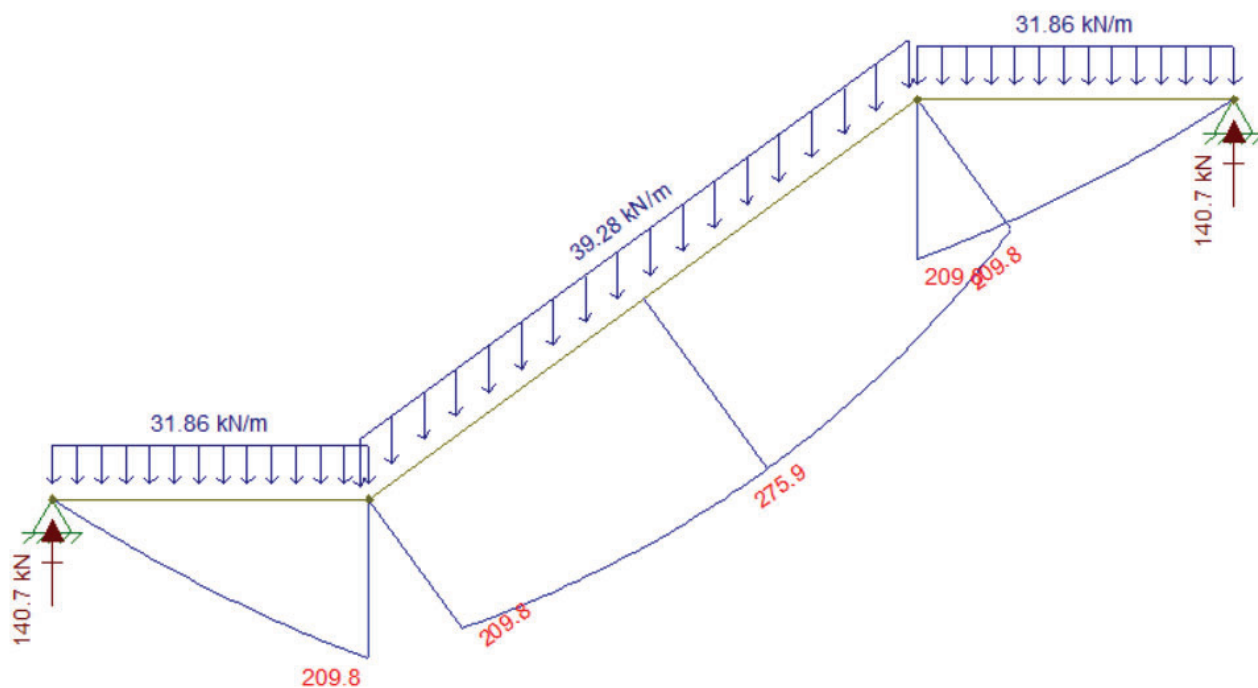


Figura 3.17 Diagrama de Momentos Flectores Escalera Tramo 2 Escalera

Elaboración propia

Momento positivo de diseño

$$Mu_{\text{diseño (+)}} = M_{\text{max}} = 275.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento negativo de diseño

$$Mu_{(-)} = \frac{1}{2} * Mu_{(+)} = 0.5 * (275.9 \text{ kN} \cdot \text{m}) = 137.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diseño tramo inclinado

Determinación del factor

$h=35 \text{ cm}$, $r=2.8\text{cm}$ (Según table 7.8), $b=175 \text{ cm}$

$$d = h - r = 32.2 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow \phi = 0.90 \text{ asumido inicialmente}$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

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

$$A_{s(+)} = 20.445 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{s(-)} = 20.033 \text{ cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura

$$\rho_{min} = 0.00151$$

$$A_{s_{temperatura}} = \rho_{min} * b * d = 0.00151 * 175 * 32.2$$

$$A_{s_{temperatura}} = 8.51 \text{ cm}^2$$

Acero requerido.

$$A_{s_{requerido}} = \text{mayor} \left\{ \begin{matrix} A_{s(+)} \\ A_{s_{temperatura}} \end{matrix} \right\} = 20.445 \text{ cm}^2$$

Se asume barras de 16mm, $A_s=2.011 \text{ cm}$

$$\text{Separación} = \frac{A_{s_{adoptado}}}{A_{s_{requerido}}} = \frac{2.011}{20.445} \approx 0.10 \text{ m}$$

Se usará 1 ϕ 16 c/10 cm (Armadura longitudinal tramo inclinado)

Se usará 1 ϕ 16 c/10 cm (Armadura Momento negativo)

Verificación a cortante.

$V_u=80.17 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d = \frac{\lambda \sqrt{21}}{6 * 10} * 175 * 17.5 = 228.05 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 228.05 = 171.01 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$171.01 \text{ kN} \geq 80.17 \text{ kN OK}$$

3.4.5 Diseño de Losa de Fundación.

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

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

$$q_{adm} = 0.059 \text{ MPa} = 0.006 \text{ kN/cm}^2$$

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

Predimensionamiento.

$$H = d_{min} + rec = 25 \text{ cm}$$

Se realizó un predimensionamiento inicial del volado y, mediante un proceso iterativo, se determinó una longitud óptima de $L = 150 \text{ cm}$, que permite cumplir con las presiones admisibles del suelo según el estudio geotécnico.

Verificación de presiones del suelo.

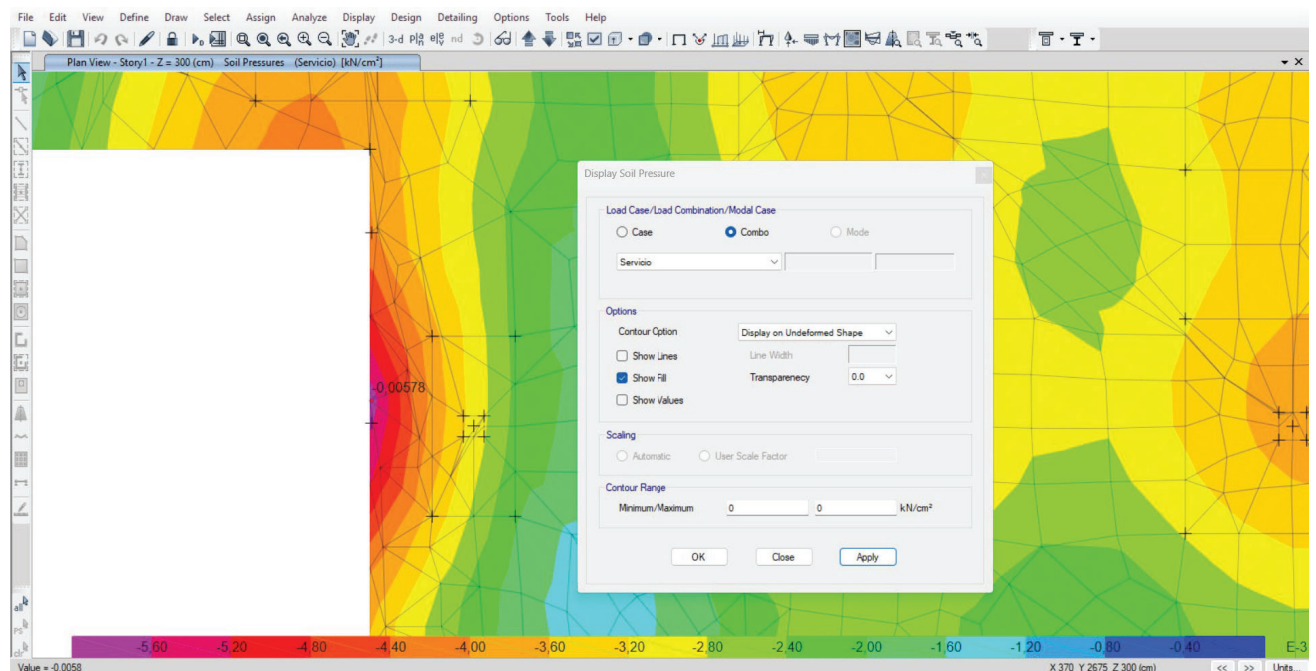


Figura 3.18 Diagrama de presiones del suelo

Elaboración propia a partir de SAFE V22.6.0

Módulo de balasto.

Valor extraído del Anexo 7 estudio de suelos

$$K_s = \frac{F_s * q_a}{\delta}$$

$$K_s = 0.007 \frac{kN}{cm^3}$$

Se verifica que

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

$$0.0057 \frac{kN}{cm^2} < 0.006 \frac{kN}{cm^2}$$

Verificación de asentamientos.

