

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES

1.1. Problema

En la localidad de Yaguacua, se está presentando problemas de educación por el incremento estudiantil que existe en la U.E. 23 de Marzo, lo que ha provocado una falta de espacio y recursos para los estudiantes, así como una disminución en la calidad de la educación y un aumento en la tasa de deserción escolar.

Tabla 1.1 Asistencia escolar en la localidad de Yaguacua

Ciudad/Comunidad	Asistencia escolar (Población de 6 a 19 años)				
	Censo 2001		Censo 2012		Censo 2024
	Si asiste	No asiste	Si asiste	No asiste	Si asiste
Yaguacua	257	487	322	120	728

Nota. Elaboración propia. Fuente: Instituto nacional de estadísticas INE.

1.1.1. Planteamiento del problema

La localidad de Yaguacua presenta problemas en la educación, esto se debe al aumento de la demanda estudiantil provocado por el incremento de la población, lo que ha generado una reducción del aforo de estudiantes por ambiente y la necesidad de infraestructuras educativas. Esto ha causado una limitación del acceso a la educación, una reducción en la calidad educativa, un menor rendimiento académico y el abandono escolar.

1.1.2. Formulación del problema

La carencia de infraestructura adecuada en la Unidad Educativa 23 de Marzo ha llevado a una disminución en la calidad de la educación, el aumento de la deserción escolar y la falta de espacios apropiados para el aprendizaje, debido al constante incremento en la demanda estudiantil. La ausencia de suficientes instalaciones afecta tanto a los estudiantes como a los docentes, limitando el aprovechamiento académico y el bienestar de la comunidad educativa.

1.1.3. Sistematización del problema

- Analizar la evolución de la demanda estudiantil y su impacto en la infraestructura existente de la Unidad Educativa 23 de Marzo.

- Evaluar la capacidad de la infraestructura actual en relación con los requerimientos de la población estudiantil.
- Identificar las soluciones propuestas para resolver la carencia de espacios educativos y evaluar su efectividad.
- Diseñar una ampliación de la infraestructura que contemple las necesidades actuales y futuras de la institución, promoviendo un ambiente adecuado para la mejora de la calidad educativa y la retención escolar.

1.2.Objetivos

1.2.1. General

- Realizar el diseño estructural para la ampliación y mejora de la U.E. 23 de Marzo, ubicada en la localidad de Yaguacua, aplicando la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001 para los elementos de hormigón armado y la norma AISI S100-16 (2020) para las estructuras metálicas.

1.2.2. Específicos

- Analizar las condiciones del terreno para determinar la capacidad portante y definir el sistema de cimentación adecuado.
- Elaborar un levantamiento topográfico del sitio de emplazamiento para el diseño estructural.
- Diseñar y calcular los elementos estructurales de hormigón armado, incluyendo las cimentaciones.
- Diseñar la estructura de la cubierta metálica considerando los esfuerzos y cargas de diseño.
- Establecer especificaciones técnicas detalladas para la selección de materiales y métodos constructivos.
- Desarrollar un cronograma y presupuesto detallados para la gestión eficiente de los recursos y cumplimiento de plazos.

1.3.Justificación

1.3.1. Académica

Este proyecto aporta significativamente al ámbito académico, ya que permite a un estudiante de ingeniería civil aplicar los conocimientos teóricos adquiridos durante su formación en una situación práctica y real. A través del desarrollo del proyecto, se

fortalecen habilidades técnicas y de gestión de proyectos, incluyendo el uso de software especializado para diseño estructural y la planificación y coordinación en la ejecución de obras. Asimismo, la realización del proyecto permitirá al estudiante adquirir una comprensión más profunda del proceso de construcción, incluyendo la importancia de la supervisión, el control de calidad y la seguridad en la obra. Estos conocimientos y habilidades serán de gran valor para el desempeño profesional futuro del estudiante en el campo de la ingeniería civil.

1.3.2. Técnica

La viabilidad técnica del proyecto se respalda en estudios topográficos y de suelos, que permitieron identificar las características geotécnicas del terreno y diseñar una cimentación adecuada y elementos estructurales que se adapten a las condiciones locales. La propuesta incluye la construcción de nuevos espacios con una distribución óptima, mejorando así la funcionalidad de la infraestructura educativa. Además, el uso de una estructura aporticada favorece una distribución eficiente de cargas y proporciona mayor resistencia frente a eventos sísmicos y cargas dinámicas, lo cual es fundamental en zonas propensas a fenómenos naturales. El proyecto también cumple con las normativas de construcción vigentes.

1.3.3. Social

La justificación social para realizar este proyecto radica en la importancia que tiene la educación como motor de desarrollo y bienestar para una comunidad. Al mejorar las condiciones de la infraestructura educativa, se contribuye a garantizar el acceso a una educación de calidad y se promueve el desarrollo académico y personal de los estudiantes, lo que a su vez, impacta positivamente en el desarrollo social y económico de la comunidad. Además, puede ser un aporte significativo para el municipio en el que se ubica, al generar empleo y dinamizar la economía local a través de la contratación de servicios y adquisición de materiales necesarios para llevar a cabo la construcción.

1.4. Alcance del Proyecto

Este proyecto abarcará la ubicación detallada del lugar, análisis de planos topográficos y resultados del estudio de suelo realizado para desarrollar un planteamiento estructural basado en estos datos, incluyendo el diseño de elementos estructurales como cubierta metálica, vigas, columnas, losas, zapatas, el diseño de la cancha polifuncional y

su respectiva cubierta. También se coordinará la gestión del proyecto y la documentación técnica detallada.

1.4.1. Aporte Académico

Realizar un análisis comparativo entre una losa casetonada en dos direcciones con vigas peraltadas y una losa casetonada en dos direcciones con vigas planas, aplicando las recomendaciones de la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

1.5. Localización

El proyecto se llevará a cabo en la localidad de Yaguacua, que se encuentra en el municipio de Yacuiba, provincia del Gran Chaco, en el departamento de Tarija.

Coordenadas geográficas:

21°42'55.4"S

63°33'40.8"W

Altitud:

648 m.s.n.m

Figura 1.1 Ubicación del proyecto



Nota. Ubicación del proyecto [Fotografía] adaptado de Google Earth, Image©2024

Airbus

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una tarea esencial dentro del campo de la ingeniería, este consiste en medir y plasmar gráficamente las formas y particularidades físicas de un terreno. La finalidad de realizar un levantamiento topográfico es la de obtener información exacta sobre la altitud, desniveles, elementos del terreno, así como otros factores geográficos de importancia.

2.1.1. Instrumentos utilizados

Los equipos empleados incluyen tanto herramientas tradicionales como modernas. Entre los instrumentos convencionales se encuentran teodolitos, niveles y cintas métricas. Por otro lado, se utilizan herramientas modernas como estaciones totales, sistemas GPS, escáneres láser terrestres y drones.

2.1.2. Proceso del levantamiento

Antes del levantamiento, se debe realizar una planificación previa donde se define el tipo de método a emplearse y los equipos apropiados. Luego se realiza el trabajo de campo donde se toman mediciones en el terreno utilizando instrumentos de medición adecuados, además de recolectar cualquier otro dato complementario necesario.

Por último, los datos obtenidos son procesados mediante softwares especializados, permitiendo generar mapas topográficos detallados. Esto incluye el ajuste de las mediciones, la corrección de errores y la elaboración de representaciones precisas.

2.1.3. Topografía

La topografía es la representación detallada de las características físicas de un terreno, abarcando tanto elementos naturales como artificiales. Esta se representa gráficamente a través de mapas topográficos, que emplean símbolos y líneas para ilustrar aspectos como la elevación, pendientes y detalles del terreno.

2.1.4. Curvas de nivel

Las curvas de nivel son fundamentales en los mapas topográficos, ya que conectan puntos con igual elevación. Estas líneas permiten representar visualmente las características del terreno, cuantas más juntas estén, mayor es la pendiente, y cuando están separadas, el terreno es más suave, las curvas cerradas indican depresiones o picos en la topografía.

Estas curvas de nivel generan a partir de mediciones de elevación realizadas en levantamientos topográficos y proporcionan una herramienta clave para el análisis de terrenos en proyectos de planificación urbana, diseño de infraestructuras, y gestión de recursos.

2.2. Estudio de suelos

El estudio de suelos es muy importante en cualquier proyecto de ingeniería civil, ya que nos permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del terreno en el lugar de construcción. Este estudio es fundamental para diseñar adecuadamente las cimentaciones, asegurar la estabilidad del terreno para garantizar la seguridad y eficiencia de la obra.

2.2.1. Método del SPT (Standard Penetration Test)

El Método SPT (Standard Penetration Test) es una técnica de campo bastante utilizada para medir la resistencia del suelo. Este ensayo consiste en golpear un tubo de muestreo con un martillo estandarizado, registrando la resistencia a la penetración cada 30 cm de profundidad. Este ensayo ofrece información clave sobre las características del suelo, como su cohesión, fricción interna y capacidad portante, y puede realizarse tanto a cielo abierto como mediante perforación.

2.2.1.1. Equipo utilizado

a. Tubo de Penetración

Un tubo de acero con una punta cortante en la parte inferior y una abertura lateral para el ingreso del suelo. Su longitud varía entre 45 y 76 cm.

b. Martillo Estándar

De funcionamiento manual o automático, con un peso de 63.5 kg (140 libras), que se deja caer desde una altura de 76 cm (30 pulgadas).

c. Varilla de Conexión

Transmite la energía del martillo al tubo de penetración y puede unirse a más varillas para alcanzar mayores profundidades.

d. Extractor de Muestra

Dispositivo que permite recuperar la muestra de suelo dentro del tubo de penetración para su posterior análisis.

e. Caja de Ensamble

Elemento que conecta la varilla de conexión con el tubo de penetración.

2.2.1.2. Formas de realizar el ensayo

a. Excavación por Perforación

Este método es común utilizarlo en suelos más profundos y en proyectos donde la perforación es necesaria para otros fines, como la instalación de pilotes o la obtención de núcleos de suelo para análisis más detallados. Una de las ventajas que tiene este método es que nos permite alcanzar profundidades significativas y nos proporciona muestras continuas, sin embargo, puede resultar más costoso y requerir equipo especializado.

El procedimiento para este método incluye varios pasos. Primero, se emplea una máquina de perforación para crear un orificio en el suelo. A medida que se perfora, se genera un espacio que facilita la introducción del tubo de penetración del SPT. Luego, se coloca el tubo de penetración en el hueco perforado para realizar las pruebas SPT en intervalos específicos de profundidad. Finalmente, se anotan los golpes requeridos para cada intervalo de penetración.

b. Excavación a Cielo Abierto

Este método es más utilizado en suelos superficiales. Una de las ventajas de aplicar este método, es que generalmente es menos costoso que la perforación y se ejecuta más rápidamente, sin embargo, está limitado a profundidades donde la excavación a cielo abierto es viable, y puede ocasionar disturbios en las capas superficiales del suelo.

El procedimiento para la excavación a cielo abierto consiste en varios pasos. Primero, se realiza una excavación directa en el suelo, comúnmente utilizando retroexcavadoras. Una vez que se ha excavado el área, se coloca el tubo de penetración del SPT directamente en el suelo expuesto. A continuación, se sigue el procedimiento normal del SPT, anotando el número de golpes para cada intervalo.

2.2.1.3. Interpretación de datos y consideraciones

El número de golpes (N) obtenido durante el ensayo SPT se usa para interpretar las características del suelo. Un valor más alto de N generalmente indica que el suelo es más duro. Además, existen correlaciones entre N y varias propiedades del suelo, que nos ayudan a estimar la capacidad de carga y otras características geotécnicas relevantes.

Es importante tener en cuenta algunas consideraciones y limitaciones del SPT. Aunque este método ofrece una evaluación rápida y económica, presenta restricciones, especialmente en suelos cohesivos y en condiciones especiales, como la presencia de agua.

2.3. Diseño arquitectónico

Dada la problemática que enfrenta la U.E. 23 de Marzo en Yaguacua, se debe integrar ciertas consideraciones en el diseño arquitectónico que contribuya a abordar la problemática existente y a crear un entorno educativo que sea funcional, sostenible y adecuado para las necesidades específicas de la comunidad escolar en dicha localidad.

Es importante garantizar que las aulas tengan suficiente capacidad y estén adecuadamente equipadas, considerando el número de estudiantes y los requisitos educativos. Además, se deben diseñar espacios multifuncionales que ofrezcan flexibilidad para diferentes actividades.

La accesibilidad es crucial, por lo que el diseño debe incluir pasillos amplios para la cómoda circulación de los estudiantes. Además, se deben diseñar áreas comunes, como bibliotecas y laboratorios, que fomenten la interacción y el aprendizaje colaborativo.

La seguridad, la inclusión de zonas de recreación al aire libre, y la adaptabilidad del diseño para futuras expansiones son aspectos importantes. También se debe adaptar el diseño a las condiciones climáticas locales, considerando la ventilación y el sombreado.

El diseño debe estar elaborado teniendo en cuenta los recursos disponibles, asegurándose de que el proyecto sea viable financieramente.

2.4. Idealización de las estructuras

La idealización de las estructuras es un aspecto clave en el análisis y diseño de proyectos de ingeniería, ya que nos permite simplificar la representación de la estructura sin perder la precisión necesaria para evaluar su comportamiento. Es esencial identificar y describir los componentes principales, como vigas, columnas, losas y cimentaciones, especificando el papel que cumplen dentro de la estructura y su ubicación. Esto nos permite entender cómo los distintos elementos interactúan entre sí en el contexto general del diseño.

Además, es fundamental considerar los tipos de materiales utilizados en la estructura, ya que cada uno tiene propiedades mecánicas y estructurales diferentes. Por ejemplo, el acero, el concreto y la madera presentan comportamientos particulares que influyen directamente en la idealización y en los cálculos asociados a la resistencia y estabilidad del conjunto estructural. De igual importancia son las conexiones entre los

elementos estructurales. Estas conexiones afectan la distribución de las fuerzas dentro de la estructura.

Otro aspecto relevante es establecer las dimensiones iniciales de los elementos estructurales, como el tamaño de vigas y columnas, lo cual es necesario para realizar cálculos preliminares y prever el comportamiento general de la estructura bajo diferentes cargas.

2.4.1. Cargas aplicadas

Es importante tener en cuenta todas las cargas posibles que pueden actuar en una estructura, para obtener un diseño estructural resistente y estable.

- a. Cargas Permanentes:** Se refiere a aquellas que siempre están presentes en la estructura, como su propio peso y el de los componentes fijos, por ejemplo, paredes, techos y equipos instalados de manera permanente.
- b. Cargas Variables o Vivas:** Son las que pueden variar con el tiempo o cambiar según las condiciones. Incluyen personas, muebles o vehículos, cuya cantidad y peso pueden fluctuar. Estas cargas dependen del uso del espacio y la cantidad de personas u objetos que pueda contener.
- c. Cargas de Viento:** Son fuerzas laterales que impactan en la estructura debido al viento. La magnitud de estas cargas depende del lugar donde se ubique la estructura, su altura y diseño, y se calculan según normativas establecidas.
- d. Cargas Sísmicas:** En zonas propensas a sismos, se debe considerar el impacto que los movimientos sísmicos pueden tener sobre la estructura. Estas cargas se calculan en base al nivel de riesgo sísmico de la región.
- e. Otras Cargas Especiales:** Además, existen otras cargas particulares que pueden aplicarse según el contexto, como el peso de la nieve en áreas frías, el tráfico en puentes, o la presión del agua en estructuras hidráulicas. Es fundamental tenerlas en cuenta para asegurar que la estructura sea capaz de soportarlas.

2.4.2. Condiciones de apoyo

a. Apoyo de primer orden (rodillo):

Este tipo de apoyo restringe un grado de libertad, lo que significa que permite el movimiento en una dirección (generalmente horizontal) pero impide el movimiento perpendicular a esa dirección. Este tipo de apoyo es común en estructuras que necesitan

absorber pequeños desplazamientos horizontales debido a variaciones térmicas u otros factores, pero que requieren un soporte vertical estable.

b. Apoyo de segundo orden (apoyo fijo):

Este tipo de apoyo restringe dos grados de libertad, el movimiento horizontal y vertical. Sin embargo, permite la rotación alrededor del punto de apoyo.

Este tipo de apoyo se utiliza para brindar estabilidad en dos direcciones, permitiendo que la estructura soporte fuerzas tanto verticales como horizontales sin sufrir desplazamientos lineales.

c. Apoyo de tercer orden (empotramiento):

El empotramiento restringe tres grados de libertad, no permite desplazamientos horizontales, verticales ni rotaciones.

Se utiliza cuando se requiere que una parte de la estructura permanezca completamente inmóvil y no esté sometida a deformaciones significativas en ninguno de sus ejes. Es típico en cimentaciones de edificios.

2.4.3. Sustentación de cubierta

La sustentación de la cubierta implica la selección adecuada de sistemas y materiales que aseguren la seguridad y eficiencia del diseño, considerando las cargas aplicadas. Se debe elegir un sistema estructural apropiado, como vigas, columnas, muros de carga o arcos, en función de la carga que soportará la cubierta, la geometría del edificio, la estética deseada y los materiales disponibles.

Asimismo, es crucial seleccionar materiales de construcción que se adapten a las propiedades requeridas y a las condiciones ambientales locales, también se deben tener en cuenta las cargas que actuarán sobre la cubierta, incluyendo cargas permanentes, como el peso propio y de mantenimiento, y cargas variables, como viento y nieve, asegurando que el sistema de sustentación pueda resistirlas de manera segura. Por último, es importante definir los detalles constructivos específicos para las conexiones entre la cubierta y el sistema de sustentación, lo que incluye conexiones de vigas y columnas, placas de anclajes si fueran necesarias.

2.4.4. Sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación se refiere a los elementos y sistemas que proporcionan el soporte necesario para mantener la estabilidad e integridad de la

estructura. Esto comienza con la selección del sistema estructural adecuado, que puede incluir marcos, muros de carga o muros de cortante, dependiendo de la carga que debe soportar, la geometría del edificio y las condiciones del sitio. Además, es importante la selección de materiales construcción apropiados, como el concreto armado para estructuras de hormigón o perfiles de acero para estructuras metálicas, considerando su resistencia del material. También se deben evaluar todas las cargas que actuarán sobre la edificación, tanto permanentes como variables, asegurando que el sistema de sustentación pueda resistirlas de manera segura.

2.4.5. Fundaciones

El diseño de las fundaciones es un aspecto crítico en la idealización de estructuras, que requiere un enfoque detallado para garantizar la seguridad, estabilidad y durabilidad de la edificación. En primer lugar, se debe seleccionar el tipo de fundación adecuado, considerando factores como las características del suelo, las cargas que soportará la estructura y la profundidad del agua subterránea.

Es esencial realizar un análisis geotécnico del suelo, mediante ensayos de penetración estándar y pruebas de carga, para entender sus propiedades y comportamiento, lo que guiará el diseño de las fundaciones. Posteriormente, se procede al dimensionamiento y diseño detallado de las fundaciones, calculando el tamaño adecuado de las zapatas o la cantidad de pilotes necesarios, así como definiendo detalles constructivos como la profundidad de excavación y el refuerzo de las zapatas.