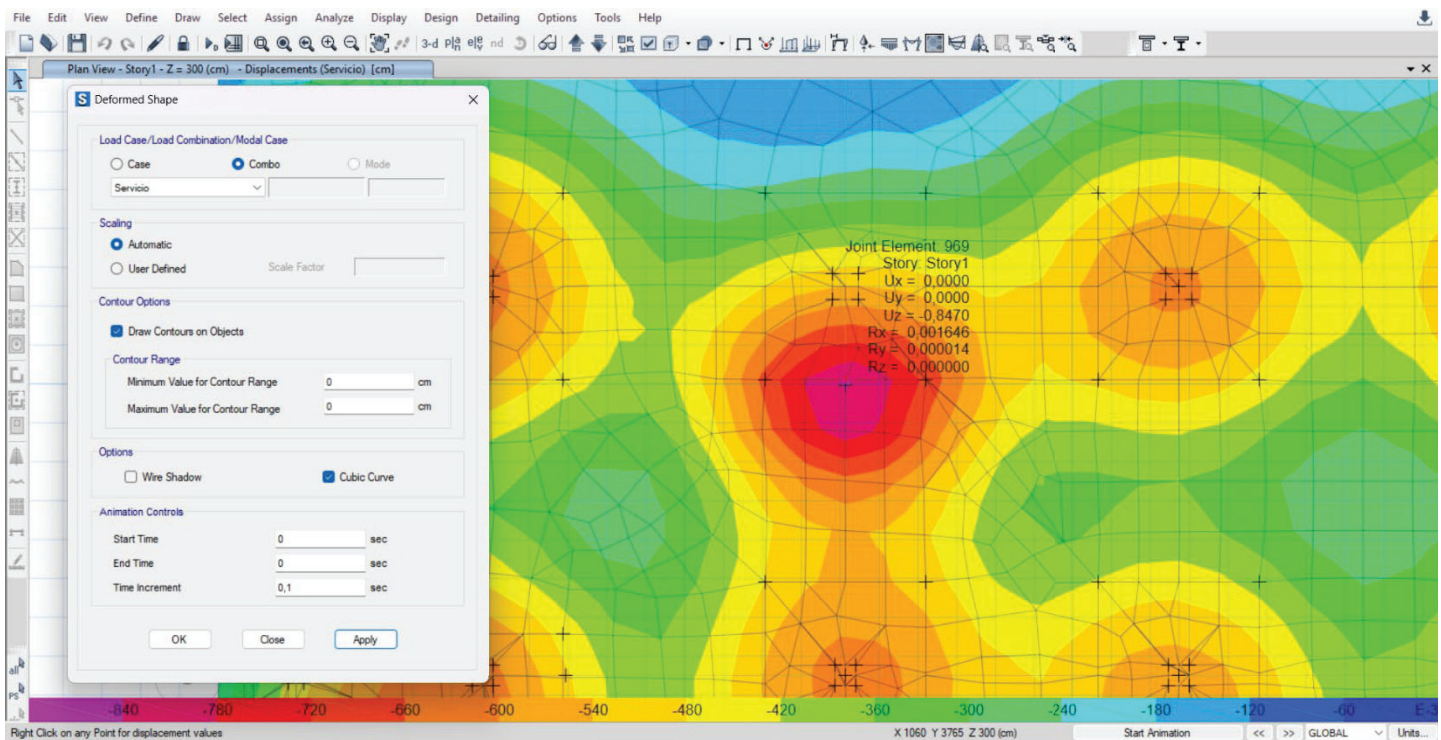


Figura 3.19 Diagrama deformaciones del suelo

Elaboración propia a partir de SAFE V22.6.0

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$0.847 \text{ cm} \leq 2.54 \text{ cm}$$

Verificación a corte por punzonamiento.

Se itera hasta encontrar los espesores adecuados para la losa de fundación.:

Se asume un valor de peralte efectivo, $d=45\text{ cm}$

$$H_{Losa.Fund} = 25\text{ cm}$$

$$H_{\text{ábacos}} = 50\text{ cm}$$

$$V_u \leq V_c$$

Se realizó el análisis por punzonamiento y fue necesario la creación de ábacos para cumplir la verificación por punzonamiento.

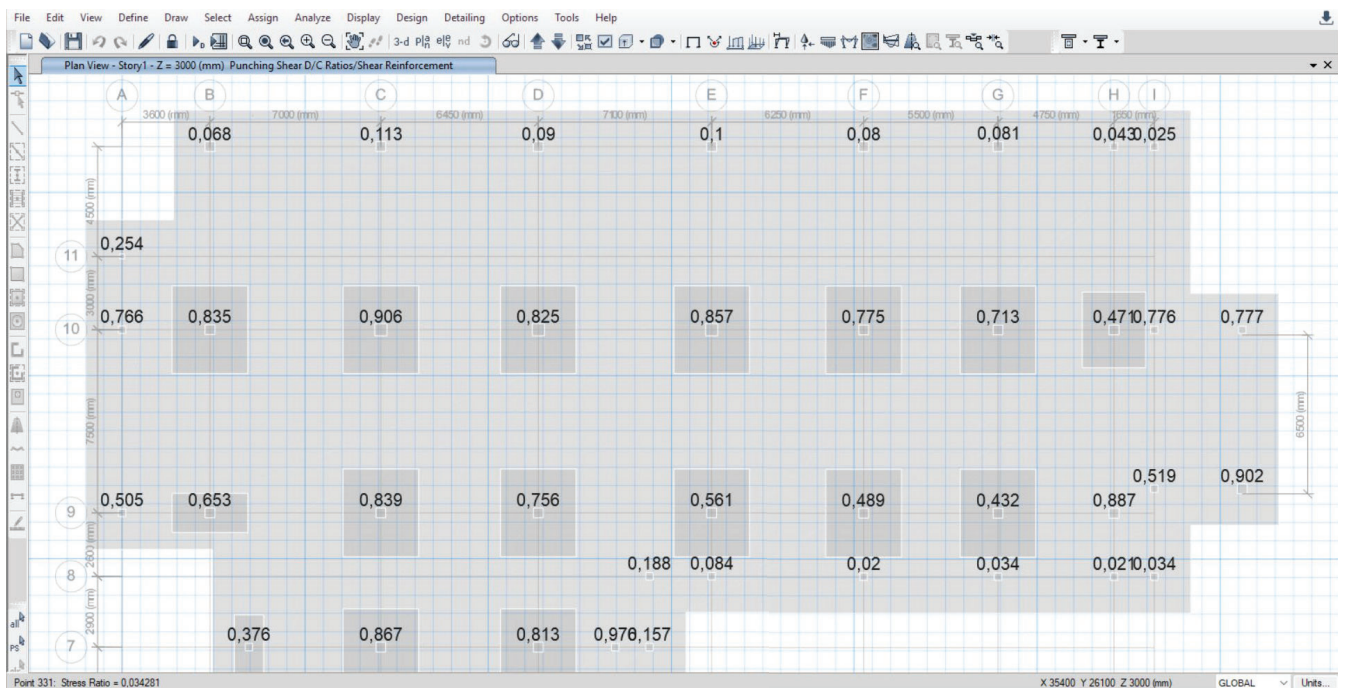


Figura 3.20 Diagrama de relaciones entre capacidad y demanda de punzonamiento.

Elaboración propia a partir de SAFE V22.6.0

Se observa en el anterior gráfico que la ratio de punzonamiento no excede el valor de 1.

Diseño de losa de Fundación por el Método de las franjas.

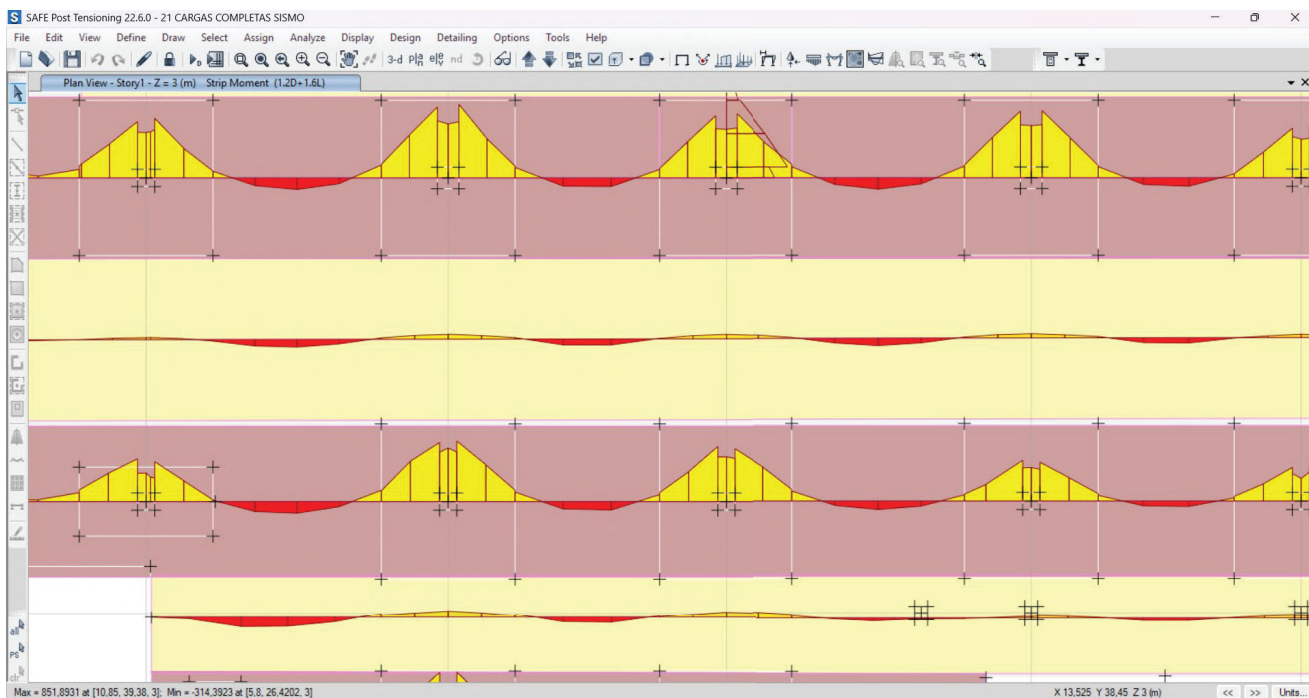


Figura 3.21 Resultado de fuerzas internas de las franjas de Diseño.