2.5. Diseño estructural

En la norma NB 1225001, específicamente en el capítulo 4 "Requisitos para Sistemas Estructurales", encontraremos información que nos será útil para el desarrollo del diseño estructural. En este capítulo se detallan aspectos como:

a. Cargas de diseño

Según la normativa NB 1225002 y NB 1225003, las cargas de diseño abarcan varios tipos de fuerzas que deben considerarse en el diseño estructural. Esto incluye cargas muertas (peso propio de la estructura), cargas vivas (movibles o cambiantes, como personas o muebles), cargas de nieve, viento, efectos sísmicos, pretensado, así como otras como vibración, impacto y los cambios de temperatura. El ingeniero puede, además, incorporar otras cargas específicas según el proyecto.

b. Resistencia de diseño

La resistencia de diseño es la resistencia nominal ajustada por un factor de reducción para asegurar un margen de seguridad.

2.5.1. Análisis de cargas

2.5.1.1. Unidades

Las unidades que se adoptan, son las del Sistema Internacional de Unidades S.I. prescritas en la norma boliviana NB 399.

- Fuerza

Kilogramo fuerza-newton:

$$1,0 \text{ kg} = 9,807 \text{ N} \approx 10 \text{ N}.$$

E inversamente:

$$1,0 \text{ N} = 0,102 \text{ kg} \approx 0,1 \text{ kg}.$$

- Esfuerzo

Kilogramo fuerza por centímetro cuadrado – newton por milímetro cuadrado:

$$1 \text{ kg /cm}^2 = 0,0981 \text{ N/mm}^2 \approx 0,1 \text{ N/mm}^2 = 0,0981 \text{ MPa}$$

E inversamente:

$$1 \text{ MPa} = \text{N/mm}^2 = 10,2 \text{ kg /cm}^2 \approx 10 \text{ kg /cm}^2$$

- Densidad

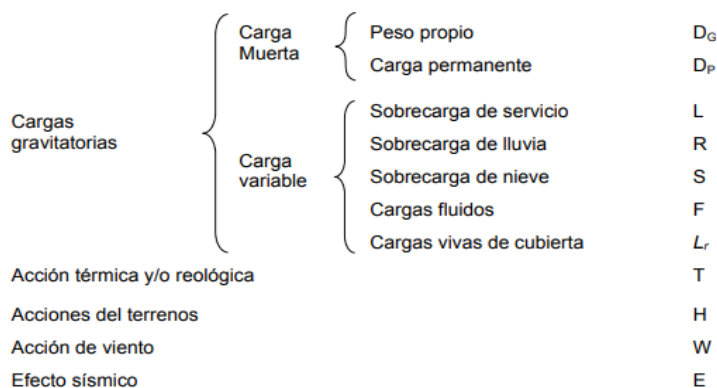
Kilogramo fuerza por metro cúbico – newton por metro cúbico:

$$1 \text{ kg/m}^3 = 9,807 \text{ N/m}^3 \approx 10 \text{ N/m}^3$$

$$1 \text{ T/m}^3 = 1.000 \text{ kg/m}^3 = 9.807 \text{ N/m}^3 = 9,807 \text{ kN/m}^3 \approx 10 \text{ kN/m}^3$$

2.5.1.2. Clasificación de las acciones

Figura 2.1 *Clasificación de las acciones*



Nota. Adaptado de Clasificación y combinaciones (pag. 3), de NB 1225002-2

2.5.1.3. Definiciones

- a. **Carga de servicio (L).** - Cargas debidas a la ocupación y uso o servicio que presta la estructura debida al peso de todos los objetos y/o.
- b. **Carga gravitatoria.** - Generada por el peso de los elementos constructivos, objetos por uso y la nieve en las cubiertas.
- c. **Carga muerta (D).** - Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo, salvo el caso de reforma del edificio. Se descompone en peso propio y carga permanente.
- d. **Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).** - Un método de dimensionamiento de elementos estructurales y sus conexiones que aplica factores tanto a las cargas como a las resistencias para asegurar que la estructura pueda soportar los estados límite bajo diversas combinaciones de cargas.

2.5.1.4. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas se utilizan para calcular la resistencia requerida. Para ello, las cargas se multiplican por factores de carga determinados, lo que genera cargas mayoradas. Estas combinaciones permiten evaluar cómo responderá la estructura bajo diversas situaciones de carga.

Tabla 2.1 *Combinaciones de cargas*

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

Nota. Simultaneidad de las acciones. Fuente: Norma Boliviana NB 1225002-2

Donde:

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

D = Cargas muertas.

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

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

L = Cargas vivas.

Lr = Cargas vivas de cubierta.

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

S = Cargas por nieve.

R = Cargas por lluvia.

W = Carga por viento

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

2.5.2. Estructura de sustentación de cubierta

Para el análisis y el diseño de la cubierta metálica del edificio y la cancha polifuncional, nos basaremos en la norma American Iron and Steel Institute AISI.

2.5.2.1. Cargas

2.5.2.1.1. Carga de viento

Para el análisis de la carga de viento nos basaremos en la Guía Para Evaluación de Cargas Meteorológicas en Bolivia.

2.5.2.2. Diseño por factores de carga y Resistencia LRFD

2.5.2.2.1. Requisitos de resistencia para LRFD

Un diseño es adecuado cuando la resistencia de cálculo es mayor o igual a la resistencia requerida. Esto se expresa con la ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2.1)$$

Donde:

Ru = Resistencia requerida.

Rn = Resistencia nominal.

ϕ = Factor de resistencia.

ϕR_n = Resistencia de cálculo.

2.5.2.2.2. Factores de carga y combinaciones de cargas

La estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales factoreadas para cada una de las siguientes combinaciones de cargas:

Tabla 2.2 *Combinaciones de carga - Método LRFD*

1	1,4 D + L
2	1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L _r o S o R _r)
3	1,2 D + 1,6 (L _r o S o R _r) + (0,5 L o 0,8 W)
4	1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (L _r o S o R _r)
5	1,2 D + 1,5 E + 0,5 L + 0,2 S
6	0,9 D – (1,3 W o 1,5 E)

Nota. Fuente: American Iron and Steel Institute AISI S100-16.

2.5.2.3. Análisis de miembros a tracción

Para miembros sometidos a tracción axial, la resistencia nominal a la tracción, T_n , se debe determinar de la siguiente manera:

$$T_n = A_n F_y \quad (2.2)$$

Donde:

T_n = Resistencia nominal del miembro cuando está traccionado.

A_n = Superficie neta de la sección transversal.

F_y = Tensión de fluencia de cálculo.

2.5.2.4. Análisis de miembros a flexión

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se calcula ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva, o en base a la capacidad de reserva inelástica, este se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$M_n = S_e F_y \quad (2.3)$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal del miembro sometido a flexión.

F_y = Tensión de fluencia de cálculo.

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva.

2.5.2.5. Resistencia para corte

La resistencia nominal al corte, V_n , depende de la relación entre la altura y el espesor del alma y en cualquier sección se debe calcular de la siguiente manera:

a. Para $\frac{h}{t} \leq 0,96 \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$$V_n = 0,60 F_y h t \quad (2.4)$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal al corte.

h = Profundidad medida a lo largo del plano del alma.

t = Espesor del alma.

F_y = Tensión de fluencia de cálculo.

E = Módulo de elasticidad.

k_v = Coeficiente de pandeo por corte.

- Para almas no reforzadas, $k_v = 5,34$

b. Para $0,96 \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1,415 \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$$V_n = 0,64 t^2 \sqrt{k_v F_y E} \quad (2.5)$$

c. Para $\frac{h}{t} > 1,415 \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$$V_n = \frac{0,905 E k_v t^3}{h} \quad (2.6)$$

2.5.2.6. Análisis de miembros a compresión

La resistencia axial nominal, P_n , se debe calcular de la siguiente manera:

$$P_n = A_e F_n \quad (2.7)$$

Donde:

A_e = Superficie efectiva a la tensión F_n .

F_n se determina de la siguiente manera:

- Para $\lambda_c \leq 1,5$

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (2.8)$$

- Para $\lambda_c > 1,5$

$$F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (2.9)$$

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.10)$$

F_e = la menor de las tensiones

2.5.2.6.1. Secciones no sometidas a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional

El pandeo flexional elástico se refiere al pandeo causado por fuerzas axiales en el plano de flexión, sin que ocurran fenómenos adicionales de torsión o torsión-flexión, y se debe calcular de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (2.11)$$

Donde:

F_e = Tensión de pandeo flexional elástico.

E = Módulo de elasticidad longitudinal.

K = Factor de longitud efectiva.

L = Longitud no arriostrada del miembro.

r = Radio de giro de la sección transversal total no reducida.

2.5.2.7. Análisis de miembros a flexo tracción

Las resistencias requeridas, T_u , M_{ux} y M_{uy} , deben satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi_t T_n} \leq 1,0 \quad (2.12)$$

Donde:

T_u = Resistencia a la tracción axial requerida.

M_{ux} , M_{uy} = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes de la sección.

T_n = Resistencia axial nominal.

M_{nx} , M_{ny} = Resistencias nominales a la flexión respecto a los ejes baricéntricos.

M_{nxt} , M_{nyt} = $S_{ft} F_y$

S_{ft} = Módulo resistente de la sección total para la fibra traccionada extrema respecto al eje correspondiente.

ϕ_b = 0,90 ó 0,95 para resistencia a la flexión ó 0,90 para vigas sin arriostramiento lateral.

$\phi_t = 0,95$ para resistencia a la tracción.

2.5.2.8. Análisis de miembros a flexo compresión

Las resistencias requeridas, P_u , M_{ux} y M_{uy} , deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1,0 \quad (2.13)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (2.14)$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{Ex}} \quad (a)$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{Ey}} \quad (b)$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (c)$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (d)$$

Donde:

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.

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

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

$\phi_b = 0,90$ ó $0,95$ para resistencia a la flexión ó $0,90$ para vigas sin arriostramiento lateral.

$\phi_c = 0,85$ para resistencia a la compresión.

I_x = Momento de inercia de la sección total, no reducida, respecto al eje x.

I_y = Momento de inercia de la sección total, no reducida, respecto al eje y.

L_x = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje x.

L_y = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje y.

K_x = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje x.

K_y = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje y.

C_{mx} , C_{my} = Coeficientes cuyos valores se deben tomar de la siguiente manera:

- a. Para miembros comprimidos en pórticos sujetos a traslación conjunta (desplazamiento lateral).

$$C_m = 0,85$$

- b. Para miembros comprimidos restringidos en pórticos arriostrados contra la traslación conjunta y no sometidos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión.

$$C_m = 0,6 - 0,4(M_1 - M_2)$$

Donde:

M_1/M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos.

- c. Para miembros comprimidos en pórticos arriostrados contra la traslación conjunta en el plano de carga y sometidos a cargas transversales entre sus apoyos.

El valor de C_m se puede determinar utilizando los siguientes valores:

- Para miembros cuyos extremos están restringidos:

$$C_m = 0,85$$

- Para miembros cuyos extremos no están restringidos:

$$C_m = 1,00$$

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

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (2.15)$$

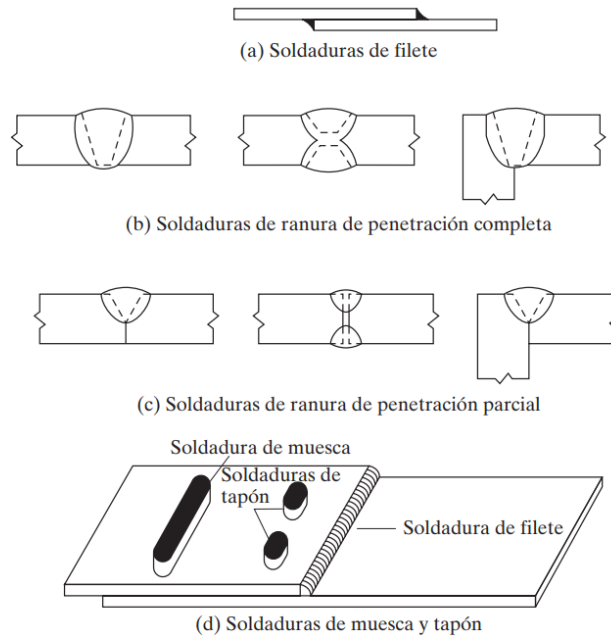
2.5.2.9. Análisis de conexiones soldadas

La soldadura es un proceso que une partes metálicas mediante el calentamiento de estas piezas hasta alcanzar un estado plástico o fluido, permitiendo que las superficies se fusionen, con o sin adición de otro metal fundido.

2.5.2.9.1. Tipo de soldadura

Los dos tipos principales de soldaduras son las soldaduras de filete y de ranura. Existen además las soldaduras de tapón y de muesca, que no son comunes en el trabajo estructural. Estos cuatro tipos de soldadura se muestran en la Figura 2.2.

Figura 2.2 Tipos de soldadura

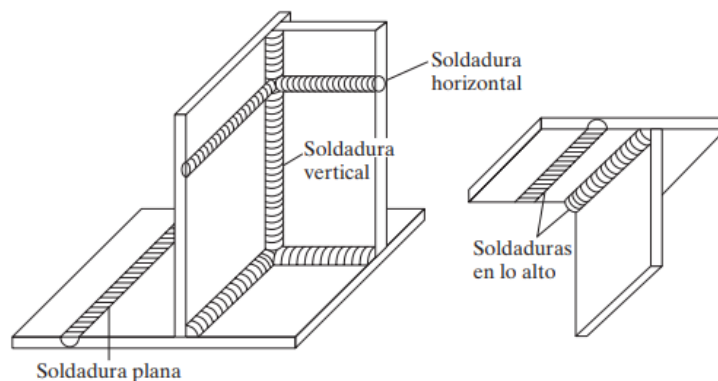


Nota. Adaptado de *Diseño de Estructuras de Acero* (pag. 478) por McCormac /Csernak

2.5.2.9.2. Posición de la soldadura

Las soldaduras se clasifican respecto a la posición en que se realizan como: planas, horizontales, verticales y en la parte superior o sobrecabeza, siendo las planas las más económicas y las de la parte superior las más costosas. Estos tipos de soldadura se muestran en la Figura 2.3.

Figura 2.3 Posición de la soldadura

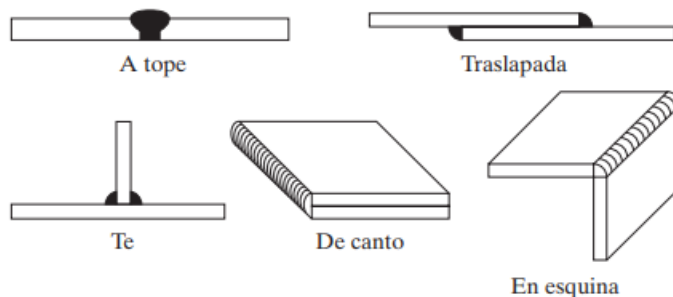


Nota. Adaptado de *Diseño de Estructuras de Acero* (pag. 479) por McCormac /Csernak

2.5.2.9.3. Tipos de juntas

Las soldaduras también se pueden clasificar de acuerdo con el tipo de junta usada: a tope, traslapada, en T, de canto, en esquina, etc. Véase en la Figura 2.4.

Figura 2.4 Tipo de juntas



Nota. Adaptado de *Diseño de Estructuras de Acero* (pag. 480) por McCormac /Csernak

2.5.3. Estructura de sustentación de la edificación

2.5.3.1. Hormigón

El hormigón es un material de construcción ampliamente utilizado en la ingeniería civil debido a su versatilidad, durabilidad y resistencia. Está compuesto principalmente por una mezcla de cemento Portland, agua y agregados pétreos, como arena y grava. Esta combinación se mezcla hasta obtener una pasta homogénea que se vierte en moldes o se aplica en el lugar de la construcción, donde fragua y endurece con el tiempo.

2.5.3.1.1. Propiedades del hormigón

El hormigón presenta varias propiedades que lo hacen ideal para su uso en estructuras. La resistencia a la compresión es fundamental, ya que mide la capacidad del hormigón para soportar fuerzas aplicadas en dirección axial, como el peso de la carga gravitatoria, se expresa en mega pascales (MPa) y varía según la mezcla y el tiempo de curado.

2.5.3.1.2. Resistencia del hormigón

La resistencia del hormigón es una propiedad fundamental que determina su capacidad para soportar cargas y resistir fuerzas externas sin fallar. La resistencia del hormigón tiende a aumentar con el tiempo debido a la hidratación continua del cemento.

La Norma Boliviana 1225001 define un valor mínimo de resistencia a la compresión, f_c' , para hormigón estructural. No hay límite para el valor máximo de f_c' , excepto que así lo requiera un requisito específico de la Norma.

A menos que se especifique lo contrario, la resistencia del hormigón a compresión debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a los 28 días, se debe especificar la edad del ensayo para la resistencia a la compresión en los documentos de construcción.

Tabla 2.3 Límites para la resistencia característica del hormigón a compresión, f_c'

Aplicación	Hormigón	f_c' Mínimo MPa	f_c' Máximo MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.5.3.1.3. Módulo de elasticidad del hormigón

Representa la capacidad del hormigón para deformarse elásticamente en respuesta a una carga aplicada y recuperar su forma original una vez que se retira la carga.

La norma nos da un método de ensayo que nos permite calcular el módulo de elasticidad E_c para el hormigón por medio de:

- a) Para valores de w_c entre 1440 y 2560 kg/m³ (en sistema SI 14 kN/m³ y 25 kN/m³):

$$E_c = w_c^{1.5} 0,038 \sqrt{f_c'} \quad (2.16)$$

w_c dado en kg/m³ y f_c' en MPa, resultado de E_c en MPa

- b) Para hormigón de peso normal:

$$E_c = 3,830 \sqrt{f_c'} \quad (f_c' \text{ en MPa}) \quad (2.17)$$

2.5.3.2. Armadura

Las barras y alambres no pretensados, que se utilizan en el refuerzo del hormigón, deben ser corrugados para mejorar la adherencia con el material, aunque se permiten barras lisas o alambres en espirales.

La resistencia de fluencia de estos materiales se determina mediante ensayos de tracción realizados por el fabricante en la acería, y puede determinarse por dos métodos:

- Método de deformación, que utiliza una deformación específica de 2‰, conforme a la norma ASTM A370.
- Método de extensión bajo carga, siempre que la barra o alambre no pretensado presente un cambio abrupto en la deformación o un punto de fluencia claro.

2.5.3.2.1. Propiedades de diseño

Tabla 2.4 Valor máximo de la resistencia a la fluencia f_y - Armadura corrugado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y permitido para cálculos de diseño, en MPa
Flexión, fuerza axial, retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	420
	Otro	550
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento de hormigón	Sistemas sísmicos especiales	700
	Espirales	700
	Otro	550
Cortante	Sistemas sísmicos especiales	420
	Espirales	420
	Fricción cortante	420
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento	550
Torsión	Longitudinal y transversal	420

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.5.3.2.2. Módulo de elasticidad del acero

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

2.5.3.3. Factores de reducción de resistencia

En la NB 1225001, los factores de reducción de resistencia (ϕ) se alinean con las combinaciones de carga de la NB 1225002, que establecen los criterios para la mayoración de cargas. Estos factores deben cumplir con los valores de la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Factores de reducción de resistencia ϕ

Acción o Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han anclado totalmente
Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
Torsión	0,75	-
Aplastamiento	0,65	-

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

El factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados debe ser el dado por la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Factor de reducción ϕ para momento, fuerza axial, o combinadas

Deformación unitaria neta a tracción ε_t	Clasificación	ϕ	
		Tipo de armadura transversal	
		Espiral	Otro
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	0,65
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty} \leq 0,005$	Transición	$0,75 + 0,15 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$	$0,65 + 0,25 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$
$0,005 \leq \varepsilon_t$	Controlada por tracción	0,90	0,90

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.5.3.4. Diseño de vigas

2.5.3.4.1. Altura mínima de una viga

La Norma Boliviana NB 1225001 establece que, para vigas no pretensadas que no soporten ni estén vinculadas a elementos susceptibles de dañarse por grandes deflexiones, la altura total (h) debe cumplir con los límites mínimos especificados en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 *Altura mínima de vigas no pretensadas*

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

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

Relaciones aplicables para hormigón de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla 2.7 deben multiplicarse por:

$$\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

2.5.3.4.2. Ancho mínimo de una viga

La Norma Boliviana NB 1225001 nos dice que, el ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0,3h$ y 250mm.

2.5.3.4.3. Diseño a flexión

El diseño a flexión en vigas consiste en determinar las dimensiones y el refuerzo necesario para soportar las cargas aplicadas sin exceder los límites de resistencia.

2.5.3.4.3.1. Resistencia requerida

La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del capítulo 5 de la NB 1225001.

2.5.3.4.3.2. Recubrimiento para el hormigón

Tabla 2.8 Recubrimiento especificado para elementos de hormigón

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	$db > 16 \text{ mm}$	30
		$db \leq 16 \text{ mm}$, alambre MW200 ó MD200, y	25
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	$db > 40 \text{ mm}$	25
		$db \leq 40 \text{ mm}$	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	20

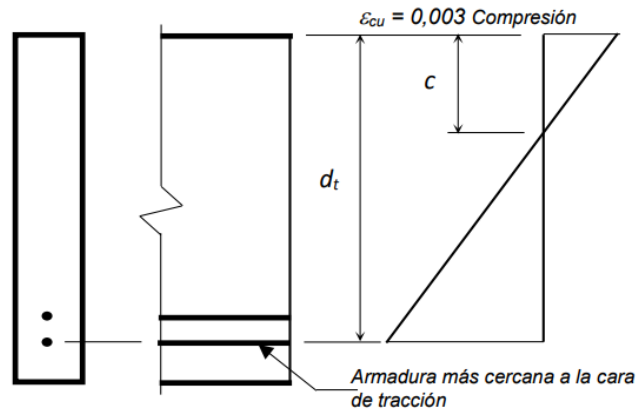
Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.5.3.4.3.3. Diagrama rectangular de tensiones

La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón debe suponerse igual a 0,003.

La Norma Boliviana NB 1225001 establece que la resistencia a la tracción del hormigón debe despreciarse. Para la compresión, se puede suponer que la relación entre las tensiones y la deformación unitaria en el hormigón tiene diferentes formas (rectangular, trapezoidal, parabólica, etc.) siempre que la predicción de la resistencia coincida con los ensayos representativos.

Figura 2.5 Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no pretensado.



Nota. Adaptado de la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

Se utiliza una tensión de $0,85 f_c'$, distribuida uniformemente en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea paralela al eje neutro, a una distancia:

$$a = \beta_1 c \quad (2.18)$$

Donde:

a = Altura del bloque de compresión equivalente del hormigón.

c = Es la distancia desde la fibra de máxima deformación unitaria al eje neutro.

β_1 = Es un coeficiente que depende de la resistencia característica del hormigón.

Tabla 2.9 Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de tensiones

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

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.5.3.4.3.4. Armadura mínima

Se debe colocar un área mínima de armadura para flexión $A_{s_{min}}$ en toda sección donde el análisis requiera armadura a tracción.

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} b_w d \quad (2.19)$$

Donde:

A_{smin} = Área mínima de acero de refuerzo.

b_w = Ancho del alma de la viga.

d = Altura útil de la sección.

f_c' = Resistencia a la compresión del hormigón.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

2.5.3.4.3.5. Espaciamiento mínimo de la armadura

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3) d_{agg}$.

2.5.3.4.3.6. Espaciamiento máximo de la armadura

Según la NB 1225001, el espaciamiento de la armadura adherida más cercana a la cara en tracción debe cumplir con los límites establecidos en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 *Espaciamiento máximo de la armadura*

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

Nota. Se permite tomar f_s como $(2/3) f_y$. Fuente: NB1225001-1

En esta tabla, c_c representa la menor distancia entre la superficie de la armadura corrugada o de pretensado y la cara en tracción de la estructura.

2.5.3.4.4. Diseño a cortante

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a la siguiente prescripción:

Tabla 2.11 Condiciones para el refuerzo de las cortantes

Sí:	$V_u < 0,5 \cdot (\phi V_c)$	Colocar armadura constructiva
	$0,5 \cdot (\phi V_c) < V_u < \phi V_c$	Colocar armadura mínima $Av_{\min}$
	$V_u > \phi V_c$	Colocar armadura de refuerzo y no debe ser menor que $Av_{\min}$

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe cumplir con:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.20)$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal a corte.

V_u = Cortante último.

ϕ = Factor de reducción de resistencia para corte.

La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , se calcula como la suma de:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.21)$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal a corte.

V_c = Resistencia a corte del concreto.

V_s = Resistencia a corte del acero de refuerzo.

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse de modo que cumpla con la ecuación:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,66\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (2.22)$$

Para elementos no pretensados, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = \frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}b_wd \quad (2.23)$$

Donde:

λ = Factor de modificación del hormigón.

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$, debe colocarse armadura transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.24)$$

Si se utiliza armadura a cortante perpendicular al eje de un elemento, el área de armadura a cortante requerida A_v y su espaciamiento s se calculan por medio de:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d} \quad (2.25)$$

Donde:

A_v = Área de armadura a corte.

f_{yt} = Resistencia a la fluencia de la armadura transversal.

s = Espaciamiento de la armadura transversal.

2.5.3.4.4.1. Armadura mínima

El área del acero transversal mínima se puede calcular mediante la siguiente Tabla 2.12:

Tabla 2.12 Área de armadura a corte mínimo, $A_{v_{min}}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v_{min}}/s$		
No pretensadas y pretensadas con $A_{ps}f_{se} < 0,40(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$\frac{\sqrt{f'_c} b_w}{16 f_{yt}}$	
		$0,35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	
pretensadas con $A_{ps}f_{se} > 0,40(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	El mayor de:	$\frac{\sqrt{f'_c} b_w}{16 f_{yt}}$
			$0,35 \frac{b_w}{f_{yt}}$
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.5.3.4.2. Espaciamiento máximo

El espaciamiento máximo de la armadura de cortante debe cumplir la Tabla 2.13.

Tabla 2.13 *Espaciamiento para la armadura de cortante*

V_s	s máximo, mm		
		Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f_c'} b_w d}{3}$	El menor de:	$\frac{d}{2}$	$\frac{3h}{4}$
		600 mm	
$> \frac{\sqrt{f_c'} b_w d}{3}$	El menor de:	$\frac{d}{4}$	$\frac{3h}{8}$
		300 mm	

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.5.3.5. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos estructurales verticales diseñados para soportar cargas axiales y momentos flectores en una estructura. Su función principal es transferir las cargas verticales desde la superestructura hasta los cimientos, distribuyendo así las fuerzas.

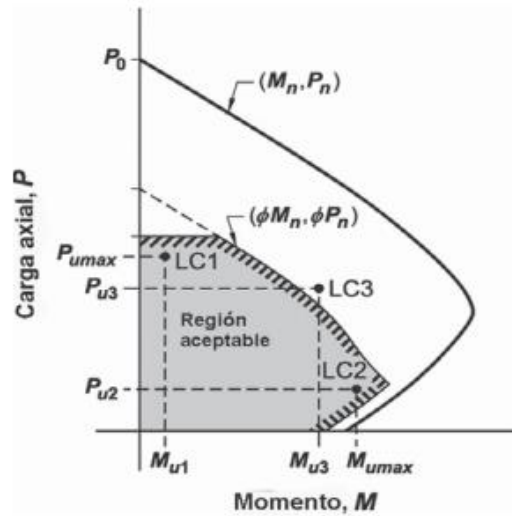
2.5.3.5.1. Límites dimensionales

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.

2.5.3.5.2. Fuerza axial y momento mayorados

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, se debe considerar que P_u y M_u ocurren simultáneamente.

Figura 2.6 Diagrama de interacción entre el momento flector M , y la carga axial P



Nota. Adaptado de Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1 (pag. 207)

2.5.3.5.3. Armadura longitudinal mínima y máxima

Para columnas no pretensadas y columnas pretensada con esfuerzo efectivo de preesfuerzo $f_{pe} < 16$ MPa de valor promedio, el área de la armadura longitudinal, A_s' , para elementos a compresión no compuestos debe cumplir con:

$$0,006A_g \leq A_s' \leq 0,08A_g$$

Donde:

A_g = Área bruta de la sección.

A_s = Área de la armadura longitudinal.

2.5.3.5.4. Armadura longitudinal

Para columnas no pretensadas y columnas pretensadas con esfuerzo en el acero de preesfuerzo $f_p < 16$ MPa de valor promedio, el número mínimo de barras longitudinales debe cumplir con:

- Tres dentro de estribos triangulares.
- Cuatro dentro de estribos rectangulares o circulares.
- Seis para barras rodeadas por espirales o para columnas de pórticos especiales resistentes a momento rodeados por estribos de confinamiento circulares.

Para armadura longitudinal en columnas, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40mm, $1,5 d_{\text{barra}}$, $(4/3) d_{\text{agregado}}$.

2.5.3.5.5. Diseño a cortante

Tabla 2.14 Método detallado para calcular V_c en elementos con compresión axial

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

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

Tabla 2.15 Factor de modificación λ

Hormigón	λ
Todos livianos	0,75
Liviano, mezcla fina	0,75 a 0,85
Arena, liviana	0,85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	0,85 a 1,00
Peso normal	1

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

El diámetro de la armadura transversal debe ser al menos:

$$d_{be} \leq \begin{cases} \frac{d_{barra}}{4} \\ 6mm \end{cases}$$

Se permite el uso de alambre o armadura electrosoldada de alambre con un área equivalente.

El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder al menor de:

$$s \leq \begin{cases} 12 d_{barra} \\ 36 d_{be} \\ la\ menor\ dimensión\ de\ la\ viga \end{cases}$$

2.5.3.6. Diseño de Losa

2.5.3.6.1. Losa casetonada o bidireccional

Una losa casetonada o losa bidireccional es un tipo de losa de hormigón armado diseñada para distribuir cargas en ambas direcciones, tanto longitudinal como transversalmente. La estructura de esta losa está formada por casetones y nervios, que actúan como elementos de refuerzo, creando una retícula que divide la losa en pequeñas áreas de carga, lo que ayuda a distribuir las fuerzas de manera más eficiente.

2.5.3.6.2. Límites de dimensionamiento

El espesor de la losa de hormigón sobre los aligeramientos debe cumplir con:

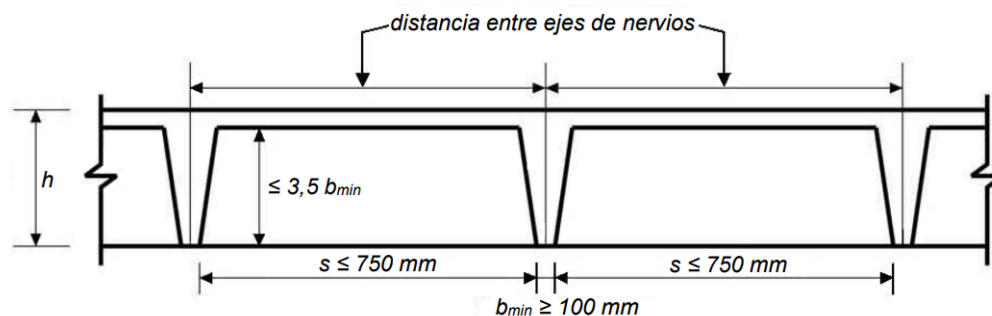
$$h_f \geq \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ \frac{1}{12} \text{ de la distancia libre entre nervios} \end{cases}$$

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100mm en cualquier ubicación en su altura.

La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.

El espaciamiento libre entre nervaduras no debe exceder de 750 mm.

Figura 2.7 Limitaciones dimensionales para losas nervadas.



Nota. Adaptado de la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1 (pag.

159)

2.5.3.6.3. Armadura mínima a flexión

Se debe colocar un área mínima de armadura a flexión, $A_{s_{min}}$ cerca de la cara en tracción en la dirección de la luz bajo consideración de acuerdo con la Tabla 2.16.

Tabla 2.16 A_{smin} para losas de dos direcciones no pretensada

Tipo de armadura	f_y MPa	A_{smin} mm ²	
Armadura corrugada	< 420	$0,0020 A_g$	
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
			$0,0014 A_g$

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.5.3.6.4. Espaciamiento mínimo

La NB 1225001 nos dice que, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25mm, d_b y $(4/3) d_{agg}$.

2.5.3.6.5. Armadura de retracción y temperatura

La armadura de retracción y temperatura debe colocarse en forma perpendicular a la armadura a flexión.

El espaciamiento de la armadura corrugada de retracción y temperatura no debe exceder el menor de $3h$ y 300 mm.

2.5.4. Estructura complementaria

2.5.4.1. Escalera

Una escalera es una estructura arquitectónica diseñada para conectar diferentes niveles de un edificio o estructura.

Las escaleras consisten típicamente en una serie de escalones o peldaños que están dispuestos en una secuencia continua y ascendente.

2.5.4.1.1. Diseño de una escalera

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

$$M_{diseño} = \alpha \cdot M_{u\ max} \quad (2.26)$$

Donde:

$M_{diseño}$ = Momento flector de diseño que se usará para diseñar la escalera.

$M_{u\ max}$ = Momento último máximo.

α = Coeficiente de ajuste que puede tomar los valores de 0,8 a 1,0 dependiendo de las condiciones de apoyo y criterios de seguridad.

2.5.4.1.1.1. Espesor de la losa

Para calcular el espesor de la losa de la escalera se pueden usar las siguientes expresiones:

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20} \quad (2.27)$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera.

L_n = Longitud horizontal de la escalera.

$$h_m = h_0 + \frac{CP}{2} \quad (2.28)$$

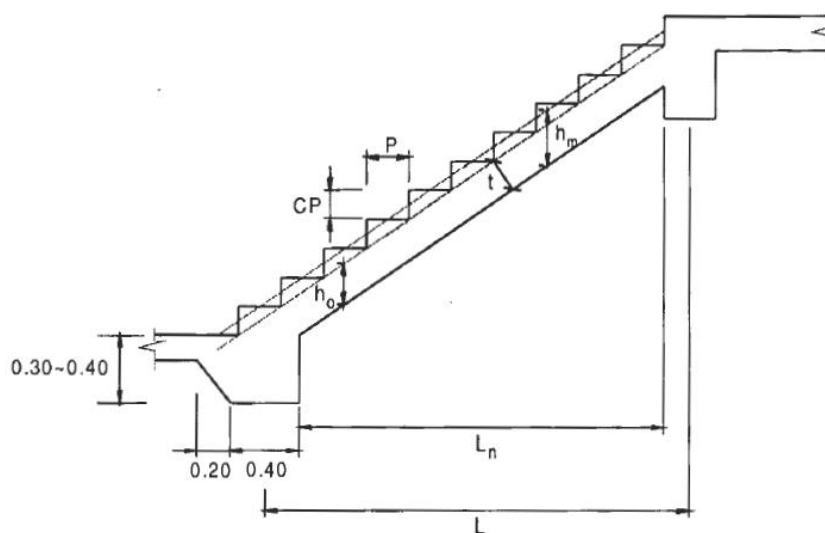
Donde:

h₀ = Proyección vertical de t.

h_m = Altura media.

CP = Contrapaso.

Figura 2.8 Elementos de una escalera



Nota. Adaptado de *Diseño en Concreto Armado* (p. 58), por R. Morales, Fondo Editorial ICG, (Instituto de la Construcción y Gerencia).

2.5.4.1.1.2. Carga última

Se deberá tomar en cuenta las siguientes cargas, para hallar la carga última que actúa en la escalera:

$$q_u = pp + Acab + s/c \quad (2.29)$$

Donde:

q_u = Carga última que actúa en la escalera.

pp = Carga por peso propio.

Acab = Carga por acabados.

s/c = Sobrecarga de uso.

Obtenida la carga se puede calcular la escalera como una viga sometida a flexión.

2.5.4.1.1.3. Canto útil

Se puede usar la siguiente expresión:

$$d = t - \left(r - \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (2.30)$$

Donde:

d = Canto útil.

t = Espesor de la losa de la escalera.

r = Recubrimiento mínimo.

∅ = Diámetro de la armadura.

2.5.4.1.1.4. Armadura positiva

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

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (2.31)$$

Donde:

A_s = Área de armadura necesaria.

M_u = Momento último aplicado al elemento.

∅ = Factor de reducción de resistencia a flexión.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

d = Altura útil de la sección.

a = Altura del bloque de compresión equivalente.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (2.32)$$

Donde:

f_c' = Resistencia a la compresión del concreto (MPa).

b = Ancho de la sección de la escalera.

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

2.5.4.1.1.5. Armadura negativa

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2} \quad (2.33)$$

Donde:

A_s = Área de armadura necesaria.

$$A_{s \min} = 0,0018 \cdot b \cdot d \quad (2.34)$$

Donde:

$A_{s \min}$ = Área de armadura mínima.

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

2.5.4.1.1.6. Armadura de temperatura

$$A_{st} = 0,0015 \cdot b \cdot t \quad (2.35)$$

Donde:

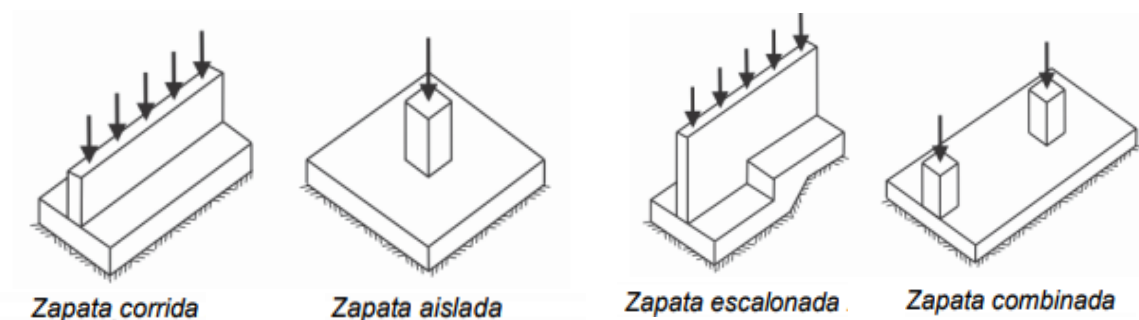
A_{st} = Área de armadura de temperatura.

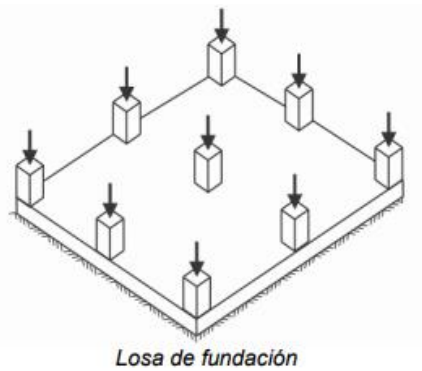
2.5.5. Fundaciones

Las fundaciones son un componente esencial de las construcciones, ya que tienen el propósito de transferir de manera adecuada las cargas de una estructura hacia el suelo, distribuyendo el peso de manera uniforme. Esto es crucial para garantizar la estabilidad del edificio y evitar problemas como asentamientos o hundimientos.