Elaboración propia a partir de SAFE V22.6.0

Cálculo del refuerzo de acero por flexión.

Rec libre=5 cm en base a la Tabla 2.8. Se elige el recubrimiento mínimo por Norma

Rec-mecánico=5.8cm

Momento último negativo de diseño

$$M_u = 852 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo del peralte efectivo

$$d = h - \text{rec}_{\text{mec}} = 44.2 \text{ cm}$$

Cálculo de la altura del bloque a compresión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}} = 3.465 \text{ cm}$$

Área de refuerzo necesario longitudinal a tracción.

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

$$A_s = 0.85 * 360 * 44.2 * \frac{2.1}{50} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 852 * 10^2}{0.9 * 0.85 * 2.1 * 360 * 44.2^2}} \right)$$

$$A_{scalcado} = 44.53 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.465}{0.85} = 4.076 \text{ cm}$$

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

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

$$\epsilon_t = \frac{44.2 - 4.623}{4.623} * 0.003 = 0.02953$$

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

La sección está controlada por tracción.

Área mínima de refuerzo a flexión.

$$A_{smin} = \text{el Mayor de:} \begin{cases} 0.0018 * \frac{420 A_g}{f_y} = 23.436 \text{ cm}^2 \\ 0.0014 A_g = 21.7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Área refuerzo necesario a flexión

$$A_{snecesario} = \max \begin{cases} A_{scalcado} = 43.49 \text{ cm}^2 \\ A_{smin} = 21.7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{snecesario} = 44.53 \text{ cm}^2$$

Capacidad de la sección por flexión.

Se adopta barras de diámetro de 16 mm

$$n^{\circ}_{barras} = \frac{A_{Snecesario}}{A_{Sadoptado}} = \frac{44.53}{2.011} = 22.14 \cong 23 \text{ barras}$$

$$A_{SProvisto} = nb * \left(\frac{\pi * \Phi^2}{4} \right) = 23 * \left(\frac{\pi * 2.011^2}{4} \right) = 46.244 \text{ cm}^2$$

Determinación del Momento Nominal.

$$a = \frac{A_{Sprovisto} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{46.244 * 5000}{0.85 * 210 * 360} = 3.598 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.598}{0.85} = 4.233 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 46.244 * 50 * \left(44.2 - \frac{3.598}{2} \right) = 882.36 \text{ kN} * m$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\mathbf{882.36 \text{ kN} * m \geq 852 \text{ kN} * m}$$

Relación demanda +capacidad “Ratio”.

$$ratio = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{852}{882.36} = 0.96$$

Se usará 23 ϕ 16mm c/15cm

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 7,304,265.90 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 ACADEMICO.

ANALISIS COMPARATIVO DE LAS CUANTIAS DE HORMIGÓN Y ACERO CONSIDERANDO DISEÑO SISMORESISTENTE MEDIANTE LA NBDS 2023

4.1 Marco Conceptual.

4.1.1 Antecedente Normativos En Bolivia.

En Bolivia los antecedentes normativos ala presente NBDS2023 son los siguientes:

- Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006 (R.Grandi)
- Manual de Diseño Sísmico MDS-2015 (R.Grandi)
- Manual de Diseño Sismorresistente MDS-2016. (P.Putman)
- Guía Boliviana de Diseño Sísmico GBDS-2018 (R.Grandi)



Figura 4.1 Antecedentes a la NBDS 2023

Elaboración propia

El ministerio de obras públicas, servicios y Vivienda, mediante Resolución Ministerial N°0.97 en la ciudad de la Paz, en fecha 18 de mayo de 2022, aprueba el “Reglamento interno de Conformación del Comité Técnico para la elaboración de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico”, llegándose a aprobar un 02 de junio de 2023

4.1.2. Variables Consideradas para el Espectro de Diseño.

4.1.2.1 Zonificación sísmica de Tarija-Bolivia.

Las aceleraciones máximas del país para periodos de retorno de 475 años se encuentran publicado en la tabla 6 de la NBDS 2023

271	Rancho Norte	Tarija	8.84	17.09
272	San Isidro	Tarija	11.78	20.62
273	San Lorenzo	Tarija	8.84	17.09

Tabla 4.1 Aceleraciones máximas En poblaciones del País

Fuente: NBDS 2023 Tabla 6

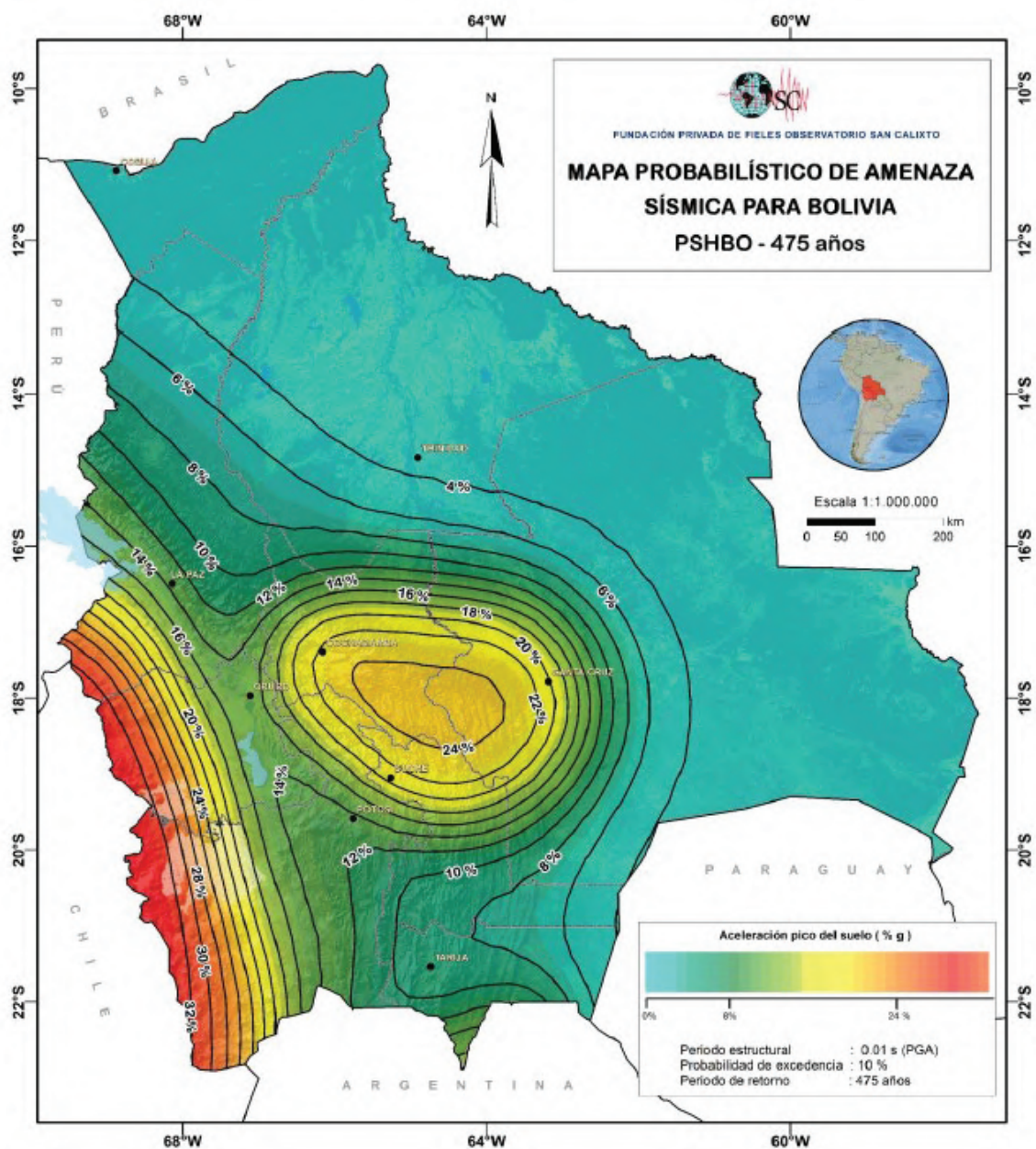


Figura 4.2 Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para un Periodo de Retorno 475 años

Fuente: NBDS 2023

$$S_o = 0.0884 g$$

4.1.2.2 Clasificación del suelo. (pag 23)

Suelo blando, S4: Suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte menores que 180 m/s. Suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar, N_{60} , entre 15 y 50 golpes y suelo cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada, S_u , entre 50kPa y 100 kPa.⁴³

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Tabla:4.2 Parámetros para la Clasificación de Suelo

Fuente: Tabla 2 NBDS 2023

Por lo tanto, ante la ausencia de un estudio a mayor profundidad, como establece la norma, se decide utilizar un suelo:

$$\text{Suelo} = S_4$$

4.1.2.3 Coeficiente de sitio de periodo corto (pag 25)

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	0.133	0.200	0.267	0.333	> 0.400
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Tabla:4.3 Coeficiente de sitio de periodo corto, F_a

Fuente: Tabla 3 NBDS 2023

$$F_a = 2.17$$

⁴³ CTNBDS (Comité Técnico de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico), Norma Boliviana de Diseño Sísmico, 2023, art. 5.