Existen diferentes tipos de fundaciones, que se seleccionan en función de la resistencia del suelo y las características de la construcción. Los principales tipos son: fundaciones superficiales y fundaciones profundas.

Figura 2.9 Tipos de fundaciones





Nota. Adaptado de *Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1* (pag. 247)

2.5.5.1. Fundaciones superficiales

El área mínima de la base de la fundación debe calcularse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la fundación al suelo o roca y de la capacidad portante admisible definida con base en principios de mecánica de suelos o de rocas.

La altura total de la fundación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva de la armadura inferior sea al menos 150 mm.

Según la NB 1225001 nos dice que el recubrimiento de hormigón mínimo especificado para los paquetes de barras no debe ser menor que:

- a. El diámetro equivalente del paquete de barras.
- b. 50 mm.

2.5.5.1.1. Área requerida

$$A_{nec} = \frac{P_{servicio}}{q_{adm}} \quad (2.36)$$

Donde:

A_{nec} = Área necesaria para la base de la fundación.

$P_{servicio}$ = Carga de servicio transmitida a la fundación.

q_{adm} = Capacidad portante admisible del suelo.

$$B_1 = \sqrt{A_{nec}} \quad (2.37)$$

Donde:

B_1 = Lado de la base de la fundación (en caso de una zapata cuadrada).

A_{nec} = Área mínima requerida de la base de la fundación.

2.5.5.1.2. Cortante en una dirección o corte a flexión

La localización de la sección crítica para cortante mayorado en una dirección o en dos direcciones debe medirse desde la ubicación de la sección crítica para el momento flector último, M_u definida en la siguiente tabla.

Tabla 2.17 Localización de la sección crítica para M_u

Localización de la sección crítica	Elemento soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de hormigón
En el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

Para el cálculo del cortante real se utilizará la siguiente expresión:

$$V_u = \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right) \cdot B \cdot q_u \quad (2.38)$$

Donde:

V_u = Cortante último que actúa en la sección crítica.

B = Ancho de la zapata.

b = Ancho del área de carga o del apoyo.

d = Altura útil de la sección.

q_u = Carga de diseño.

$$V_c = 0,53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2.39)$$

Donde:

V_c = Cortante resistente del hormigón.

λ = Factor de modificación del hormigón.

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón en MPa.

b_w = Ancho efectivo de la sección en estudio.

d = Altura útil de la sección.

Donde debe cumplir:

$$\phi \cdot V_c \geq V_u$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia para cortante.

2.5.5.1.3. Cortante en dos direcciones o punzonamiento

El esfuerzo por punzonamiento actúa a una distancia media del peralte efectivo $d/2$ desde las caras de la columna.

Diseño de la zapata considerando la transmisión de fuerza Cortante en dos direcciones:

$$V_u = (B^2 - (a + d) \cdot (b + d)) \cdot q_u \quad (2.40)$$

Donde:

V_u = Cortante último que actúa en la sección crítica.

B = Ancho de la zapata.

a, b = Dimensiones en planta de la columna.

d = Altura útil de la zapata.

q_u = Carga distribuida actuante sobre la zapata.

Para elementos en dos direcciones no pretensados, V_c se calcula con la Tabla 2.18.

Tabla 2.18 Cálculo de V_c para cortante en dos direcciones

V_c	
$V_c \leq$	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3}$
	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right)$
	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right)$

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

Donde:

β = Relación entre los lados de la columna y la sección de punzonamiento.

α_s = Factor que depende de la ubicación de la columna respecto a la zapata:

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores.

$\alpha s = 30$ para columnas de borde.

$\alpha s = 20$ para columnas en esquina.

λ = Factor de modificación del hormigón.

b_0 = Perímetro crítico de punzonamiento.

2.5.5.1.4. Momento flexionante

Diseño de la zapata para resistir momento flexionante.

$$\text{Momento resistente del concreto: } M_u = \left(B \cdot \left(\frac{B-b}{2} \right) \right) \cdot q_u \cdot \left(\frac{B-b}{4} \right) \quad (2.41)$$

Donde:

M_u = Momento último.

B = Ancho de la zapata.

b = Dimensión de la columna en la dirección del análisis.

q_u = Carga distribuida sobre la zapata.

Del diagrama rectangular de tensiones obtenemos el valor del momento nominal

M_n .

Para el cálculo de su armadura mínima utilizamos la Tabla 2.16.

2.5.5.1.5. Longitud de desarrollo

Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe ser:

$$\ell_d = \frac{9 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{10 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b \quad (2.42)$$

En donde el termino de confinamiento $\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)$ no debe tomarse mayor de 2,5.

Donde:

ℓ_d = Longitud de desarrollo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa).

ψ_t = Factor de ubicación de la armadura.

ψ_e = Factor de revestimiento epóxico.

ψ_s = Factor de diámetro de la barra.

λ = Factor de modificación del hormigón.

f_c' = Resistencia a compresión del hormigón (MPa).

d_b = Diámetro de la barra.

Tabla 2.19 Factores de modificación para el anclaje de las barras corrugadas

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Hormigón de peso liviano λ	Hormigón de peso liviano	0,75
	Hormigón de peso normal	1,0
Revestimiento epóxico ψ_e	Armadura con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epoxi con menos de 3 d_b de recubrimiento, o separación libre menor que 6 d_b	1,5
	Armadura con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epoxi para todas las otras condiciones	1,2
	Armadura sin recubrimiento o armadura recubierta con zinc (galvanizado)	1,0
Diámetro ψ_s	Para barras $d_b > 20$ mm	1,0
	Para barras $d_b \leq 20$ mm y alambres corrugados	0,8
Ubicación de la armadura ψ_t	Más de 300 mm de hormigón fresco colocado bajo la armadura horizontal	1,3
	Otra	1,0

Nota. Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.6. Estrategia para la ejecución del Proyecto

Aquí, se aborda cómo se llevará a cabo la implementación práctica de todas las etapas y elementos del proyecto. Esto incluye la definición de especificaciones técnicas detalladas, la elaboración de cálculos métricos, la determinación de precios unitarios, la creación de un presupuesto completo, y la planificación y elaboración de un cronograma de actividades.

2.6.1. Especificaciones técnicas

Aquí se detallan todas las especificaciones técnicas necesarias para la realización de las diferentes etapas del proyecto. Las especificaciones técnicas proporcionan una guía detallada para todos los involucrados en la ejecución del proyecto, asegurando que se

cumplan los estándares y requisitos necesarios, también abarcan los métodos de construcción, definiendo los procedimientos y técnicas requeridas para cada fase, desde la cimentación hasta los acabados.

Asimismo, contemplan los controles de calidad, estableciendo pruebas e inspecciones a realizar durante el proceso de construcción.

2.6.2. Cálculos métricos

Los cálculos métricos son una parte crucial del proceso de planificación y presupuestación de la construcción. Estos cálculos consisten en la cuantificación detallada de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios para completar cada componente del proyecto de construcción. Se elaboran a partir de los planos y especificaciones técnicas del proyecto, y su objetivo principal es determinar con precisión la cantidad exacta de cada insumo requerido.

2.6.3. Precios unitarios

En la sección de precios unitarios se detallan los costos asociados con cada unidad de medida de los materiales, la mano de obra y los equipos que se utilizarán en la ejecución del proyecto de construcción. Estos precios se basan en análisis de mercado, cotizaciones de proveedores y estimaciones de costos previas. Los precios unitarios suelen incluir tanto los costos directos como los indirectos asociados con cada actividad del proyecto, como el transporte de materiales, el tiempo de mano de obra y el uso de maquinaria específica.

Los costos directos están relacionados directamente con la ejecución del proyecto e incluyen materiales de construcción (cemento, acero, madera), mano de obra directa (salarios de trabajadores como albañiles y electricistas), y costos de equipos y maquinaria (alquiler y operación). También abarcan herramientas y consumibles, así como gastos de transporte y logística, subcontratación para tareas específicas, y seguros y permisos necesarios.

Por otro lado, los costos indirectos incluyen gastos generales asociados con la gestión del proyecto, como salarios del personal de oficina, alquiler de espacios y suministros.

2.6.4. Presupuesto

El presupuesto es un documento esencial que detalla los costos estimados asociados con la ejecución de un proyecto de construcción. Incluye un desglose detallado

de todos los costos, tanto directos como indirectos, abarcando mano de obra, materiales, equipos, subcontratación, gastos generales y contingencias. Cada partida de costo se basa en estimaciones precisas, que pueden derivarse de cotizaciones de proveedores, precios históricos y análisis de costos unitarios.

Además, el presupuesto especifica la asignación de recursos financieros y materiales para cada etapa, asegurando que estén disponibles cuando se necesiten y se utilicen de manera eficiente.

El presupuesto se documenta formalmente y se mantiene actualizado durante el proyecto, generando informes periódicos sobre el estado financiero. Antes de la ejecución, puede requerir aprobaciones formales de partes interesadas clave, como clientes y autoridades reguladoras.

2.6.5. Planeamiento y cronograma

El planeamiento y cronograma en proyectos de construcción son esenciales para organizar las actividades necesarias para completar el proyecto dentro del tiempo y los recursos disponibles. Esta fase implica identificar tareas clave, secuenciar actividades, asignar recursos y estimar duraciones. El cronograma resultante proporciona una representación visual de la secuencia de actividades, lo que facilita la gestión del tiempo, la identificación de la ruta crítica y el seguimiento del progreso del proyecto.

En la gestión del planeamiento y cronograma, se utilizan varias técnicas y herramientas. El Diagrama de Gantt es una herramienta visual que muestra las actividades en una línea de tiempo, útil para representar la secuencia de tareas, sus dependencias y duraciones. Además, existen diversos softwares de gestión de proyectos, como Microsoft Project, que facilitan la creación de cronogramas detallados, la asignación de recursos, el seguimiento del progreso y la generación de informes de estado.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

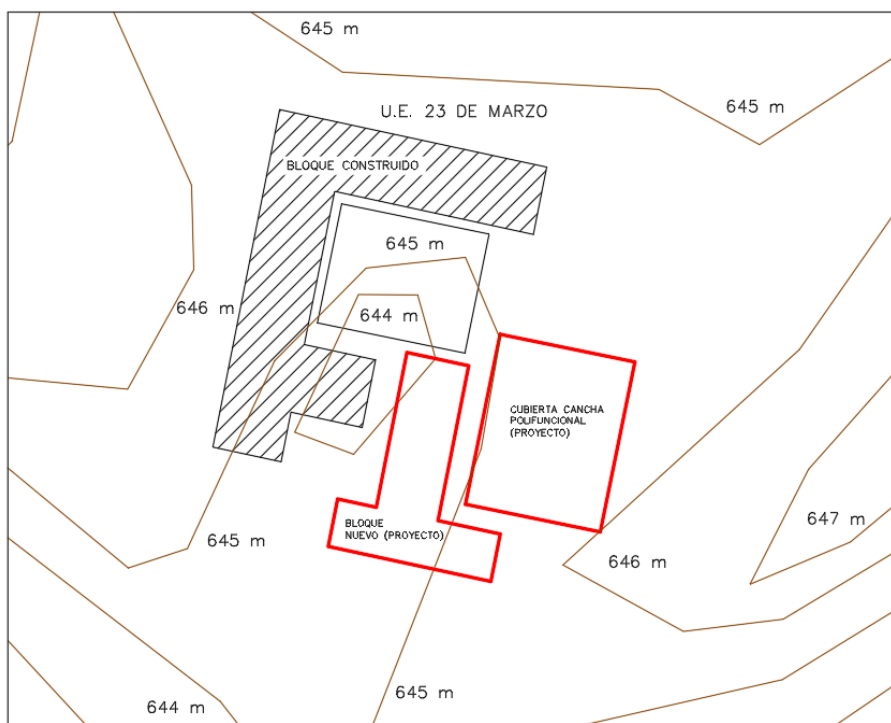
3.1. Análisis de la Topografía

El estudio del levantamiento topográfico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Yacuiba, donde consistió en el levantamiento de puntos para la posterior elaboración del mapa de las curvas del nivel del terreno. **Ver ANEXO A.1.**

En este mapa se puede apreciar presencia de pendientes mínimas y desniveles muy pequeños caracterizándolo así al terreno como plano.

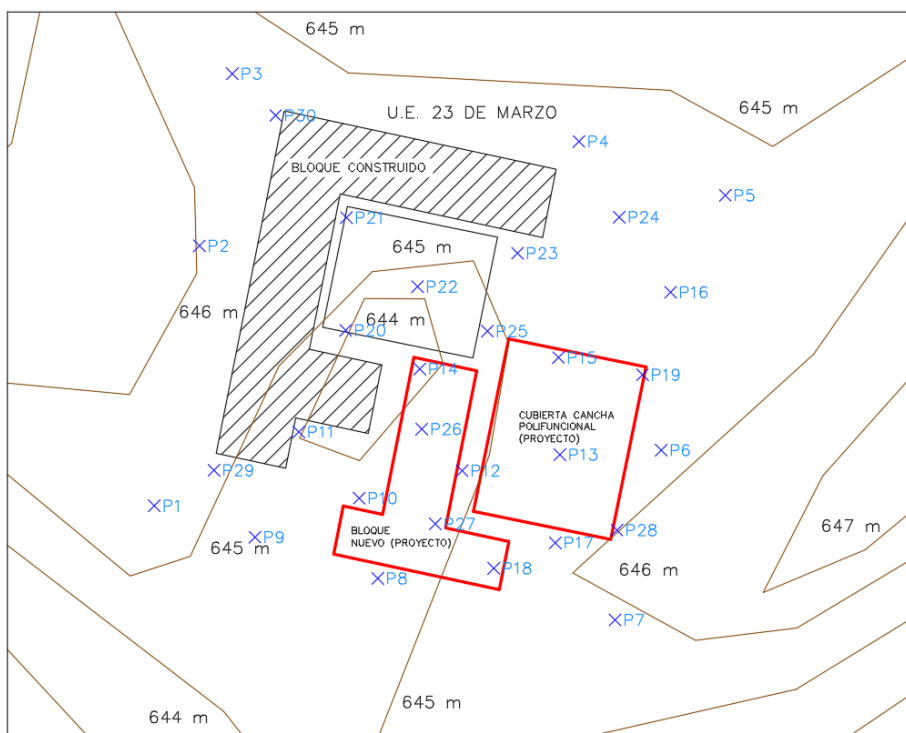
Este estudio permitió ubicar y delimitar la nueva infraestructura que se construirá en la Unidad Educativa 23 de Marzo.

Figura 3.1 Curvas de nivel del terreno donde se emplazará la nueva infraestructura



Nota. *La figura representa la ubicación de la obra y las elevaciones del terreno.

Figura 3.2 Ubicación de los puntos sacados para la ampliación



Nota. *La figura muestra la ubicación de los puntos lecturados para el levantamiento

3.2. Análisis del Estudio de Suelos

El estudio de suelos se llevó a cabo mediante un laboratorio privado, con la supervisión en el lugar para verificar que se realizara en los puntos específicos solicitados.

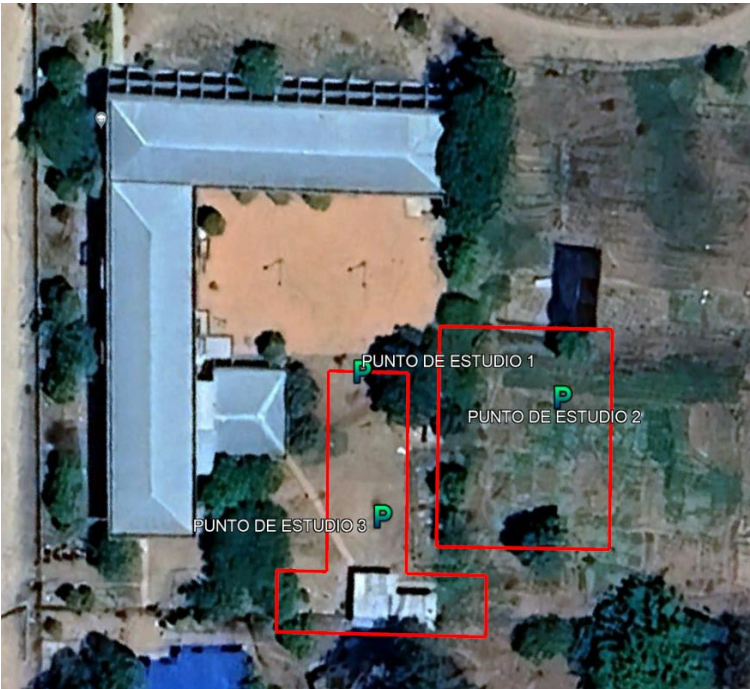
Para comprender adecuadamente la conformación geológica del terreno, así como sus parámetros geotécnicos, se realizaron tres sondeos de exploración.

Tabla 3.1 Puntos de estudios

Fosa	Profundidad	Coordenadas
1	3,45 m	441.973,48nE 7.598.531,65mS
2	3,45 m	442.001,07nE 7.598.522,01mS
3	3,45 m	441.972,79nE 7.598.510,00mS

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.3 Ubicación de los puntos de estudio



Nota. Ubicación de los puntos [Fotografía] adaptado de *Google Earth*, Image©2024
Airbus

a. Fosa 1 coordenadas: 441.973,48nE 7.598.531,65mS.

El pozo exploratorio denominado como, Fosa 1, tuvo 3 profundidades en el ensayo de SPT, teniendo como resultado lo que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.2 Fosa 1, tensión admisible

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (unificada)	Angulo de fricción interna	Tensión admisible (kg/cm ²)
1	1,0	ML-CL	20	0,98
	2,0	ML-CL	20	0,98
	3,0	ML-CL	20	1,05

Nota. Fuente: Elaboración propia

b. Fosa 2 coordenadas: 442.001,07nE 7.598.522,01mS.

El pozo exploratorio denominado como, Fosa 2, tuvo 3 profundidades en el ensayo de SPT, teniendo como resultado lo que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.3 Fosa 2, tensión admisible

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (unificada)	Angulo de fricción interna	Tensión admisible (kg/cm ²)
2	1,0	ML-CL	20	0,88
	2,0	ML-CL	20	0,98
	3,0	ML-CL	20	1,05

Nota. Fuente: Elaboración propia

c. Fosa 3 coordenadas: 441.972,79nE 7.598.510,00mS.

El pozo exploratorio denominado como, Fosa 3, tuvo 3 profundidades en el ensayo de SPT, teniendo como resultado lo que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.4 Fosa 3, tensión admisible

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (unificada)	Angulo de fricción interna	Tensión admisible (kg/cm ²)
3	1,0	ML-CL	20	0,98
	2,0	ML-CL	20	0,98
	3,0	ML-CL	20	1,05

Nota. Fuente: Elaboración propia

En el **ANEXO A.2**, se encuentran detallado los parámetros geotécnicos, así también, el registro del trabajo elaborado en laboratorio.

3.3. Análisis del diseño arquitectónico

Los planos arquitectónicos de la U.E. 23 de marzo fueron proporcionados por el Gobierno Autónomo Municipal de Yacuiba, dichos planos fueron elaborados pensando en dar soluciones a las problemáticas existente y también en crear un entorno educativo

que sea funcional, sostenible y adecuado para las necesidades específicas de la comunidad escolar en dicha localidad. **ANEXO A.9.**

La ampliación de la U.E. 23 de Marzo fue diseñada con los siguientes ambientes:

- a. Bloque Nuevo:
 - Planta baja, consta de laboratorios de química, depósitos, un kiosco, aulas pedagógicas, y pasillos.
 - Planta primera, consta de salones que funcionaran como talleres pedagógicos, aulas pedagógicas, y pasillos.
- b. Cancha polifuncional:
 - En el plano arquitectónico se detalla solo la cubierta metálica que cubrirá la cancha.

3.4. Planteamiento estructural

En el planteamiento estructural se aborda la conceptualización y el diseño inicial de la estructura que sustentará el edificio. Se consideran aspectos como la distribución de los elementos estructurales en función de la geometría del edificio, la altura del mismo, y las normativas y estándares de construcción aplicables.

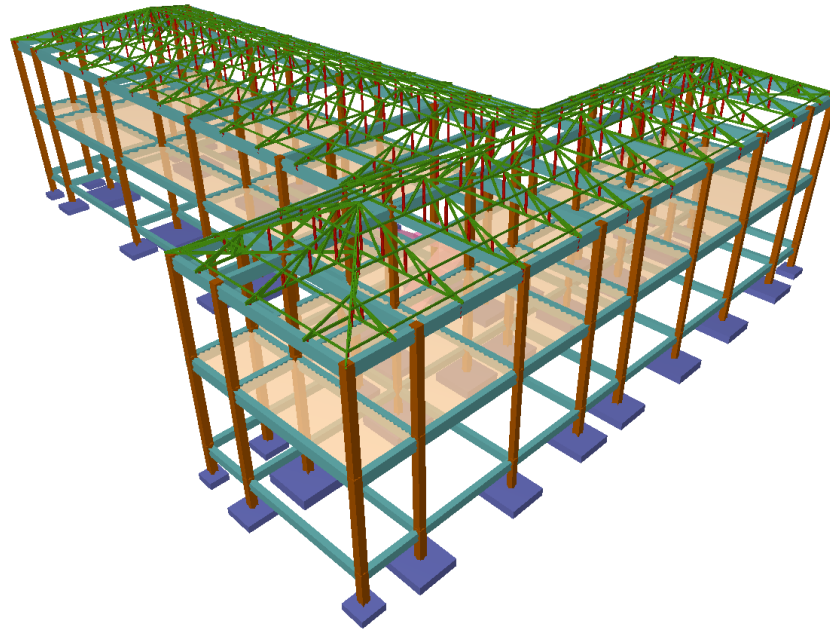
Es importante realizar este planteamiento de manera rigurosa y precisa para garantizar la seguridad y estabilidad del edificio a lo largo de su vida útil.

Tabla 3.5 Normas aplicadas para el diseño de la estructura

Tipo de elemento	Norma
Estructura metálica	American Iron and Steel Institute AISI s100-16
Elementos de hormigón (losas, vigas, columnas, fundación)	Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1
Análisis de cargas	NB 1225002 – NB 1225003 carga de viento

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.4 *Planteamiento estructural*



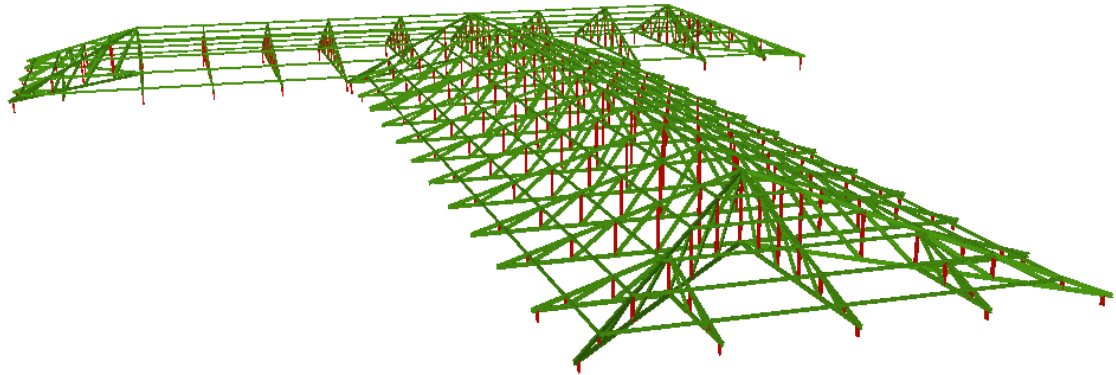
Nota. La gráfica representa el modelado del bloque educativo en CypeCAD 2019

3.4.1. Estructura de Cubierta

En el diseño estructural, se optó específicamente por una cubierta metálica compuesta por cerchas de acero conformado en frío y perfiles tipo costanera debido a su idoneidad para las necesidades del proyecto. Al optar por una estructura metálica, se reduce significativamente el peso de la cubierta en comparación con otros materiales más pesados como el hormigón. Esto no solo minimiza la carga sobre los elementos estructurales (vigas y columnas), sino que también permite una mayor luz entre apoyos, lo que es ideal para espacios amplios como aulas.

Además, se tuvo en cuenta la armonización con el diseño arquitectónico previamente establecido en los planos, en el que se especifican la distribución de las pendientes del techo, con dos caídas en algunos sectores y tres en otros, lo cual influyó en la decisión de diseño para garantizar una integración visual adecuada con la estructura del edificio.

Figura 3.5 Estructura de la cubierta metálica



Nota. La gráfica representa el modelado de la cubierta, diseñado en CypeCAD 2019

3.4.2. Estructura de la edificación

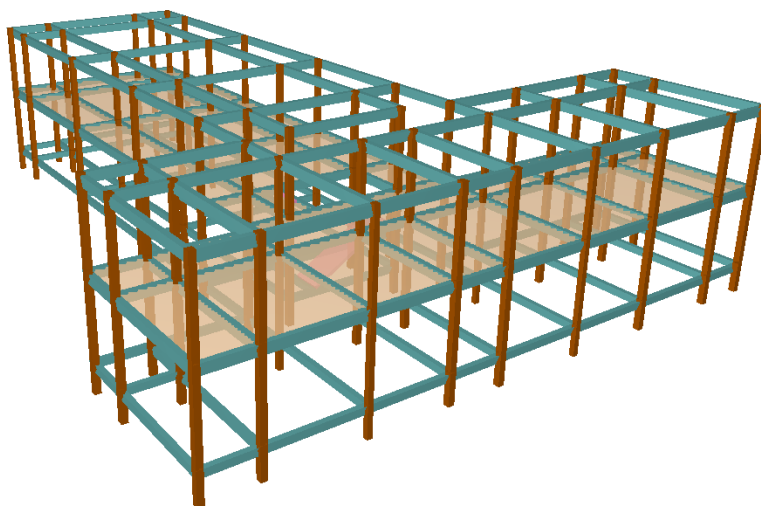
La estructura de la edificación está compuesta por una serie de pórticos, compuestos por vigas rectangulares y columnas cuadradas.

Esta elección proporciona una base de soporte robusta y estable, adecuada para resistir tanto cargas verticales como fuerzas laterales, lo cual es esencial en un edificio educativo donde se requiere un alto nivel de seguridad estructural. Las vigas y columnas de hormigón armado permiten una excelente distribución de cargas.

Para el sistema de losas, se optó por una losa nervada en dos direcciones, ya que este tipo de losa es ideal para lograr una distribución homogénea de las cargas a los elementos de soporte en ambas direcciones.

La estructura en su conjunto se desarrolla en dos niveles, con una altura de separación de 3,96 metros entre cada uno, lo cual permite una adecuada circulación de personas y un ambiente amplio y confortable en cada nivel. Esta altura es especialmente importante para el propósito educativo del edificio, ya que favorece la ventilación y la entrada de luz natural.

Figura 3.6 Estructura de la edificación - elementos de H°A°



Nota. La gráfica muestra los elementos de H°A° en la estructura

3.4.3. Estructuras complementarias

En la estructura complementaria se dispone de una escalera de hormigón armado que desempeña la función de conectar los diferentes niveles del edificio.

El diseño de la escalera se basó en los planos arquitectónicos proporcionados, esta escalera, compuesta por dos tramos, proporciona acceso seguro y eficiente entre los pisos del edificio, contribuyendo así a la funcionalidad y accesibilidad del mismo.

El uso de hormigón armado garantiza la resistencia y durabilidad necesarias para soportar las cargas de uso y mantener la integridad estructural a lo largo del tiempo.

3.4.4. Fundaciones

Para la fundación, se optó por realizar una evaluación de los métodos de cimentación, se analizaron distintas alternativas considerando las características del suelo, las cargas aplicadas y las condiciones de viabilidad económica. Los métodos comparados incluyen cimentaciones superficiales (zapatas y losas de cimentación) y cimentaciones profundas (pilotes). En la siguiente Tabla 3.6 se resume las principales diferencias:

Tabla 3.6 *Análisis comparativo de métodos de cimentación*

Método de cimentación	Tipo de suelo	Tensión admisible	Costo relativo	Aplicabilidad
Zapatas aisladas	Grava, arenas densas, suelos arcillosos compactos	Media a alta ($\geq 0,8 \text{ kg/cm}^2$)	Bajo	Edificios de baja altura, estructuras con columnas puntuales.
Losa de fundación	Suelos de baja capacidad (blandos, limosos, arcillosos)	Baja ($< 0,8 \text{ kg/cm}^2$)	Medio	Edificios grandes o altos, suelos débiles.
Pilotes	Suelos muy blandos o de relleno	Muy baja ($< 0,5 \text{ kg/cm}^2$ en capa superior)	Alto	Estructuras pesadas, suelos blandos con estratos profundos.

Nota. Fuente: Elaboración propia

Para las condiciones del suelo en la U.E. 23 de Marzo, teniendo en cuenta el tipo de suelo (limo arcilloso), su tensión admisible baja, y dado que las cargas se transmiten de manera puntual desde las columnas a las zapatas, una cimentación superficial con zapatas aisladas cumple los requisitos de resistencia y estabilidad, siendo la opción más económica y funcional.

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

Para realizar el análisis y el cálculo de la estructura nos guiaremos en las normas mencionadas en la Tabla 3.5, una vez teniendo las cargas definidas procederemos a modular nuestra estructura en el programa CypeCAD, en nuestro caso la versión 2019. Para poder hacer el cálculo en el programa definiremos el tipo de material a utilizar y también sus normas de diseño, que se muestran en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 Características de los materiales

Para el hormigón	
Resistencia específica del hormigón	21 MPa
Resistencia especificada a la fluencia de la armadura	500 MPa
Resistencia especificada a la fluencia de la armadura a corte	420 MPa
Módulo de elasticidad del acero	200.000 MPa
Para la cubierta metálica	
Límite de fluencia del acero A 36	250 MPa
Módulo de elasticidad del acero A36	203.000 MPa

Nota. Fuente: Elaboración propia

Además, se llevará a cabo una verificación manual de los elementos estructurales más críticos para garantizar la fiabilidad del diseño.

3.5.1. Estructura de sustentación de cubierta

3.5.1.1. Diseño de la cubierta de la estructura

Ver en ANEXO A.3.

3.5.1.2. Diseño del tinglado

3.5.1.2.1. Análisis de cargas para el tinglado

Las cargas que se asignaron fueron las siguientes:

- Peso propio
- Carga muerta
- Carga viva
- Carga de granizo
- Carga de viento

3.5.1.2.1.1. Peso propio

El peso propio el programa CypeCAD lo considera por defecto en función de la sección del perfil y los materiales en este caso del acero por el peso específico.

3.5.1.2.1.2. Carga muerta

- Calamina galvanizada ondulada N°28. **Ver ANEXO A.3.1.**

Carga permanente de la calamina más accesorios (ganchos, instalaciones):

$$CM_{total} = 0,1 \frac{kN}{m^2}$$

3.5.1.2.1.3. Carga viva

Sobrecarga de cubierta:

$$SC_{cubierta} = 0,96 \cdot R_1 \cdot R_2 \quad (3.1)$$

Para $A_t \geq 56 m^2$:

$$R_1 = 0,6$$

Para $F \leq 4$:

$$R_2 = 1$$

Entonces:

$$SC_{cubierta} = 0,58 \frac{kN}{m^2}$$

Carga asumida:

$$SC_{cubierta} = 0,60 \frac{kN}{m^2}$$

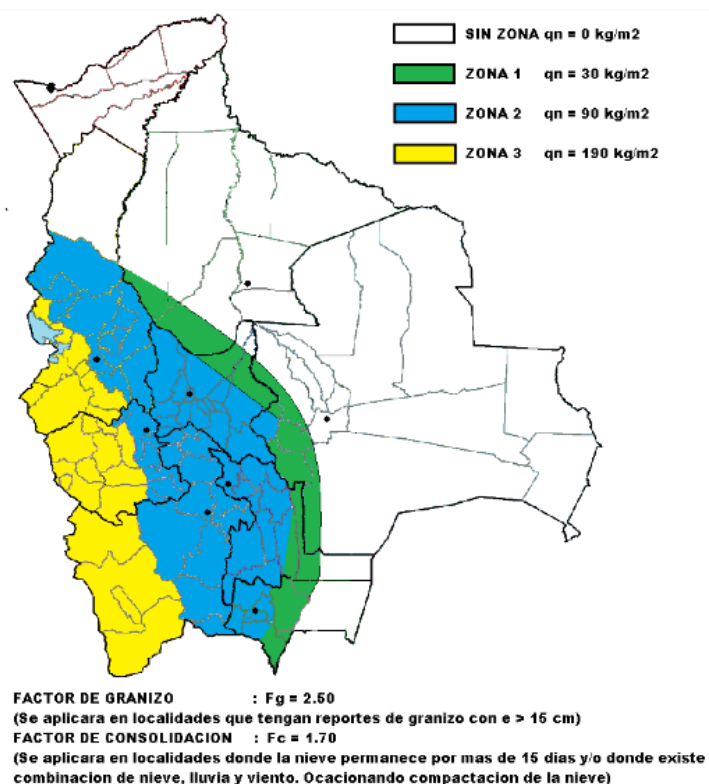
3.5.1.2.1.4. Carga de granizo

Si bien la zonificación de la Figura 3.7 indica que en la zona del proyecto no hay registros de granizadas frecuentes, en otras regiones cercanas dentro del departamento de Tarija, la carga de granizo puede alcanzar hasta 90 kg/m². Por esta razón, es importante prever cargas excepcionales que puedan ocurrir en situaciones extremas.

Además, considerando el diseño del tinglado, que cuenta con tramos de baja pendiente, existe el riesgo de acumulación de granizo, lo que podría generar fallas por encharcamiento. Para evitar posibles sobrecargas localizadas, se ha decidido asumir un valor de:

$$C_{granizo} = 0,9 \frac{kN}{m^2}$$

Figura 3.7 Zonificación de la carga de granizo en el país



Nota. Adaptado de *Guía para sobrecarga de nieve y viento en Bolivia*, por Patrick

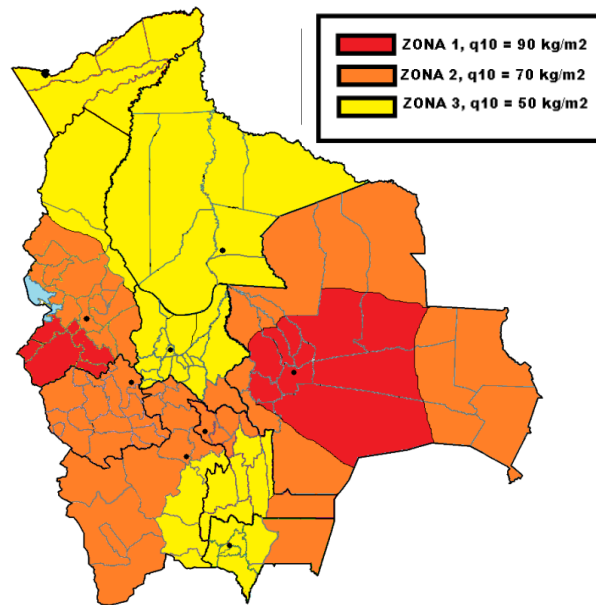
Putnam

3.5.1.2.1.5.Carga de viento

Para determinar la presión del viento necesitamos tener la velocidad máxima del viento con una duración de al menos unos 30 segundos para un periodo de recurrencia de 50 años. En caso de no contar con valores históricos de la zona, se puede utilizar los valores que se muestran en el mapa de zonificación en la Figura 3.8.

La presión del viento utilizada deberá de ser corregida por varios factores o coeficientes que se describen a continuación:

Figura 3.8 Zonificación de la presión del viento en el país



Nota. Adaptado de *Guía para sobrecarga de nieve y viento en Bolivia*, por Patrick Putnam

a. Presión del viento para la zona del proyecto:

$$q_{(10)} = 0,70 \frac{kN}{m^2}$$

b. Coeficiente o factor de recurrencia (Cr):

La presión del viento que adoptamos está definida para una recurrencia de 50 años, pero este valor de recurrencia puede variar dependiendo de la magnitud e importancia de la obra, estos valores se reflejan en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 Factor de recurrencia

Tiempo de recurrencia (años)	Cr
100	1,15
50	1,00
25	0,90
10	0,75
5	0,70

Nota. *Se puede realizar interpolación lineal para valores intermedios. Fuente: *Guía*

para sobrecarga de nieve y viento en Bolivia

$$C_r = 1,00 \quad \text{para una recurrencia de 50 años}$$

c. Coeficiente de sitio (Cs):

La presión del viento puede aumentar en áreas expuestas, como en quebradas, valles o en cimas, donde las condiciones del terreno favorecen su intensificación. Este valor lo obtenemos de la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 *Coeficiente de sitio*

Tipo de sitio	Cs
Expuesto ⁽¹⁾	1,10
Normal ⁽²⁾	1,00

Nota. *⁽¹⁾ Lugares donde el viento puede aumentar su velocidad debido a la geografía, como: quebradas, valles estrechos, colinas o cimas de montañas. ⁽²⁾ Lugares donde no hay amplificación significativa del viento, como: zonas urbanas o semiurbanas. Fuente: *Guía para sobrecarga de nieve y viento en Bolivia*
Nuestro proyecto se encuentra en un sitio considerado normal.

$$C_s = 1,00$$

d. Coeficiente de altura (Ch):

La velocidad del viento aumenta con la altura debido a la disminución del efecto de fricción entre el aire y la superficie del terreno. Por lo tanto, para cubiertas situadas a mayor altura, es necesario ajustar el valor de la presión, la Tabla 3.10 también considera el efecto de ráfaga que genera el viento a medida que aumenta la altura.