4.1.2.4 Coeficiente de sitio de periodo largo

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.053	0.107	0.160	0.213	0.267	> 0.320
S0	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.2	1.3	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.0	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	3.5	3.0	2.8	2.4	2.4	2.4

Tabla 4.4: Coeficiente de sitio de periodo Largo, F_v

Fuente: Tabla 4 NBDS 2023

$$F_v = 3.17$$

4.1.2.5 Espectro elástico.

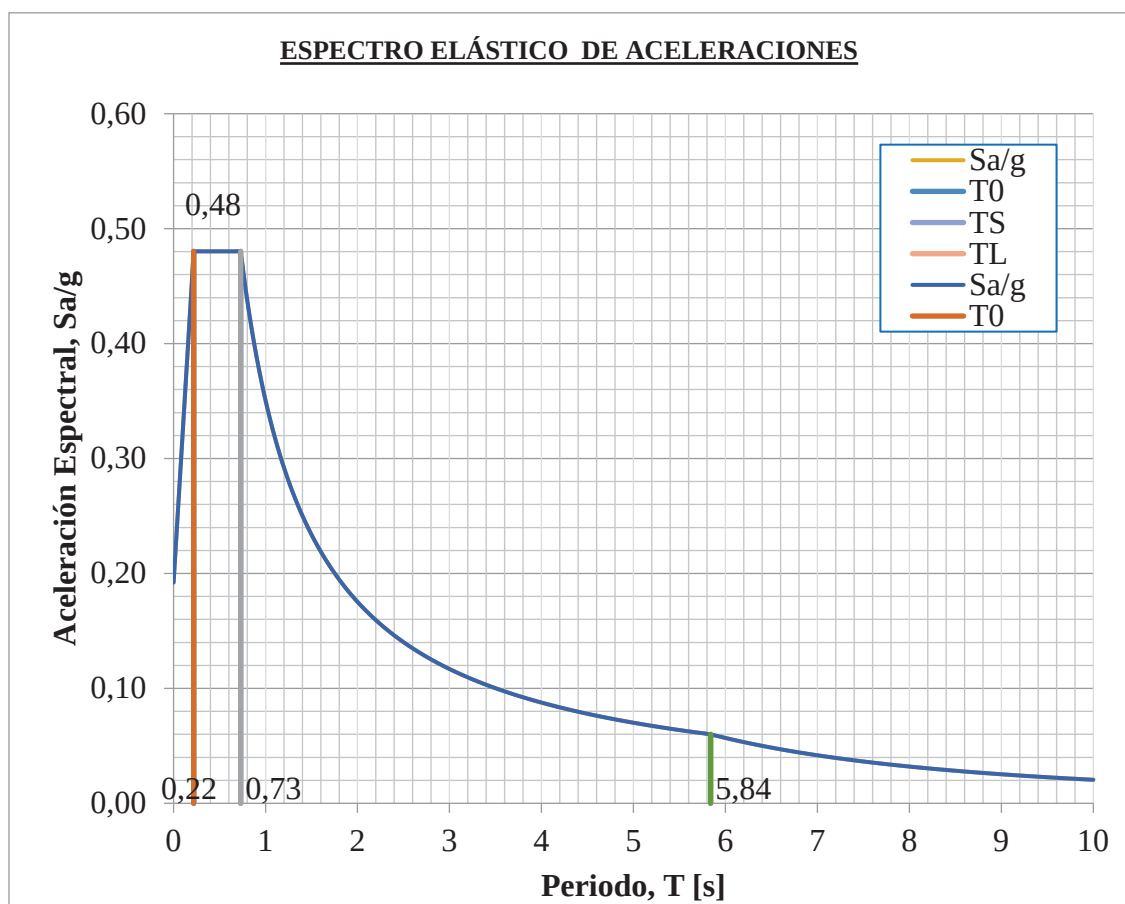


Figura:4.3 Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de, g

Fuente: Tabla 4 NBDS 2023

Periodo inicial	$T_0 = 0,15 \cdot F_v / F_a =$	0.22	[seg]
Periodo corto	$T_S = 0,5 \cdot F_v / F_a =$	0.73	[seg]
Periodo largo	$T_L = 4 \cdot F_v / F_a =$	5.84	[seg]

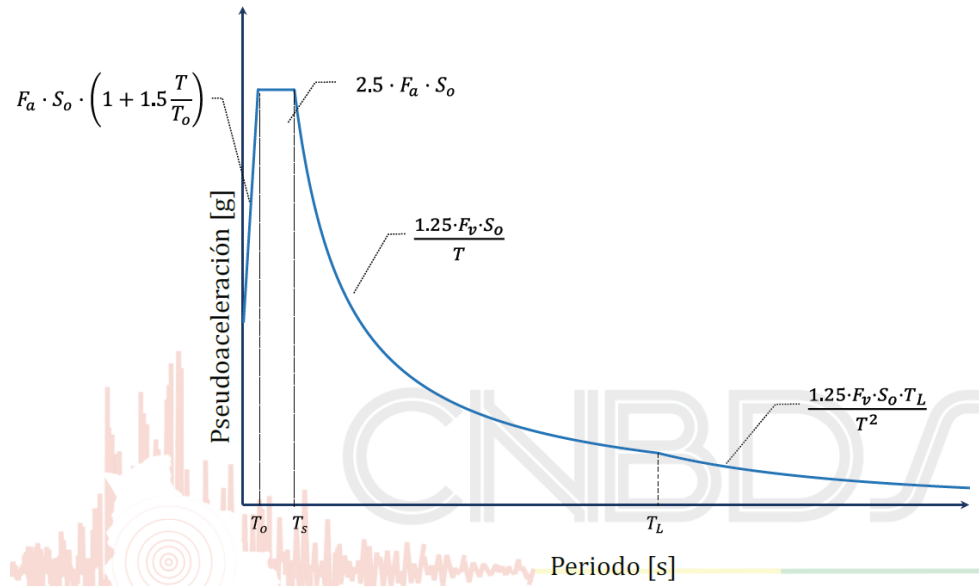


Figura:4.4 Espectro elástico de pseudoaceleración en función del periodo.

Fuente: Tabla 4 NBDS 2023

4.1.2.6 Factor de importancia.

4.1.2.6.1 Tipo IV

Pertenecen a este tipo, las estructuras que se espera permanezcan operables después de un evento sísmico, por lo que incluyen edificios gubernamentales, de utilidad pública (cuarteles de policías, centrales eléctricas y de comunicación, radioemisoras y canales de televisión públicos, reservorios, plantas de agua potable y de bombeo, etc.) y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe como: hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, aeropuertos (terminales, hangares, torres de control, etc.) Sistemas de transporte masivo, entre otros.

Tipo	I_e
IV	1.5
III	1.3
II	1.0
I	Nota ¹

Al ser el presente proyecto un centro de cuartel de policial es que se decide utilizar el factor de importancia de IV

$$I_e = 1.5$$

4.1.2.7 CDS en función de los parámetros de aceleración espectral $F_a \cdot S_0$ y $F_v \cdot S_0$ y del tipo de edificio

$F_a \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_0 < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_0 < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_0 < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_0$	C, D	D

Tabla:4.5 Categoría de diseño sísmico en función de $F_a \cdot S_0$ y tipo de estructura

Fuente: Tabla 6 NBDS 2023

$$F_a \cdot S_0 = 2.17 \cdot 0.0884 = 0.192$$

Tipo de estructura “D”

$F_v \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_0 < 0.054$	A	A
$0.054 \leq F_v \cdot S_0 < 0.106$	B	C
$0.106 \leq F_v \cdot S_0 < 0.160$	B, C	D
$0.160 \leq F_v \cdot S_0$	C, D	D

Tabla 4.6: Categoría de diseño sísmico en función de $F_v \cdot S_0$ y tipo de estructura

Fuente: Tabla 7 NBDS 2023

$$F_v * S_o = 3.27 * 0.0884 = 0.28$$

Tipo de estructura “D”

4.1.2.8 Selección del tipo de Pórticos a Diseñar

CATEGORÍAS DE DISEÑO SÍSMICO	
A	Ninguna exigencia, Diseño solo a cargas de gravedad
B	Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento (OMF)
C	Pórticos Intermedio, Resistentes a Momento (IMF)
D,E,F	Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF)

Tabla:4.7 Categorías de Diseño Sísmico.