Tabla 3.10 *Coeficiente de altura*

Altura de la cubierta sobre el terreno (m)	Ch
0 - 10	1,25
11 - 20	1,35
21 - 30	1,50
31 - 40	1,65
41 - 50	1,80
51 - 60	1,95

Nota. Fuente: *Guía para sobrecarga de nieve y viento en Bolivia*

e. Coeficiente topográfico (C_t):

Para cubiertas ubicadas en terrenos abiertos, donde los obstáculos no superan los 10 metros de altura, el coeficiente de terreno es igual a:

$$C_t = 1,00$$

En cambio, para cubiertas en terrenos cubiertos, como áreas urbanas con obstáculos superiores a 10 metros, el coeficiente se reduce a:

$$C_t = 0,80$$

En nuestro caso nuestro proyecto se encuentra en un terreno abierto, por lo tanto, el valor será igual a 1.00.

f. Carga de viento sin considerar aún la forma de la cubierta:

$$q_v = q_{10} \cdot C_r \cdot C_s \cdot C_h \cdot C_t \quad (3.2)$$
$$q_v = 0,70 \frac{kN}{m^2}$$

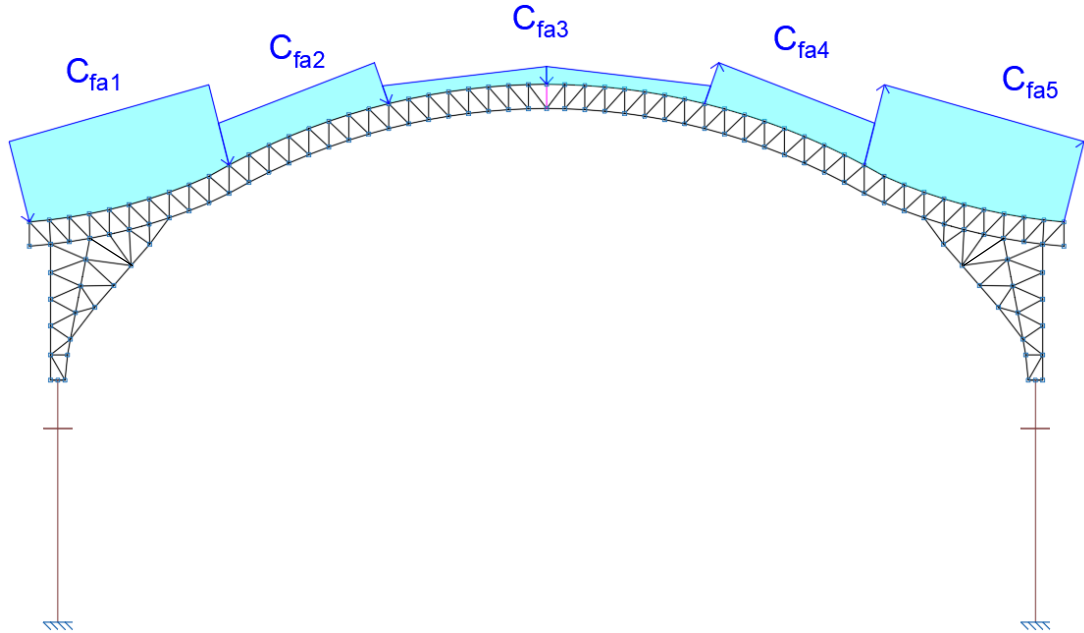
A este valor se le debe aplicar un factor de forma para tener el valor de la carga de viento distribuida sobre la superficie de la cubierta.

g. Coeficiente de forma (C_f):

Cuando este valor es positivo indica que el efecto del viento es de presión perpendicular a la superficie, y cuando tiene valor negativo indica que genera succión sobre el techo, es decir trata de levantarlo. Utilizaremos un coeficiente de forma de cubiertas abiertas (C_{fa}), es decir el que se aplicara en tinglados abiertos.

La forma en la que actúa el viento sobre la cubierta se ilustra en la Figura 3.9, y los valores de C_{fa} se muestran en la Tabla 3.11.

Figura 3.9 Coeficiente de forma según el tipo de cubierta



Nota. El grafico ilustra cómo actúa el viento según la inclinación de la cubierta

Tabla 3.11 Valores del coeficiente de forma para el tinglado

Cfa1	Cfa2	Cfa3	Cfa4	Cfa5
0,75	0,70	±0,10	-0,50	-0,50

Nota. *El valor de Cfa3 con signo $\pm$ significa que, donde termina el tramo Cfa2 hasta la cumbre existe presión, mientras que desde la cumbre hasta donde inicia el tramo

Cfa4 existe succión. Fuente: *Guía para sobrecarga de nieve y viento en Bolivia*

3.5.1.2.2. Cargas que actúan en el tinglado

Entonces las cargas que actuarán sobre nuestra cubierta serán:

- Carga muerta de la calamina más sus accesorios.

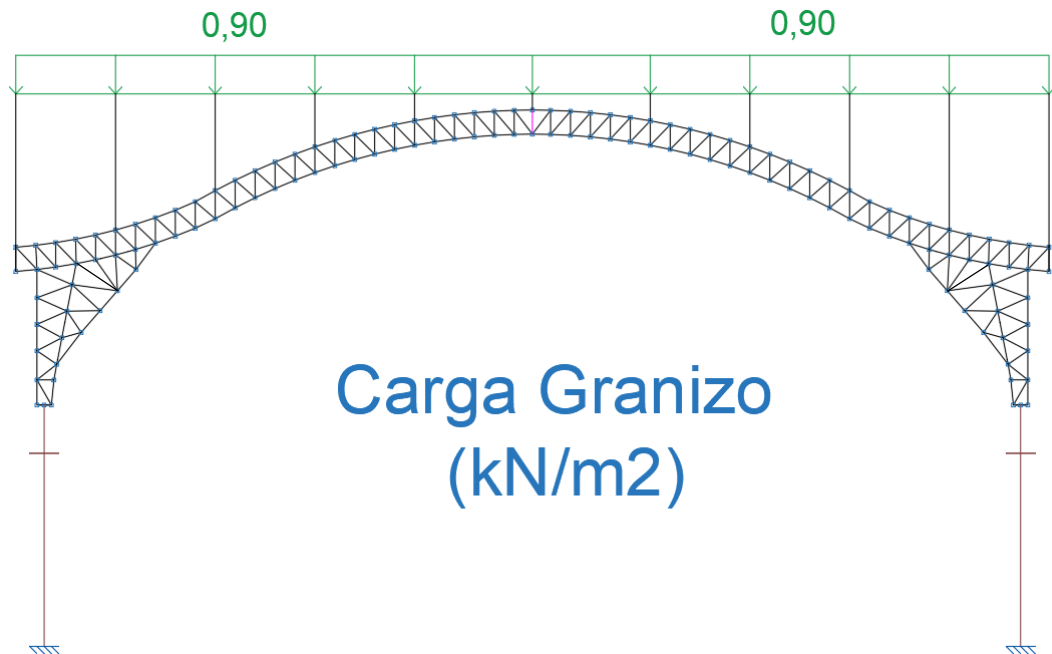
Figura 3.10 Carga muerta que actúa en el tinglado



Nota. El grafico ilustra cómo actúa la carga muerta en la cubierta

b. Carga de granizo.

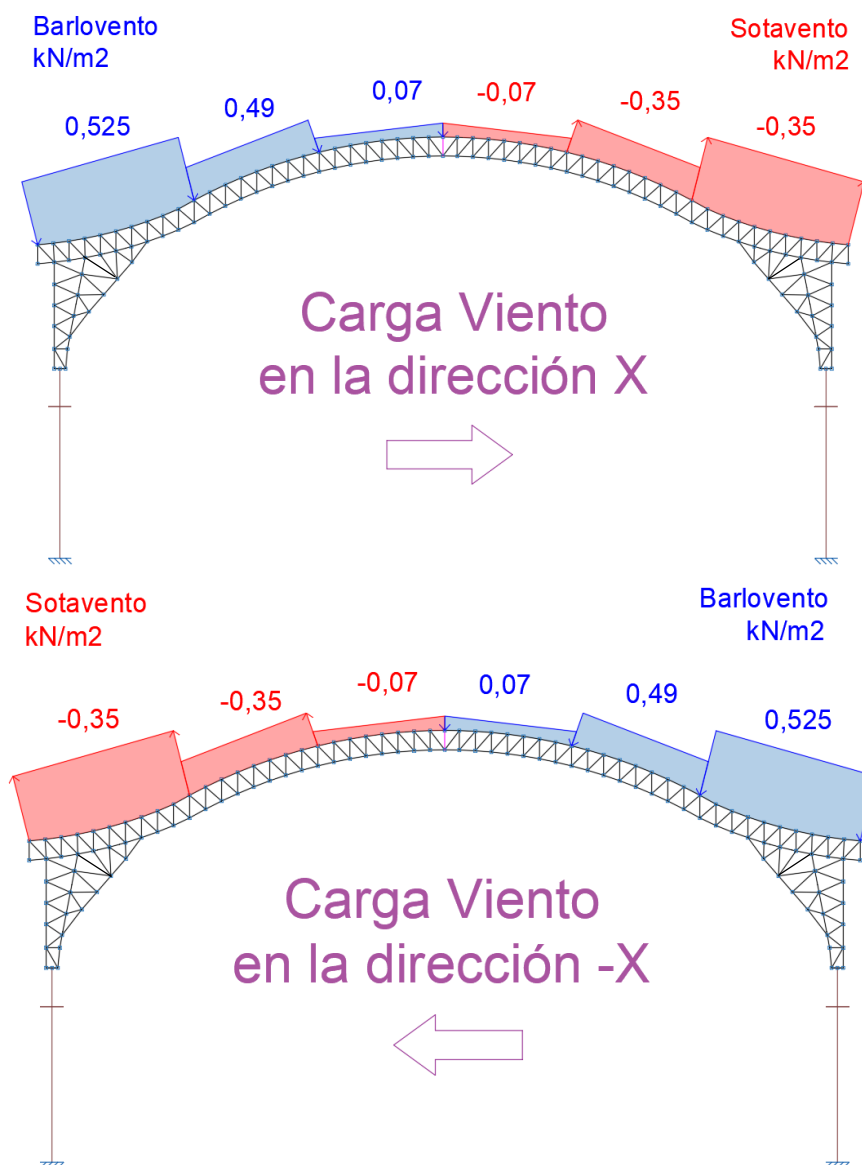
Figura 3.11 Carga de granizo que actúa en el tinglado



Nota. El grafico ilustra cómo actúa la carga de granizo en la cubierta

c. Carga del viento en ambas direcciones.

Figura 3.12 Carga de viento que actúa en el tinglado



Nota. El grafico ilustra cómo actúa la carga de viento en la cubierta en dos direcciones

3.5.1.2.3. Geometría de la estructura

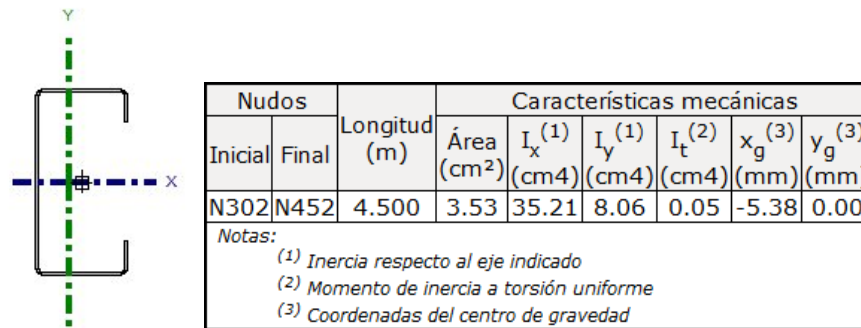
Las correas están conformadas por barras de perfil costanera tipo C de 80x40x15x2, y doble cajón de 80x40x15x2 en las zonas con mayor solicitación, lo mismo para las barras del cordón superior, inferior y sus diagonales, serán barras de perfil costanera tipo C de 100x50x15x2 y doble cajón de 100x50x15x2 y 100x50x15x3 en las zonas de mayor solicitación.

3.5.1.2.4. Diseño de la correa

3.5.1.2.4.1. Características del perfil

La correa de estudio corresponde a un perfil tipo C, conformado en frío, de dimensiones 80x40x15x2 mm. Las propiedades geométricas y mecánicas utilizadas para su análisis fueron obtenidas de la ficha técnica proporcionada por Aceros Arequipa. **Ver ANEXO A.3.2.**

Figura 3.13 Propiedades geométricas de la correa de estudio Perfil CA 80 x 40 x 15 x 2



Nota. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

Momento de inercia de la sección efectiva respecto al eje X: $I_{ex} = 35,21 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección efectiva respecto al eje Y: $I_{ey} = 8,06 \text{ cm}^4$

Distancia del centroide en la dirección X: $x = 1,06 \text{ cm}$

Distancia del centroide en la dirección Y: $y = 4 \text{ cm}$

Tensión de fluencia del material: $F_y = 250 \text{ MPa}$

3.5.1.2.4.2. Flexión asimétrica

Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea el principal se tendrá una flexión asimétrica.

a. Diseño a flexión en X

Resistencia nominal a la flexión en la dirección X, M_{nx} :

$$M_{nx} = S_{ex} \cdot F_y \quad (3.3)$$

Modulo elástico de la sección efectiva en la dirección X:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} \cdot y - I_{exy} \cdot x} \quad (3.4)$$

$$S_{ex} = \frac{35,21 \text{ cm}^4 \cdot 8,06 \text{ cm}^4 - 0^2}{8,06 \text{ cm}^4 \cdot 4 \text{ cm} - 0 \cdot 1,06 \text{ cm}} = 8,80 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = 2,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a la flexión en X, M_{fx} :

$$M_{fx} = \phi \cdot M_{nx} \quad (3.5)$$

Donde:

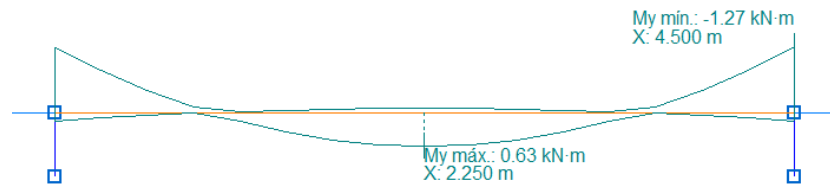
ϕ = Factor de reducción, 0,95 para flexión.

$$M_{fx} = 2,09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia última a la flexión en X:

$$M_{ux} = 1,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.14 Esfuerzo a flexión en x en la correa de estudio



Nota. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

Verificación:

$$M_{ux} \leq \phi \cdot M_{nx}$$

$$1,27 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 2,09 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{cumple!}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} \leq 1$$

$$0,61 \leq 1 \quad \text{cumple!}$$

b. Diseño a flexión en Y

Resistencia nominal a la flexión en Y, M_{ny} :

$$M_{ny} = S_{ey} \cdot F_y \quad (3.6)$$

Modulo elástico de la sección efectiva en la dirección Y:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} \cdot x - I_{exy} \cdot y} \quad (3.7)$$

$$S_{ey} = \frac{35,21 \text{ cm}^4 \cdot 8,06 \text{ cm}^4 - 0^2}{35,21 \text{ cm}^4 \cdot 1,06 \text{ cm} - 0 \cdot 4 \text{ cm}} = 3,18 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} = \frac{3,18 \text{ cm}^3}{10^3} \cdot 250 \text{ MPa}$$

$$M_{ny} = 0,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a la flexión en Y, M_{fy} :

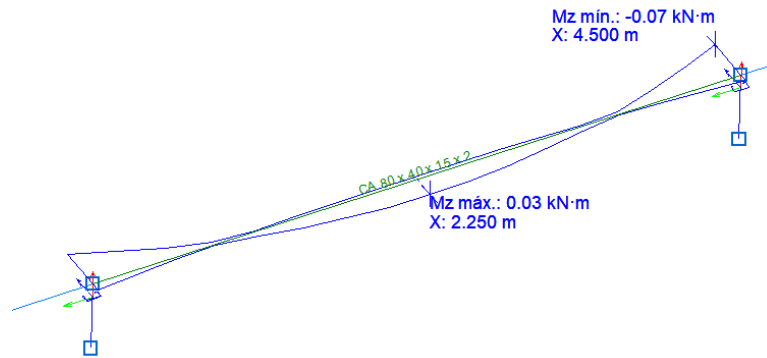
$$M_{fy} = \phi \cdot M_{ny} \quad (3.8)$$

$$M_{fy} = 0,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia última a la flexión en y:

$$M_{uy} = 0,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.15 Esfuerzo a flexión en y en la correa de estudio



Nota. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

Verificación:

$$M_{uy} \leq \phi \cdot M_{ny}$$

$$0,03 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 0,76 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{cumple!}$$

3.5.1.2.4.3. Diseño a flexión asimétrica

Las resistencias requeridas, M_{ux} y M_{uy} , deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \leq 1 \quad (3.9)$$

$$0,61 + 0,04 \leq 1$$

$$0,65 \leq 1 \quad \text{cumple!}$$

3.5.1.2.4.4. Diseño a cortante en X

Altura del tramo recto del alma: $h = 3,2 \text{ cm}$

Espesor del elemento: $t = 0,2 \text{ cm}$

Coefficiente de pandeo por corte para almas no reforzadas: $k_v = 5,34$

a. Caso A: $\frac{h}{t} \leq 0,96 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$

$$\frac{3,2 \text{ cm}}{0,2 \text{ cm}} \leq 0,96 \cdot \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa} \cdot 5,34}{250 \text{ MPa}}}$$

$$16 \leq 62,75 \quad \text{cumple!}$$

$$\text{b. Caso B: } 0,96 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1,415 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$$

$$62,75 < 16 \leq 92,49 \quad \text{no cumple!}$$

$$\text{c. Caso C: } \frac{h}{t} > 1,415 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$$

$$16 > 92,49 \quad \text{no cumple!}$$

Solo cumplimos en el caso A, así que, calculamos con la ecuación (2.4).

$$V_{nx} = 0,60 \cdot F_y \cdot h \cdot t$$

$$V_{nx} = 9,6 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño al corte:

$$V_{cx} = \phi \cdot V_{nx} = 1 \cdot 9,6 \text{ kN}$$

$$V_{cx} = 9,6 \text{ kN}$$

Resistencia última a corte en la dirección x:

$$V_{ux} = 0,087 \text{ kN}$$

Verificación:

$$V_{ux} \leq \phi \cdot V_{nx}$$

$$0,087 \text{ kN} \leq 9,6 \text{ kN} \quad \text{cumple!}$$

3.5.1.2.4.5. Diseño a cortante en Y

Altura del tramo recto del alma: $h = 7,2 \text{ cm}$

Espesor del elemento: $t = 0,2 \text{ cm}$

Coeficiente de pandeo por corte para almas no reforzadas: $k_v = 5,34$

$$\text{Caso A: } \frac{h}{t} \leq 0,96 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$$

$$\frac{7,2 \text{ cm}}{0,2 \text{ cm}} \leq 0,96 \cdot \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa} \cdot 5,34}{250 \text{ MPa}}}$$

$$36 \leq 62,75 \quad \text{cumple!}$$

Solo cumplimos en el caso A, así que, calculamos con la ecuación (2.4).

$$V_{ny} = 0,60 \cdot F_y \cdot h \cdot t$$

$$V_{ny} = 21,6 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño al corte:

$$V_{cy} = \phi \cdot V_{ny} = 1 \cdot 21,6 \text{ kN}$$

$$V_{cy} = 21,6 \text{ kN}$$

Resistencia última a corte en la dirección y:

$$V_{uy} = 1,69 \text{ kN}$$

Verificación:

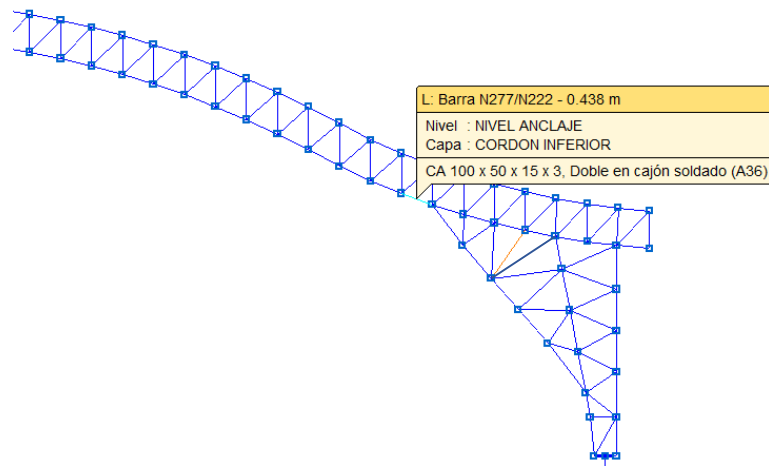
$$V_{uy} \leq \phi \cdot V_{ny}$$

$$1,69 \text{ kN} \leq 21,6 \text{ kN} \quad \textbf{cumple!}$$

3.5.1.2.5. Diseño de la barra de estudio

El diseño de la barra de estudio será determinado a partir de los esfuerzos obtenidos por el software Cype3D. La barra de estudio será la Barra N277/N222.

Figura 3.16 Barra de estudio

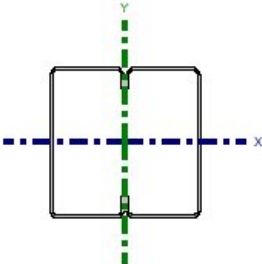


Nota. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

3.5.1.2.5.1. Características del perfil

La barra de estudio es de perfil costanera tipo C de 100x50x15x3 de doble cajón soldado.

Figura 3.17 Propiedades geométricas de la barra de estudio Perfil CA 100 x 50 x 15 x 3
doble cajón soldado



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
N428	N429	0.438	12.61	195.25	176.81	278.63

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme

Nota. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

Momento de inercia de la sección respecto al eje X: $I_x = 195,25 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección respecto al eje Y: $I_y = 176,81 \text{ cm}^4$

Distancia del centroide en la dirección X: $x = 4,4 \text{ cm}$

Distancia del centroide en la dirección Y: $y = 5 \text{ cm}$

Longitud de la barra: $L = 0,438 \text{ m}$

Tensión de fluencia del perfil: $F_y = 250 \text{ MPa}$

Área neta de la sección transversal del perfil: $A_n = 12,61 \text{ cm}^2$

3.5.1.2.5.2. Diseño a tracción

Según la AISI s100-16, para miembros cargados con tracción axial, la resistencia nominal a la tracción T_n , se debe determinar usando la ecuación (2.2):

$$T_n = A_n \cdot F_y$$

$$T_n = \frac{12,61 \text{ cm}^2}{10} \cdot 250 \text{ MPa}$$

$$T_n = 315,25 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño a tracción:

$$T_t = \phi \cdot T_n \quad (3.10)$$

Donde:

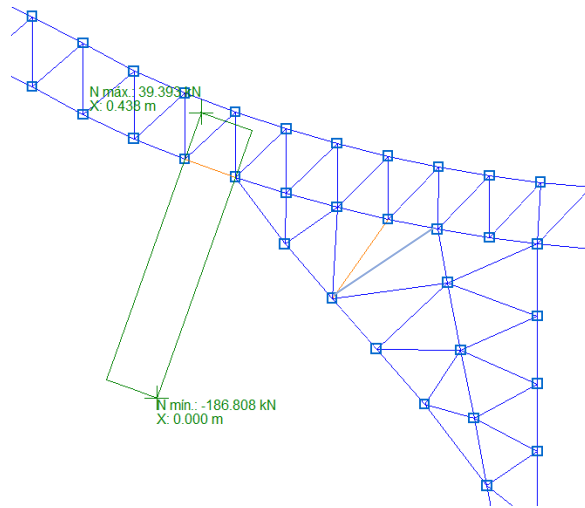
ϕ = Factor de reducción, 0,9 para elementos sometidos a tracción.

$$T_t = 283,73 \text{ kN}$$

Resistencia última a tracción:

$$T_u = 39,393 \text{ kN}$$

Figura 3.18 Esfuerzo a tracción en la barra de estudio



Nota. Adaptado del software *CypeCAD 3D 2019*

Verificación:

$$T_u \leq \phi \cdot T_n$$

$$39,39 \text{ kN} \leq 283,73 \text{ kN} \quad \textbf{cumple!}$$

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

$$0,139 \leq 1 \quad \textbf{cumple!}$$

3.5.1.2.5.3. Diseño a compresión

Datos.

Área efectiva de la sección transversal del perfil: $A_e = 11,40 \text{ cm}^2$

Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 200.000 \text{ MPa}$

Radio de giro de la sección transversal en la dirección x:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_n}} \quad (3.11)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{195,25 \text{ cm}^4}{12,61 \text{ cm}^2}} = 3,94 \text{ cm}$$

Radio de giro de la sección transversal en la dirección y:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_n}} \quad (3.12)$$

$$r_y = 3,75 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez:

Factor de longitud efectiva en x: $K_x = 0,65$

$$\frac{K_x \cdot L}{r_x} = \frac{0,65 \cdot 43,8 \text{ cm}}{3,94 \text{ cm}} = 7,23 < 200 \text{ *cumple*}$$

Factor de longitud efectiva en y: $K_y = 1,3$

$$\frac{K_y \cdot L}{r_y} = \frac{1,3 \cdot 43,8 \text{ cm}}{3,75 \text{ cm}} = 15,20 < 200 \text{ *cumple*}$$

Tensión de pandeo flexional elástico:

La tensión de pandeo flexional elástico, F_e , se determina con la ecuación (2.11):

Tensión de pandeo elástico en la dirección x:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L}{r_x}\right)^2}$$
$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \text{ MPa}}{(7,23)^2}$$
$$F_e = 38.273,38 \text{ MPa}$$

Tensión de pandeo elástico en la dirección y:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L}{r_y}\right)^2}$$
$$F_e = 8.664,68 \text{ MPa}$$

Se debe seleccionar la menor tensión de pandeo, entonces:

$$F_e = 8.664,68 \text{ MPa}$$

Cálculo del λ_c utilizando la ecuación (2.10):

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$
$$\lambda_c = 0,17$$

Caso 1: $\lambda_c \leq 1,5$ usamos la ecuación (2.8):

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y$$
$$F_n = 247 \text{ MPa}$$

Resistencia de compresión nominal calculada con la ecuación (2.7):

$$P_n = A_e \cdot F_n$$

$$P_n = 281,58 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño a compresión:

$$P_c = \phi \cdot P_n \quad (3.13)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción, 0,85 para elementos sometidos a compresión.

$$P_c = 0,85 \cdot 281,58 \text{ kN}$$

$$P_c = 239,34 \text{ kN}$$

Resistencia última a compresión:

$$P_u = 186,81 \text{ kN}$$

Verificación:

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$186,81 \text{ kN} \leq 239,34 \text{ kN} \quad \textbf{cumple!}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 1$$

$$0,78 \leq 1 \quad \textbf{cumple!}$$

3.5.1.2.5.4. Diseño a flexión en X

Momento de inercia de la sección efectiva respecto al eje X: $I_{ex} = 176,77 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección efectiva respecto al eje Y: $I_{ey} = 176,77 \text{ cm}^4$

Tensión de fluencia del perfil: $F_y = 250 \text{ MPa}$

Resistencia nominal a la flexión en la dirección X, se calcula con la ecuación (3.3):

$$M_{nx} = S_{ex} \cdot F_y$$

El módulo elástico de la sección efectiva, se calcula con la ecuación (3.4):

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} \cdot y - I_{exy} \cdot x}$$

$$S_{ex} = \frac{176,77 \text{ cm}^4 \cdot 176,77 \text{ cm}^4 - 0^2}{176,77 \text{ cm}^4 \cdot 5 \text{ cm} - 0 \cdot 4,4 \text{ cm}} = 35,35 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = \frac{35,35 \text{ cm}^3}{10^3} \cdot 250 \text{ MPa}$$

$$M_{nx} = 8,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a la flexión en X, utilizando la ecuación (3.5):

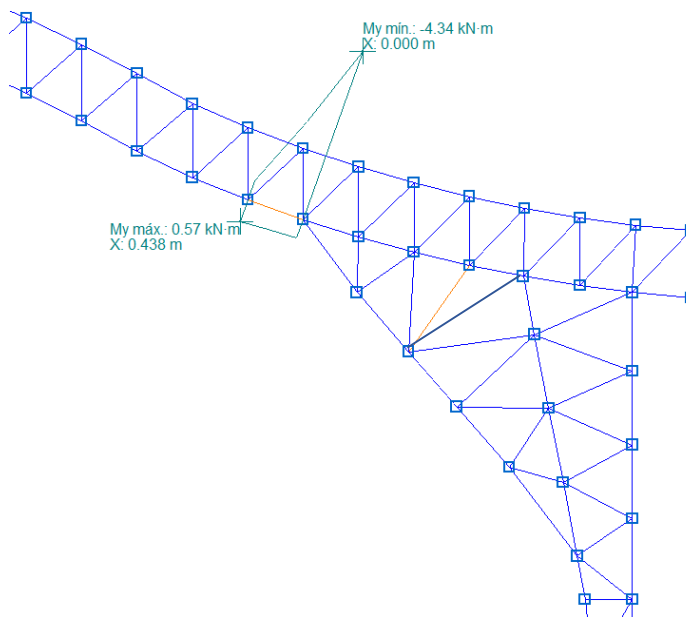
$$M_{fx} = \phi \cdot M_{nx} = 0,95 \cdot 8,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fx} = 8,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia última a la flexión en x:

$$M_{ux} = 4,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.19 Esfuerzo a flexión en X en la barra de estudio



Nota. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

Verificación:

$$M_{ux} \leq \phi \cdot M_{nx}$$

$$4,34 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 8,40 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{cumple!}$$

3.5.1.2.5.5. Diseño a flexión en Y

Resistencia nominal a la flexión en Y, calculada con la ecuación (3.6):

$$M_{ny} = S_{ey} \cdot F_y$$

Modulo elástico de la sección efectiva en Y, calculado con la ecuación (3.7)

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} \cdot x - I_{exy} \cdot y}$$

$$S_{ey} = \frac{176,77 \text{ cm}^4 \cdot 176,77 \text{ cm}^4 - 0^2}{176,77 \text{ cm}^4 \cdot 5 \text{ cm} - 0 \cdot 4,4 \text{ cm}} = 35,35 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} = 8,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a la flexión en Y, utilizando la ecuación (3.8):

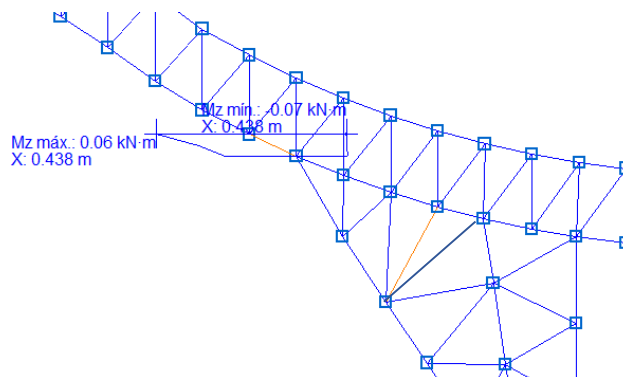
$$M_{fy} = \phi \cdot M_{ny}$$

$$M_{fy} = 8,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia última a la flexión en y:

$$M_{uy} = 0,07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.20 Esfuerzo a flexión en Y en la barra de estudio



Nota. Adaptado del software *CypeCAD 3D 2019*

Verificación:

$$M_{uy} \leq \phi \cdot M_{ny}$$

$$0,07 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 8,40 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \textbf{cumple!}$$

3.5.1.2.5.6. Diseño a flexión combinada con tracción

Las resistencias requeridas, T_u , M_{ux} y M_{uy} , deben satisfacer la ecuación (2.12):

$$\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} + \frac{T_u}{\phi \cdot T_n} \leq 1$$

$$0,517 + 0,008 + 0,139 \leq 1$$

$$0,66 \leq 1 \quad \textbf{cumple!}$$

3.5.1.2.5.7. Diseño a flexión combinada con compresión

Las resistencias requeridas, P_u , M_{ux} y M_{uy} , deben satisfacer la ecuación (2.13):

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

Coeficiente de momento en los extremos para miembros cuyos extremos no están restringidos:

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

Se determina α_x , con la ecuación (a) del capítulo 2.5.2.8. :

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

$$\alpha_x = 1 - \frac{186,81 \text{ kN}}{\frac{\pi^2 \cdot 200.000 \text{ MPa} \cdot \frac{176,77 \text{ cm}^4}{10^4}}{(0,65 \cdot \frac{43,8 \text{ cm}}{10})^2}}$$

$$\alpha_x = 0,96$$

Se determina α_y , con la ecuación (b) del capítulo 2.5.2.8. :

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}}$$

$$\alpha_y = 0,83$$

Entonces:

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

$$0,78 + 0,517 \cdot \frac{1}{0,96} + 0,008 \cdot \frac{1}{0,83} \leq 1$$

$$1,33 > 1 \quad \text{no cumple!}$$

La barra está fallando a flexo-compresión.

3.5.1.2.5.8. Diseño a cortante en X

Altura del tramo recto del alma: $h = 8,8 \text{ cm}$

Espesor del elemento: $t = 0,3 \text{ cm}$

Coeficiente de pandeo por corte para almas no reforzadas: $k_v = 5,34$

a. Caso A: $\frac{h}{t} \leq 0,96 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$

$$29,33 \leq 62,75 \quad \text{cumple!}$$

Resistencia nominal al corte, utilizando la ecuación (2.4):

$$V_{nx} = 0,60 \cdot F_y \cdot h \cdot t$$

$$V_{nx} = 39,6 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño al corte:

$$V_{cx} = \phi \cdot V_{nx} = 1 \cdot 39,6 \text{ kN}$$

$$V_{cx} = 39,6 \text{ kN}$$

Resistencia última a corte en la dirección x:

$$V_{ux} = 0,082 \text{ kN}$$

Verificación:

$$V_{ux} \leq \phi \cdot V_{nx}$$
$$0,082 \text{ kN} \leq 39,6 \text{ kN} \quad \textbf{cumple!}$$

3.5.1.2.5.9. Diseño a cortante en Y

Altura del tramo recto del alma: $h = 8,8 \text{ cm}$

Espesor del elemento: $t = 0,3 \text{ cm}$

Coeficiente de pandeo por corte para almas no reforzadas: $k_v = 5,34$

a. Caso A: $\frac{h}{t} \leq 0,96 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$

$$29,33 \leq 62,75 \quad \textbf{cumple!}$$

Resistencia nominal al corte, utilizando la ecuación (2.4):

$$V_{ny} = 0,60 \cdot F_y \cdot h \cdot t$$

$$V_{ny} = 39,6 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño al corte:

$$V_{cy} = \phi \cdot V_{ny} = 1 \cdot 39,6 \text{ kN}$$

$$V_{cy} = 39,6 \text{ kN}$$

Resistencia última a corte en la dirección y:

$$V_{uy} = 9,442 \text{ kN}$$

Verificación:

$$V_{uy} \leq \phi \cdot V_{ny}$$
$$9,442 \text{ kN} \leq 39,6 \text{ kN} \quad \textbf{cumple!}$$

3.5.1.3. Diseño del refuerzo

Nuestra barra está fallando a flexo compresión, podríamos ampliar el espesor de nuestro perfil, pero ya no sería un perfil comercial, así que una solución sería soldar al cajón una plancha de refuerzo. Ver **ANEXO A.3.3.**

3.5.1.4. Diseño de la placa de anclaje

Datos:

Tensión de fluencia para un acero de 36 ksi: $F_y = 250 \text{ MPa}$

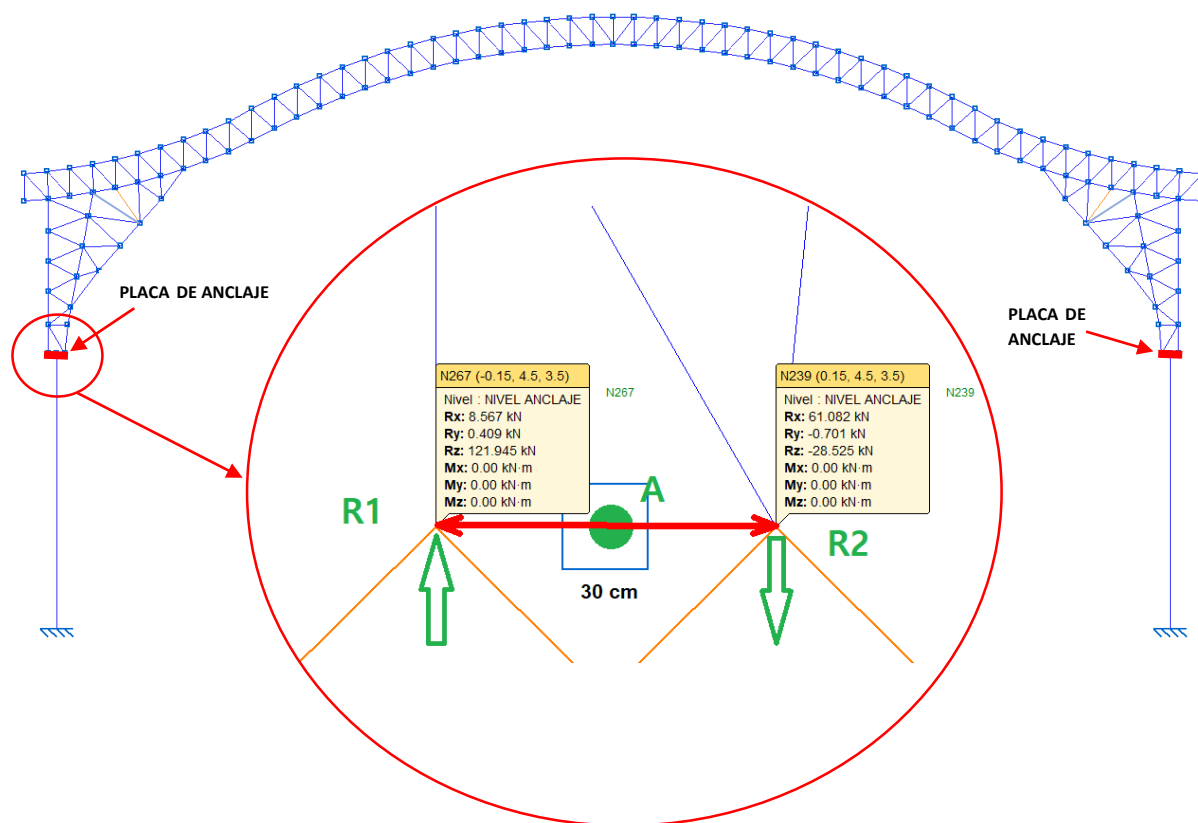
Resistencia a compresión del hormigón: $f'_c = 21 \text{ MPa}$

Dimensiones de la columna:

$$B = 30 \text{ cm} \quad L = 60 \text{ cm}$$

3.5.1.4.1. Cálculo de los esfuerzos últimos que actúan en la placa de anclaje

Figura 3.21 Esfuerzos que actuarán en la placa



Nota. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

a. Carga axial última a compresión:

$$P_u + R_1 + R_2 = 0$$

$$P_u = -121,945 \text{ kN} + 28,525 \text{ kN}$$

$$P_u = -93,42 \text{ kN}$$

b. Momento último en el punto A:

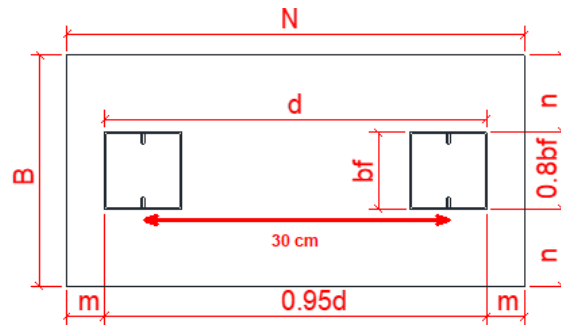
$$M_A = R_1 \cdot 0,15 \text{ m} + R_2 \cdot 0,15 \text{ m}$$

$$M_A = 121,945 \text{ kN} \cdot 0,15 \text{ m} + 28,525 \text{ kN} \cdot 0,15 \text{ m}$$

$$M_A = 22,57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.5.1.4.2. Diseño placa base columna

Figura 3.22 Vista en planta del detalle de la placa



Nota. Adaptado en el software AutoCAD 2024

a. Cálculo de las dimensiones de la placa:

Base de la placa: $B = 30 \text{ cm}$

Longitud de la placa: $N = 60 \text{ cm}$

Dimensión del perfil que se apoya en la placa:

Doble cajón perfil tipo C de 100x50x15 mm

$bf = 10 \text{ cm} \quad d = 40 \text{ cm}$

b. Cálculo de m:

$$m = \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} \quad (3.14)$$

$$m = 11 \text{ cm}$$

c. Cálculo de n:

$$n = \frac{B - 0.8 \cdot bf}{2} \quad (3.15)$$

$$n = 11 \text{ cm}$$

3.5.1.4.3. Diseño del espesor de la placa

El espesor de nuestra placa debe soportar ambas solicitaciones, tanto a la carga axial que le llega a compresión, como el momento que se produce en la placa.

a. Analizando con la carga última a compresión:

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi \cdot F_y \cdot B \cdot N}} \cdot (m, n) \quad (3.16)$$

Donde:

t = Espesor requerido de la placa de anclaje.