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2.9 Factor de modificación de respuesta R y factor Cd

Sistema Estructural	R	C _d	Δ ¹
Hormigón²			
Sistema de Pórticos			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5	0.012
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5	0.011
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2.5	0.010
Sistema de Entrepiso sin Viga			
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura máxima, 30 m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles y muros de corte ordinarios. Altura máxima, 30 m.	4	3.6	0.008
Sistema de Entrepiso con Vigas Planas			
Entrepisos planos apoyados en vigas planas y columnas. Altura máxima, 30 m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos apoyados en vigas planas (b ≥ 400 mm) y columnas. Altura máxima, 30 m.	4	3.6	0.008
Entrepisos planos de losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos apoyados en un sistema dual de columnas especiales con o sin capiteles y muros de corte especiales y vigas planas (b ≥ 400 mm).	5.5	4.5	0.009
Sistema de Muros			
Muros estructurales Especiales	6	5	0.009
Muros estructurales Ordinarios	5	4.5	0.008
Sistemas Duales			
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5.5	0.010
Pórticos Especiales con Muros Especiales acoplados	8	8	0.010
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5.5	4.5	0.008
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4.5	4	0.007
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3.6	0.006

Tabla:4.8 Coeficientes de reducción amplificación, Cd y valores de distorsión, Δ

Fuente: Tabla 8 NBDS 2023

Inicialmente se disponía de un sistema de Pórticos Especiales Resistentes a momentos, sin embargo, realizando las iteraciones necesarias con el fin de estabilizar la estructura se incorporaron muros estructuras modificando los factores a los siguientes:

$$R = 6$$

$$C_d = 5$$

$$\Delta' = 0.009$$

4.1.3 Espectro de respuesta. O inelástico

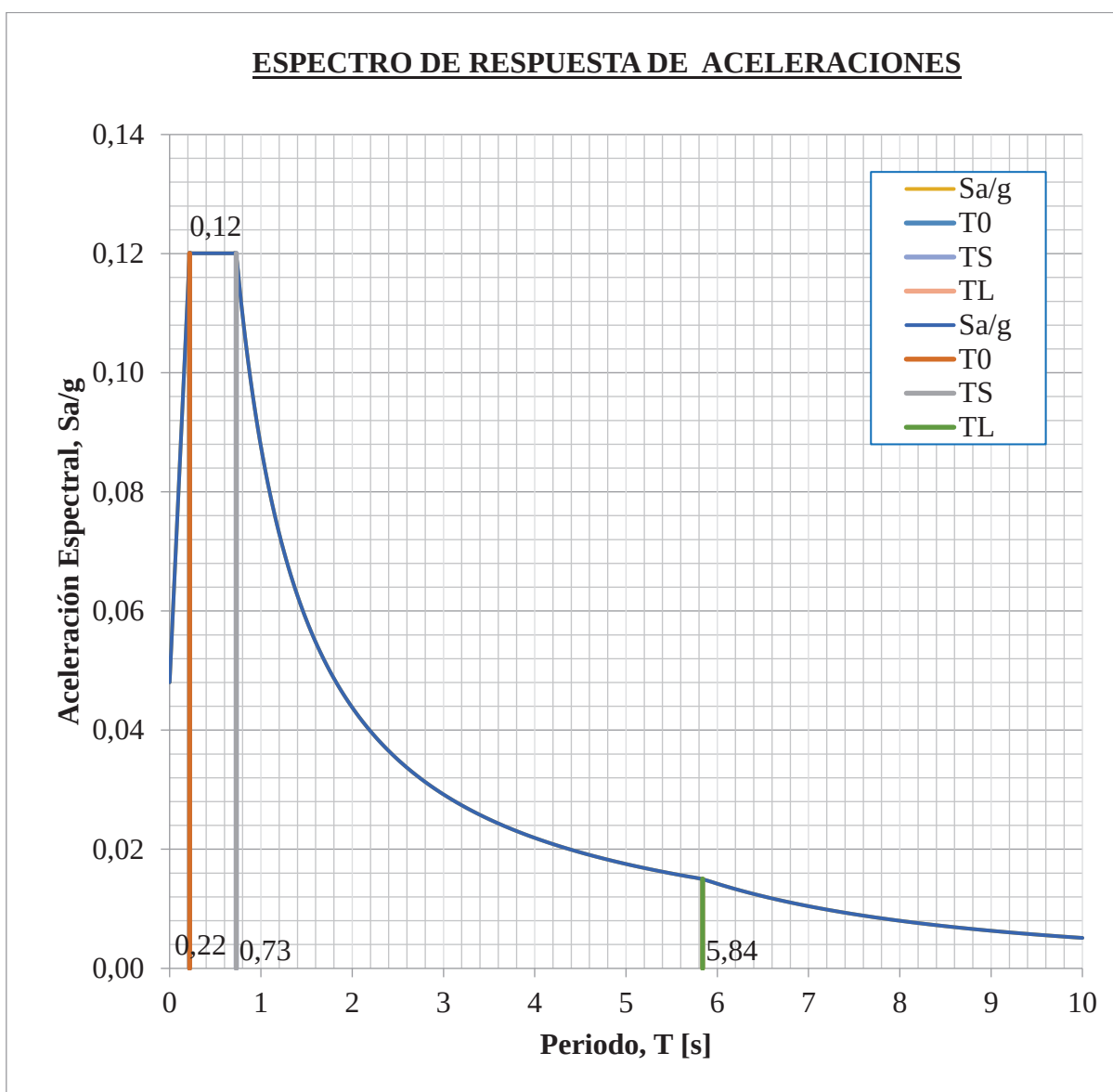


Figura:4.5 Espectro de Respuesta pseudoaceleración en unidades de, g

Fuente: Tabla 4 NBDS 2023

4.1.4. Método de diseño.

4.1.4.1 Análisis estático.

El método de análisis estático solo puede usarse en los siguientes casos:

- Zonas sísmicas con $S_o \leq 0.10$
- Altura del edificio $H \leq 0.30$ m.
- Estructura Sin irregularidades en planta y en altura.

Este método se utilizará únicamente con la finalidad de comparar resultados

4.1.4.2 Análisis Modas espectral.

4.1.4.2.1 Número de modos

Se realizará un análisis dinámico para determinar los modos y periodos naturales de la estructura. El análisis incluirá el suficiente número de modos de vibración de manera que alcance por lo menos la participación modal de 90 % de la masa sísmica en cada dirección.

4.1.4.2.2 Escalado de fuerzas.

Cuando la respuesta combinada para el cortante basales modas V_t , resulte que el 65% del cortante basal V calculado, se realizara una corrección modificada el valor de R de la siguiente manera.

$$R^* = R * \frac{V_t}{V * 0.65}$$

4.1.5 Consideraciones en los materiales para el Diseño Sísmico.

4.1.5.1 Hormigones.

Para pórticos especiales resistentes a momentos se tiene como mínimo un f'_c de 21MPa, pero para nuestro proyecto se utilizará un f'_c de 25MPa,

4.1.5.2 Limites dimensionales.

Los estribos de las columnas deben cumplir con los parámetros mostrados en las figuras:

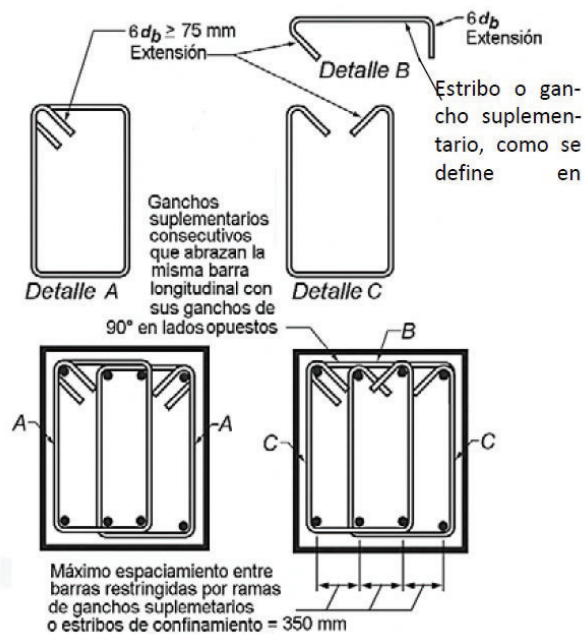


Figura:4.6 Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente

Fuente: NB 1225001 Cap 18.6.4

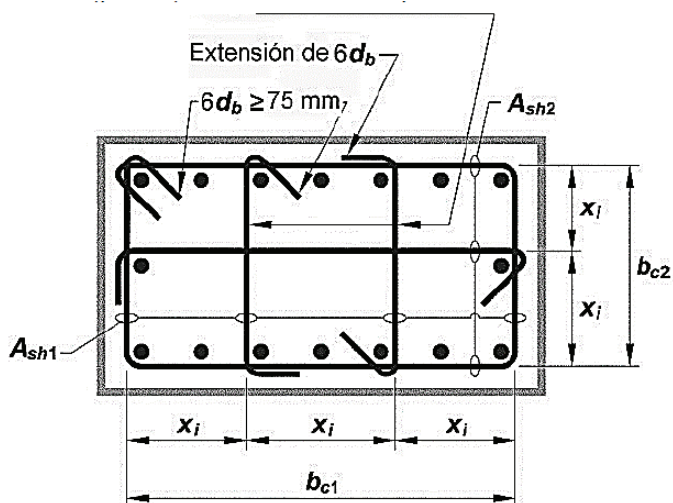


Figura:4.7 Ejemplo de la armadura transversal en columnas

Fuente: NB 1225001 Cap 18.7.5

4.1.5.1 Detalles de armadura para Pórticos especiales

DETALLE DE COLUMNA C 50X50 PÓRTICOS ESPECIALES

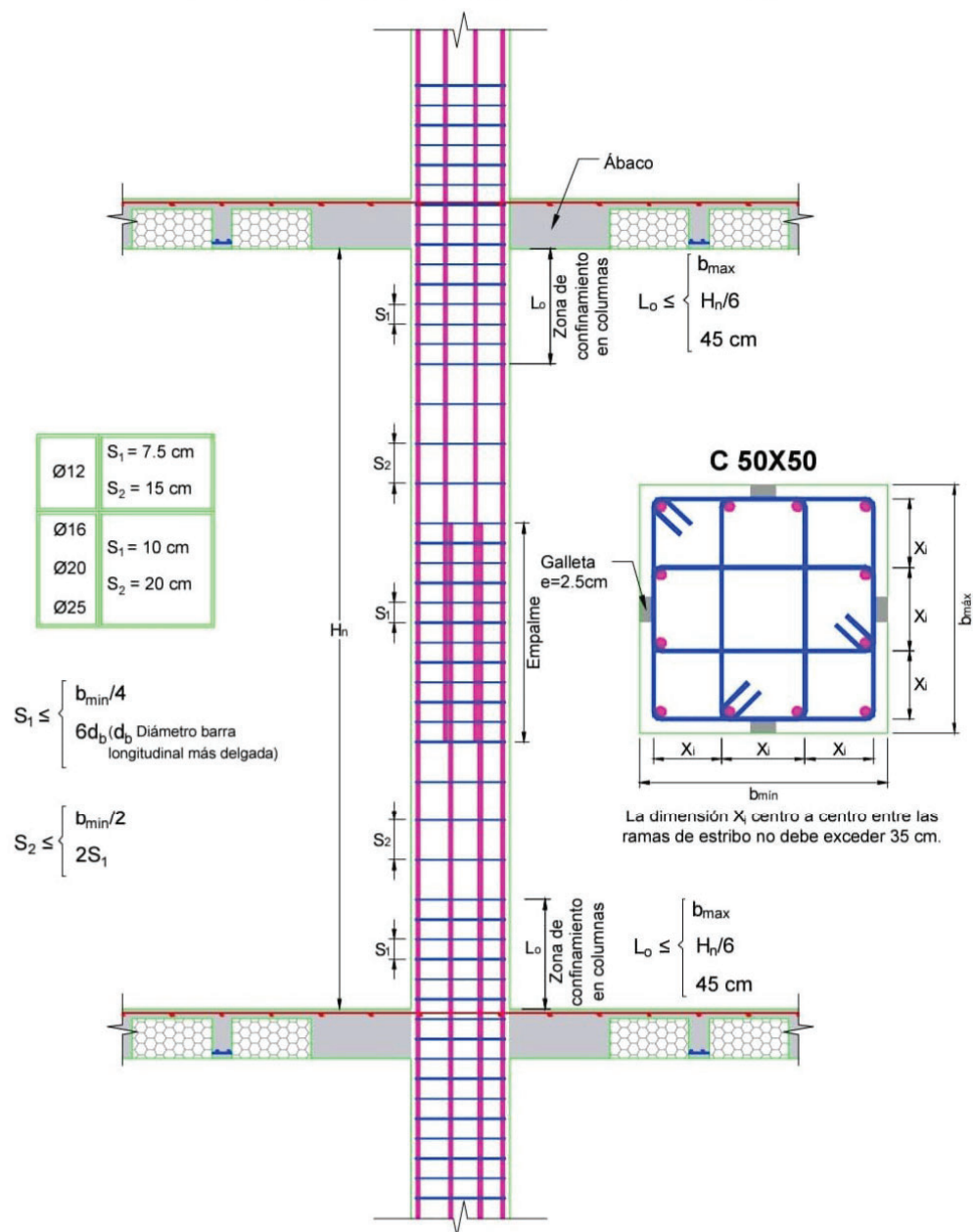


Figura:4.8 Detalle Columna 50x50, Pórtico Especial

Fuente: Ing, Reynaldo Zambrana

DETALLE DE VIGA PÓRTICOS ESPECIALES

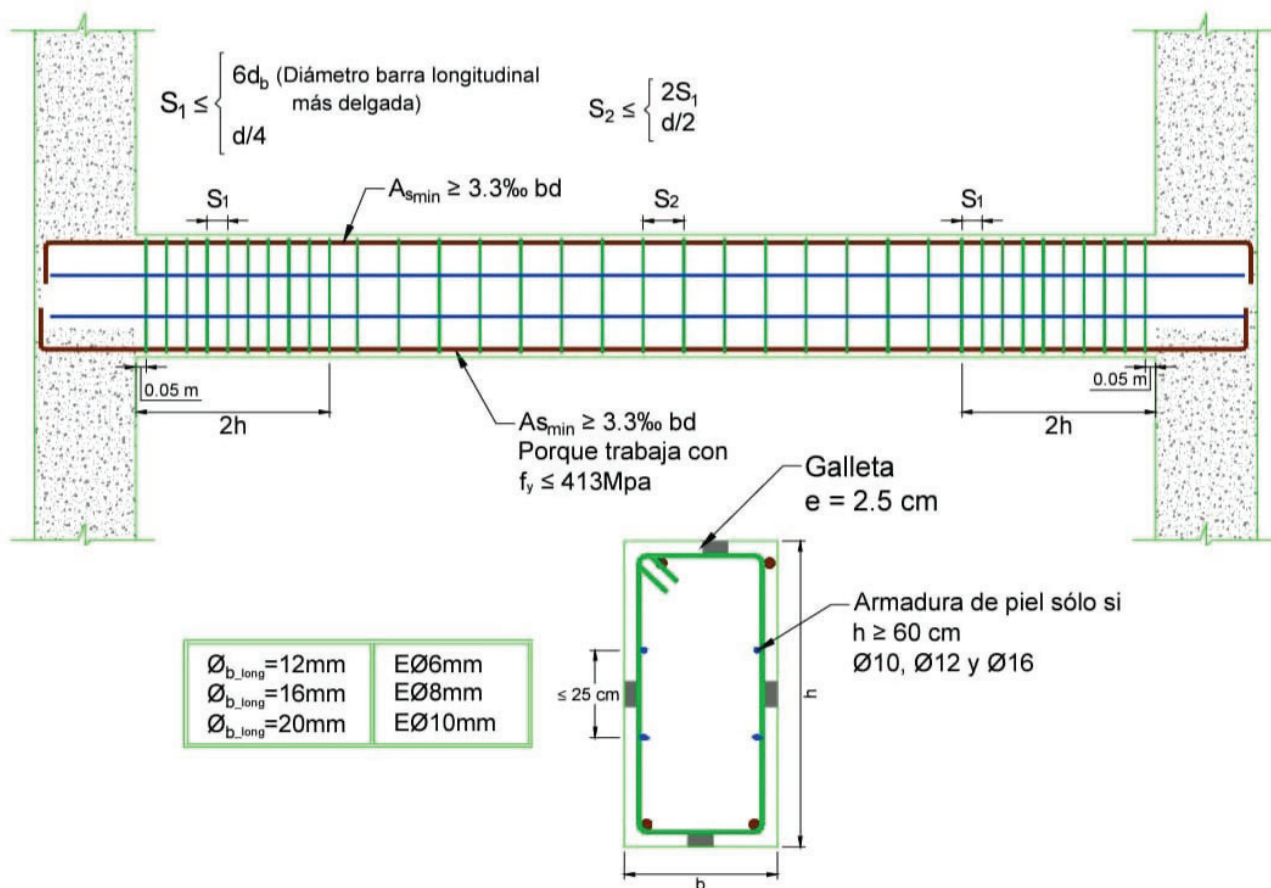


Figura:4.9 Detalle de Viga, Pórtico Especial

Fuente: Ing, Reynaldo Zambrana

4.1.6 Resultados de cantidades de acero y hormigón.

Con el objetivo de evaluar el impacto de las acciones sísmicas en el diseño estructural de la edificación, se realizó un análisis comparativo de las cantidades de acero y hormigón requeridas para los principales elementos estructurales, considerando dos escenarios: diseño sin sismo y diseño con sismo. La siguiente tabla resume las cuantías obtenidas en ambos casos.

$$\text{Porcentaje de Variación} = \frac{V_{\text{Con.sismo}} - V_{\text{Sin.sismo}}}{V_{\text{Sin.sismo}}} * 100 = \%$$

ESTRUCTURA	SIN SISMO			CON SISMO			VARIACION DE CUANTÍAS (%)
	ACERO (Kg)	HORMIGÓN (m3)	CUANTÍA (Kg/m3)	ACERO (Kg)	HORMIGÓN (m3)	CUANTÍA (Kg/m3)	
Zapatas	2369,00	56,57	41,88	5609,00	94,02	59,66	42,46
Losa De Fundación	29743,35	487,81	60,97	54333,95	585,37	92,82	52,23
Columnas	28601,00	197,88	144,54	84703,00	319,23	265,34	83,58
Vigas	31577,50	504,36	62,61	53691,30	507,46	105,80	68,99
Escaleras	8548,00	56,77	150,57	9558,00	56,77	168,36	11,82
Losa Reticular	51458,87	597,65	85,24	51458,87	597,65	85,24	0,00
Muros de H°A°	1487,00	33,66	44,18	14014,00	201,34	69,60	57,56
CUANTIA GENERAL			84,28			120,97	43,53

Tabla 4.9 Resumen de Cuantías

Fuente: Elaboración propia

4.1.6.1 Comparación técnica.

Con los datos presentados en la anterior tabla, podemos observar las diferencias sustanciales en las cuantías en ambos diseños esto se debe a la gran diferencia de consideraciones en el análisis y diseño estructural, ya que el diseño de una estructura sin sismo está proyectado a un análisis de cargas gravitacionales y un diseño sismorresistente involucra las denominadas cargas sísmicas, las principales diferencias y consideraciones de ambos diseños se presenta en la tabla a continuación.

Aspecto	Cargas Gravitacionales	Diseño Sismorresistente
Tipo de cargas	Verticales (muertas y vivas)	Verticales y horizontales (cargas sísmicas)
Esfuerzos	Compresión, flexión	Fuerzas dinámicas, ductilidad
Materiales	Refuerzo básico	Refuerzos adicionales, detalles especiales
Análisis	Estático	Dinámico (espectros, no lineal)
Normativas	Menos estrictas	Requisitos exigentes (resistencia y ductilidad)
Costo	Menor	Mayor debido a refuerzos y análisis complejos

Tabla 4.10 Comparación técnica Diseño C/S Sismo

Fuente: Elaboración propia.

Los principales elementos con diferencias en los diseños son las columnas ya que en un diseño ante cargas gravitacionales las columnas son concebidas únicamente como elementos resistentes a cargas axiales sin embargo ante la acción sísmica estos elementos resiste cargas horizontales es por ello la gran importancia de colocar muros de corte para estabilizar la estructura.

A continuación, en la siguiente tabla se presenta el incremento en % de refuerzo de acero.

ESTRUCTURA	SIN SISMO	CON SISMO	INCREMENTO DE ACERO DE REFUERZO (%)
	ACERO (kg)	ACERO (kg)	
Zapatas	2369,00	5609,00	136,77
Losa De Fundación	29743,35	54333,95	82,68
Columnas	28601,00	84703,00	196,15
Vigas	31577,50	53691,30	70,03
Escaleras	8548,00	9558,00	11,82
Losa Reticular	51458,87	51458,87	0,00
Muros de H°A°	1487,00	14014,00	842,43
TOTAL	153784,72	277568,12	77,76

Tabla 4.11 Incremento de acero de refuerzo en %

Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, desde el punto de vista técnico en la siguiente figura 4.10 podemos diferenciar el incremento de acero de refuerzo en una sección de columna de una estructura diseñada a

solicitaciones gravitacionales y una estructura con fuerzas dinámicas, esto se ve principalmente en la distribución del acero y la densificación de armadura a cortante en zonas vulnerables como lo son las zonas cercanas a las columnas.

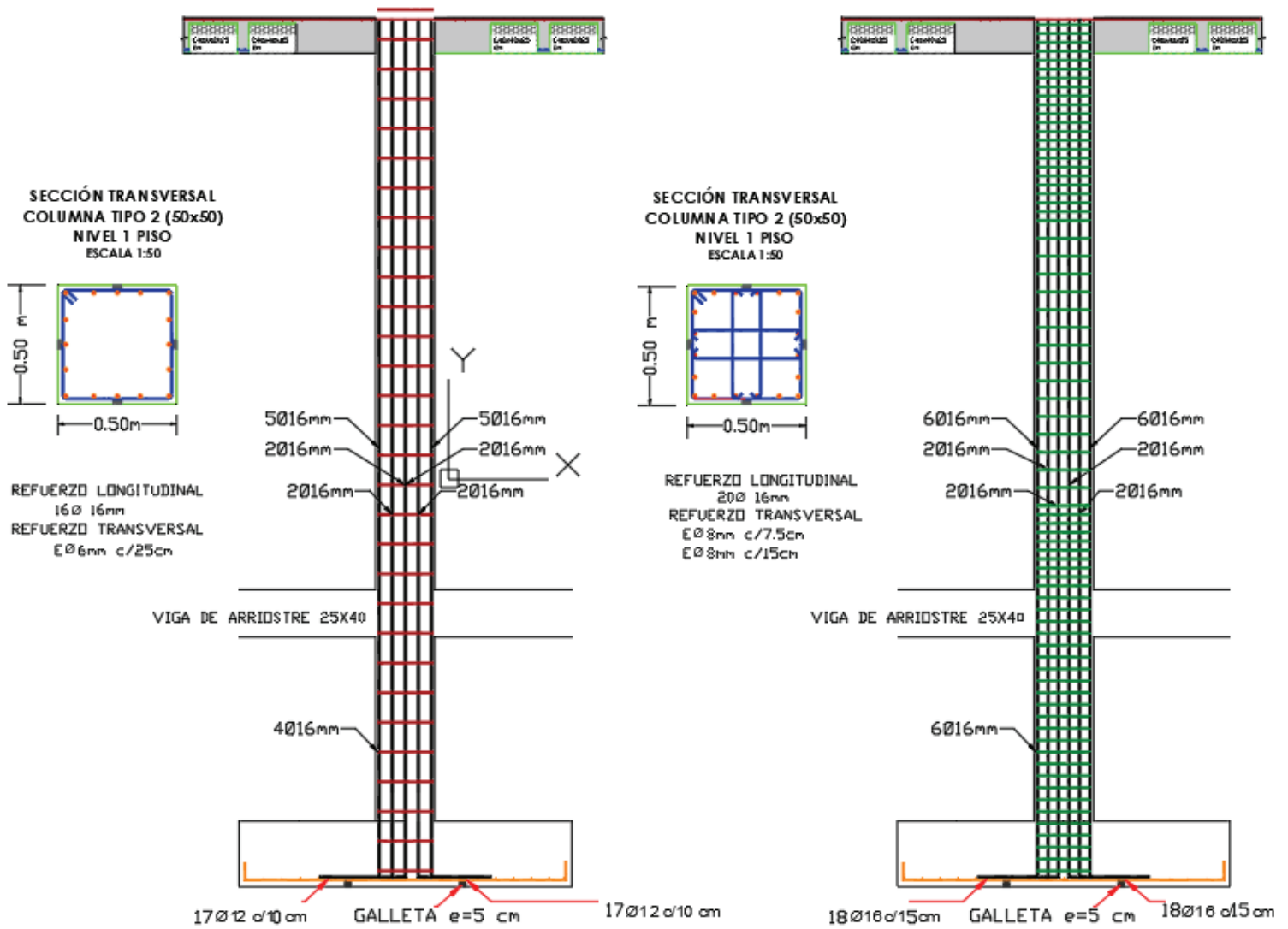


Figura:4.10 Variación y distribución de acero estructura c/s sismo

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, para estabilizar la estructura fue necesario hacer uso de muros de corte que absorban las fuerzas horizontales de la acción sísmica de modo que el centro de masa de la estructura este próximo del centro de rigidez de la estructura.

En la siguiente figura se muestra un esquema de armado de un muro de corte.

SECCIÓN TRANSVERSAL MURO DE CORTE

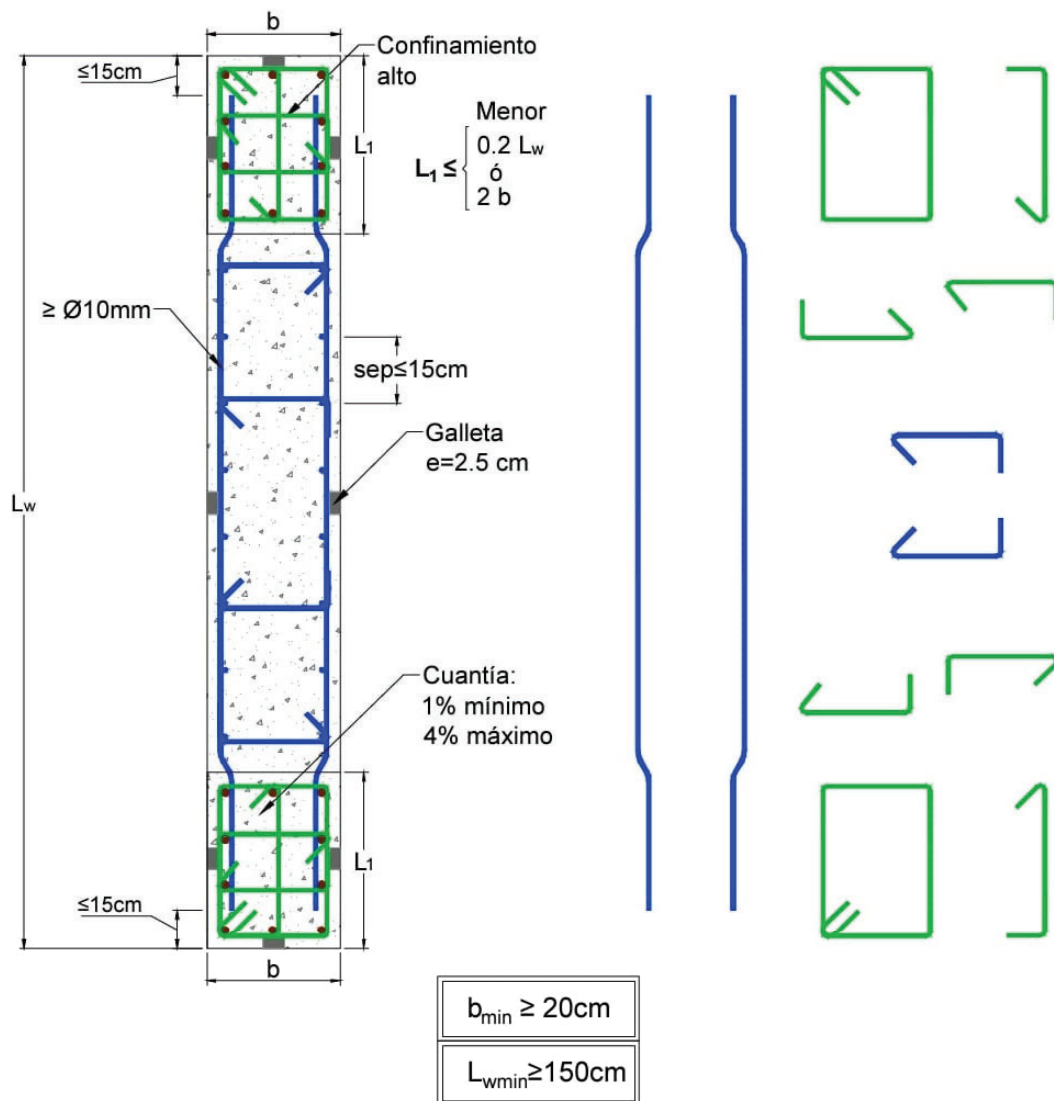


Figura:4.11 Detalle Muro de Corte

Fuente: Ing, Reynaldo Zambrana

A continuación, en la siguiente gráfica podemos denotar la proximidad del centro de masa con el centro de corte de la edificación.

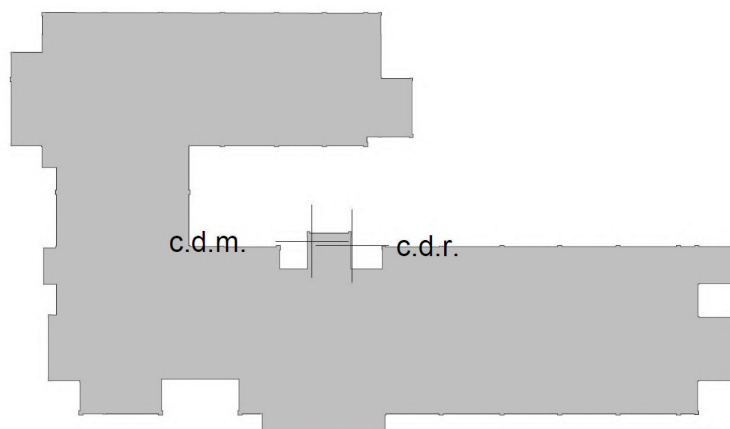


Figura:4.12 Ubicación del Centro de masa y centro de rigidez

Fuente: Informe Justificación sísmica Cypecad

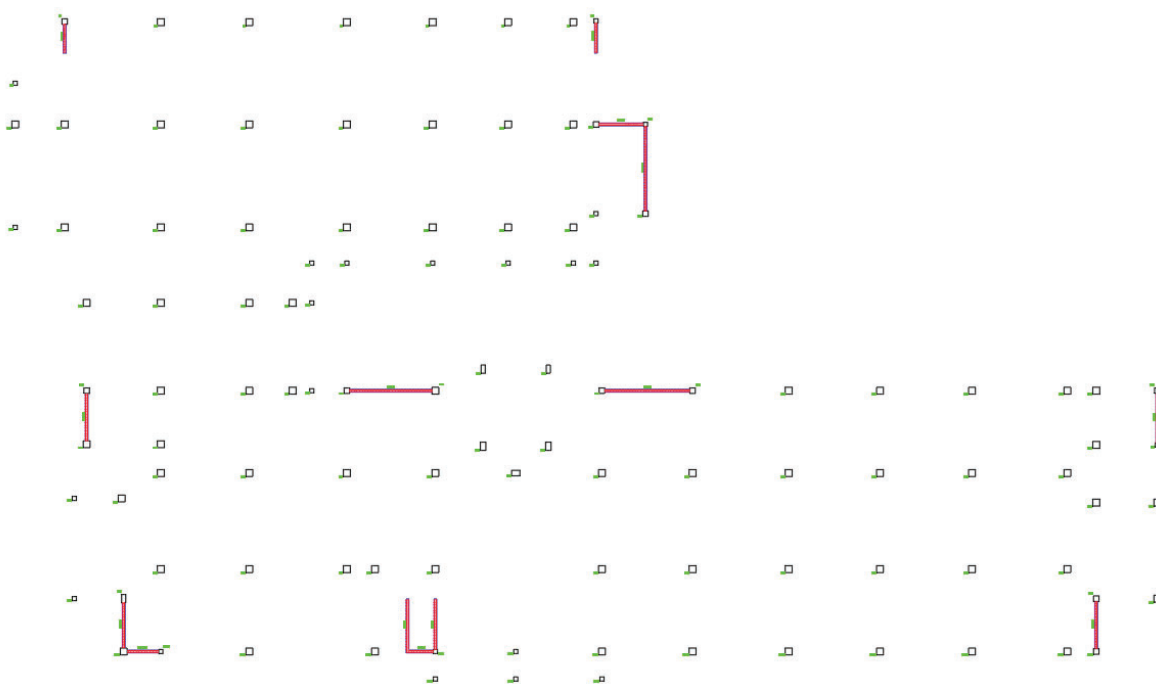


Figura:4.13 Ubicación de muros de corte.

Fuente: Elaboración propia a partir de Cypecad

A continuación, en la siguiente gráfica podemos denotar la proximidad del centro de masa con el centro de corte de la edificación.

4.1.6.2 Comparación económica.

La consideración de un diseño sismorresistente repercute directamente en el costo y presupuesto del proyecto, lo que puede influir la justificación de la realización del proyecto.

INSIDENCIAS DEL PRESUPUESTO GENERAL									
ESTRUCTURA	SIN SISMO				CON SISMO				VARIACION (%)
	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL(Bs)	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL(Bs)	
Zapatas	m ³	56,57	2009,22	113.661,58	m ³	94,02	2138,82	201.091,63	76,92
Losa de Fundación	m ³	487,81	2226,89	1.086.302,94	m ³	585,37	2226,89	1.303.563,53	20,00
Columnas	m ³	197,88	2649,67	524.316,70	m ³	319,23	2779,27	887.226,36	69,22
Vigas	m ³	504,36	2644,37	1.333.722,39	m ³	507,46	2644,37	1.341.912,00	0,61
Escaleras	m ³	56,77	2353,22	133.592,30	m ³	56,77	2482,82	140.949,69	5,51
Losa Reticular	m ³	597,65	615,05	367.584,63	m ³	597,65	615,05	367.584,63	0,00
Muros de H°A°	m ³	33,66	2967,09	99.872,25	m ³	597,65	3096,69	1.850.736,78	1753,10
Acero de refuerzo	Kg	153738,72	17,01	2.615.095,63	m ³	273368,12	17,01	4.649.991,68	77,81
TOTAL PRESUPUESTO				Bs6.274.148,41	TOTAL PRESUPUESTO				Bs10.743.056,30
									71,23

Tabla 4.12 Comparación económica Diseño C/S Sismo

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se dan unos valores estimativos del costo de un diseño con y sin consideración sísmica

Costo directo (sin utilidades)

Sin sismo obra gruesa=80-100\$/m²

Con sismo obra gruesa=120\$/m²

4.2 Alcance del aporte.

El presente aporte no incluye el diseño y verificaciones manuales de los diferentes elementos estructurales sismorresistentes

4.3 Conclusiones relacionadas exclusivamente con el aporte.

Se puede concluir que:

- ✓ El diseño sismorresistente considera tanto las cargas gravitacionales como las cargas sísmicas, y requiere una estructura capaz de deformarse sin colapsar bajo fuerzas dinámicas, lo que añade complejidad y refuerzos específicos para garantizar la seguridad en zonas de actividad sísmica
- ✓ Al considerar un análisis sismorresistente crecen las secciones de columnas ya que ahora también soportan acciones sísmicas horizontales, contribuyendo a la estabilidad de la estructural
- ✓ No es posible al menos en este proyecto estabilizar la estructura con columnas, sino que es muy necesario la colocación de muros de corte que disipen las cargas sísmicas.
- ✓ Observamos que estructuras irregulares como la del presente proyecto son mucho más difíciles de estabilizar debido a las irregularidades por la disposición arquitectónica.
- ✓ Las cuantías un 30% crecen por lo tanto también crecen el costo de la edificación.
- ✓ La aplicación de la nueva normativa de diseño sísmico nos permite tener estructuras importantes más seguras ante el peligro latente de un sismo