Pu = Carga axial última a compresión aplicada sobre la placa (kN).

F_y = Tensión de fluencia del acero.

$\phi = 0,90$ (Factor de reducción de resistencia).

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot 93,42 \text{ kN} \cdot 1.000}{0,90 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}} \cdot (110 \text{ mm})$$

$$t = 0,747 \text{ cm}$$

b. Analizando con el momento que se produce en la placa:

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_A}{\phi \cdot F_y \cdot B}} \quad (3.17)$$

Donde:

t = Espesor requerido de la placa de anclaje.

M_A = Momento último en la placa en el punto A (kN·m).

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot 22,57 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 1.000 \cdot 1.000}{0,90 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm}}}$$

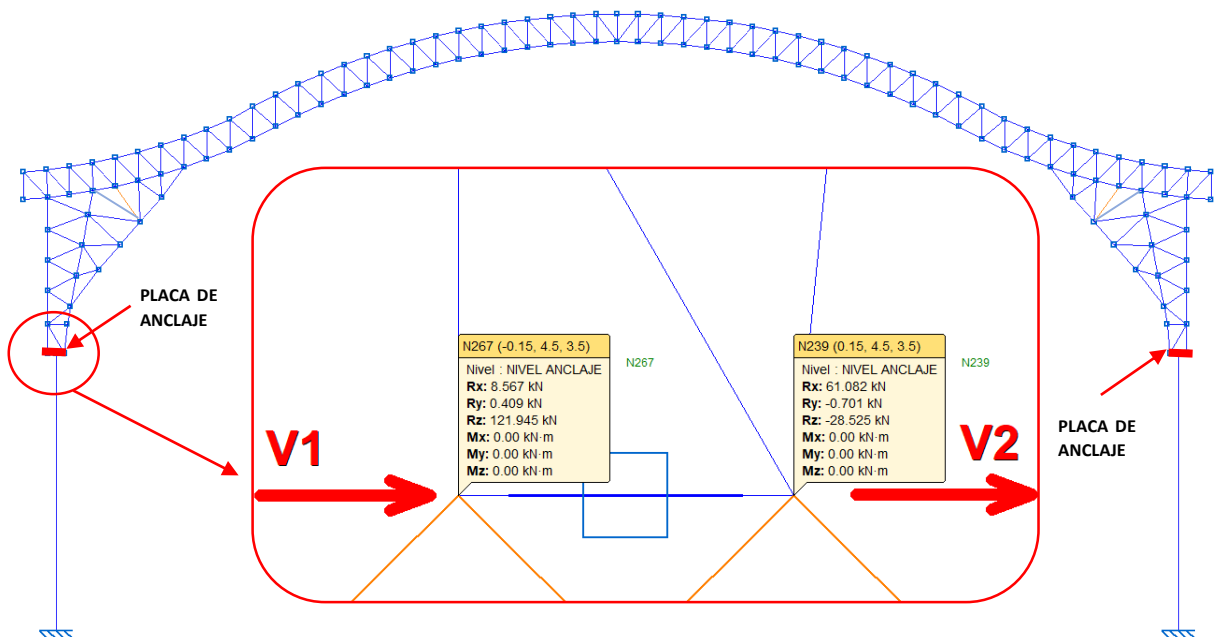
$$t = 0,366 \text{ cm}$$

Escogemos el espesor mayor, en este caso sería:

$$t = 0,747 \text{ cm} \approx 0,8 \text{ cm}$$

3.5.1.4.4. Diseño del perno de anclaje

Figura 3.23 Cortante que actuará en la placa



Nota. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

Para el diseño de los pernos necesitamos encontrar las solicitaciones que trabajarán como corte en nuestros perfiles y placa de anclaje.

a. Esfuerzo cortante:

$$\begin{aligned} -V_u + V_1 + V_2 &= 0 \\ V_u &= 8,567 \text{ kN} + 61,082 \text{ kN} \\ V_u &= 69,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Área necesaria de acero:

Tensión de fluencia para el perno A307: $F_{nv} = 165 \text{ MPa}$

$$A_b = \frac{V_u}{\phi \cdot F_{nv}} \quad (3.18)$$

Donde:

A_b = Área requerida del perno para resistir el esfuerzo cortante.

V_u = Esfuerzo cortante último que actúa sobre los pernos.

$\phi = 0,75$ (Factor de reducción de resistencia).

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{69,65 \text{ kN}}{0,75 \cdot \frac{165 \text{ MPa}}{10}} \\ A_b &= 5,63 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

c. Área mínima de acero:

Para columnas.

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} &= 0,6\% \cdot B \cdot N \\ A_{s_{min}} &= 0,006 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} \\ A_{s_{min}} &= 10,8 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (3.19)$$

d. Distribución del acero:

$$N_{barras} = 6$$

$$d_{barras} = 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{real}} &= 6 \cdot \frac{(1,6 \text{ cm})^2}{4} \cdot \pi \\ A_{s_{real}} &= 12,06 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se debe colocar 6 pernos de 16 mm.

3.5.1.4.5. Diseño de la longitud de anclaje

Calculamos utilizando la ecuación (2.41):

$$\iota_d = \frac{9 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{10 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b$$

Obtenemos los valores de los factores de modificación de la Tabla 2.19:

a. Hormigón de peso liviano:

$$\lambda = 1$$

b. Para armadura sin recubrimiento epoxi:

$$\psi_e = 1$$

c. Para barras con diámetros menores a 20mm:

$$\psi_s = 0,8$$

d. Más de 300mm de hormigón fresco colocado bajo la armadura horizontal:

$$\psi_t = 1,3$$

e. Término de confinamiento:

$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \frac{7,4cm + 0}{1,6cm} = 4,625 \rightarrow 2,5$$

Asumimos el valor de 2,5 como nos indica la norma.

$$\iota_d = \frac{9 \cdot 500MPa \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot 0,8}{10 \cdot 1 \cdot \sqrt{21MPa} \cdot (2,5)} \cdot 16 \text{ mm}$$

$$\iota_d = 65,36 \text{ cm}$$

$$L_{dT} = \iota_d + d$$

$$L_{dT} = 65,36 \text{ cm} + 50 \text{ cm}$$

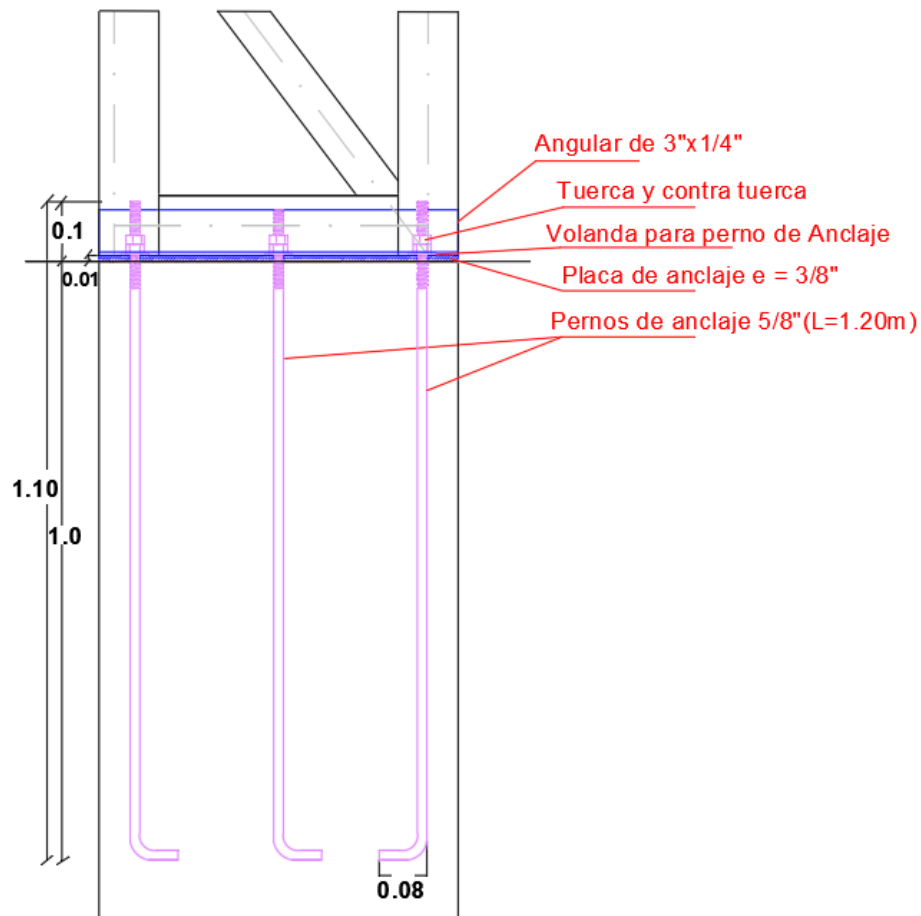
$$L_{dT} = 115,36 \text{ cm}$$

Asumimos:

$$L_{dT} = 120 \text{ cm}$$

3.5.1.4.6. Detalle de la placa de anclaje

Figura 3.24 Detalle del anclaje



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

3.5.2.1. Análisis de las cargas

Las cargas que se asignaron fueron las siguientes:

- Peso propio
- Carga muerta
- Carga viva

3.5.2.1.1. Peso propio

El programa CypeCAD calcula por defecto el peso propio de la estructura en función de la geometría que se modela, y en el peso específico del material.

3.5.2.1.2. Carga muerta

3.5.2.1.2.1. Carga muerta para entrepisos

La carga muerta total que se introdujo al programa es la siguiente:

$$CM_{entre\ piso} = CM_{carpeta\ nivelación} + CM_{cielo\ raso} + CM_{piso\ cerámico}$$

$$CM_{entre\ piso} = 2,10 \frac{kN}{m^2}$$

3.5.2.1.2.2. Carga muerta de muros

- a. Peso del muro más revoques.

Se utilizará ladrillo de 6 huecos de la marca INCERPAZ por ser reconocida en nuestro medio, con junta horizontal de 1 cm de espesor y junta vertical de 2 cm de espesor.

Peso total del muro más revoque:

$$PM = 2,04 \frac{kN}{m^2}$$

Altura de los muros:

$$AM = 3,51\ m$$

- b. Carga muerta del muro:

$$CM = AM \cdot PM = 3,51m \cdot 2,04 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,90$$

$$CM = 6,43 \frac{kN}{m} = 6,50 \frac{kN}{m} \quad \text{asumido}$$

3.5.2.1.2.3. Carga muerta para la escalera

La carga muerta total en la escalera será:

$$CM_{escalera} = CM_{cielo\ raso} + CM_{piso\ cerámico} + CM_{mortero\ cerámico}$$

$$CM_{escalera} = 0,94 \frac{kN}{m^2}$$

3.5.2.1.3. Carga viva

3.5.2.1.3.1. Carga viva para entrepisos

- a. **En Aulas:** Se toma una sobrecarga uniforme de **3.0 kN/m²** (según Tabla 3.12).
- b. **En Corredores:** Se considera una sobrecarga uniforme de **4.0 kN/m²** (según Tabla 3.12).

Tabla 3.12 Sobrecargas de servicio, L

Tipo se servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Escuelas		
- Aulas	3,0	4,5
- Corredores en pisos superiores a planta baja	4,0	4,5
- Corredores en planta baja	5,0	4,5

Nota. Fuente: Norma Boliviana NB 1225002-2

3.5.2.1.3.2. Carga viva para escalera

- a. **En Escaleras:** Se adopta una sobrecarga de **3.0 kN/m²** (según Tabla 3.13).

Tabla 3.13 Sobrecargas de servicio, L

Tipo se servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Escaleras y vías de salida (2)		
- Viviendas y hoteles en áreas privadas	3,0	
- Todos los demás ambientes	5,0	

Nota. Fuente: Norma Boliviana NB 1225002-2

3.5.2.2. Diseño estructural de losa casetonada en dos direcciones

3.5.2.2.1. Predimensionamiento de la losa en dos direcciones

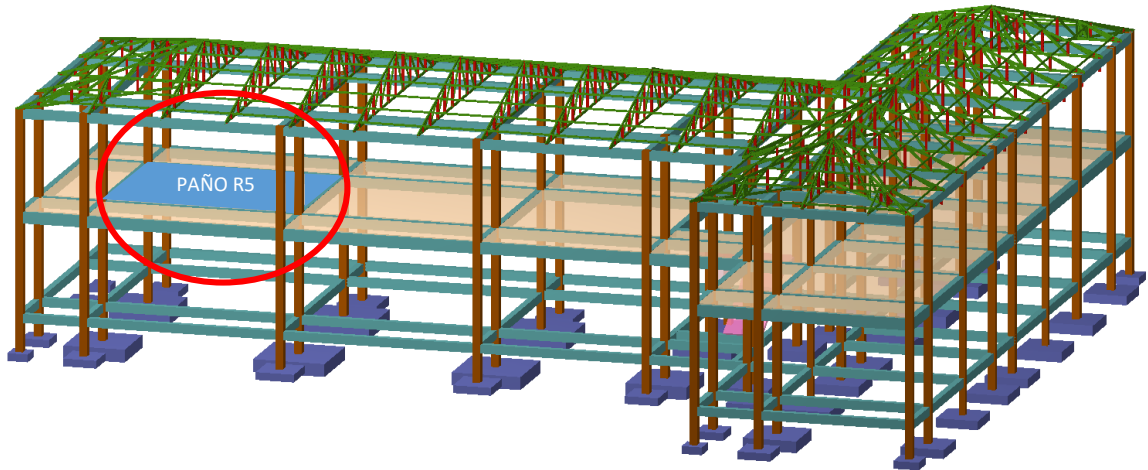
- a. Espesor de la losa.

Según “Los Forjados reticulares. Florentino Regalado Tesoro”:

$$\frac{L}{20} \geq H(canto) \geq \frac{L}{24}$$

Donde L, será la longitud de nuestro paño más desfavorable.

Figura 3.25 Ubicación del paño más desfavorable.



Nota. *La figura ilustra el paño seleccionado para el análisis.

$$\frac{6,93m}{20} \geq H(canto) \geq \frac{6,93m}{24}$$

$$0,35 \geq H(canto) \geq 0,29$$

$$H = 0.30 \text{ m} \quad \textbf{asumido}$$

b. Limitaciones dimensionales:

Ancho de las nervaduras:

$$b_{nervadura} = 10 \text{ cm}$$

Altura total de las nervaduras:

$$h_{nervadura} = 25 \text{ cm}$$

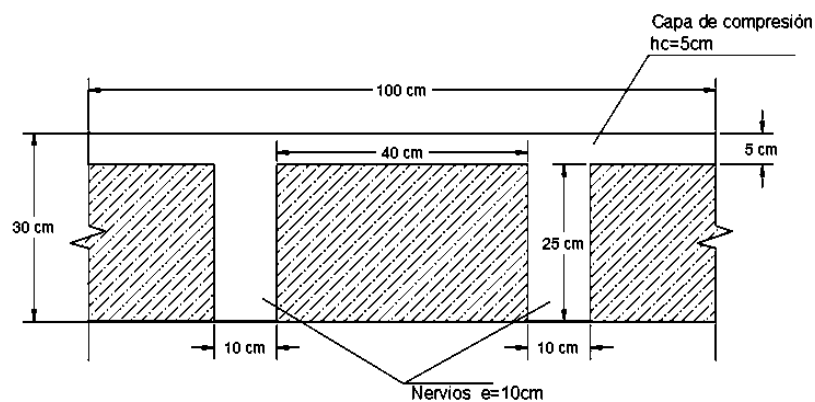
Espaciamiento libre entre las nervaduras:

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

Espesor de la losa de hormigón sobre los aligeramientos:

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

Figura 3.26 Detalle losa casetonada ($H=30\text{cm}$)



Nota. *La figura ilustra las dimensiones de la losa para el ancho de análisis de 1m.

3.5.2.2. Armadura positiva en la losa casetonada

Datos (Para el paño R5):

Resistencia a la compresión: $f_c = 21 \text{ MPa}$

Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Altura: $h = 30 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico:

$$r_{mec} = r_{geo} + d_v + \frac{d_b}{2}$$

$$r_{mec} = 2,5 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2}$$

$$r_{mec} = 3,6 \text{ cm}$$

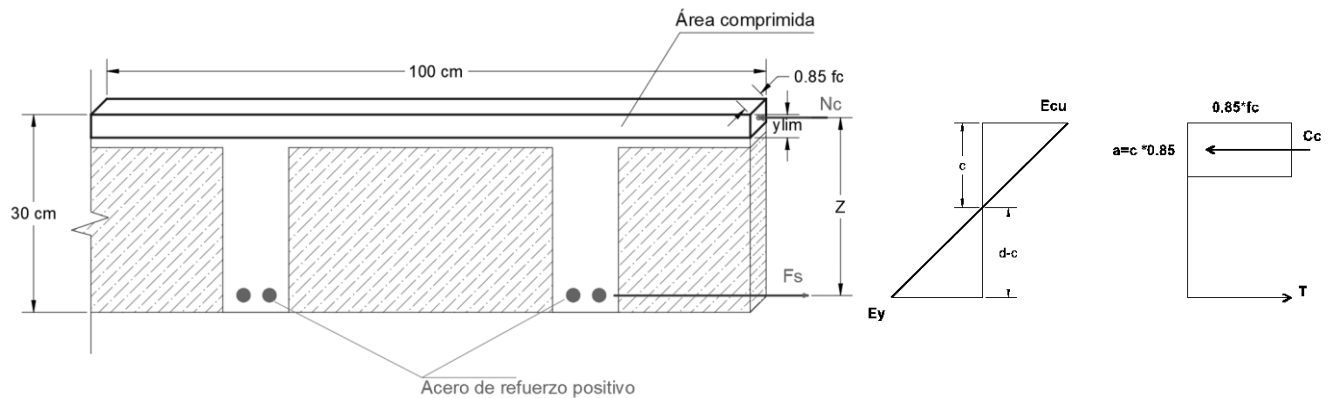
Para el cálculo de la armadura se analizará el elemento para 1 m de ancho.

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

Solicitaciones: $M_x = 31,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_y = 31,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.27 Diagrama rectangular de tensiones en la sección de la losa.



Nota. *La figura ilustra el comportamiento de las fibras de la losa.

$$M = N_c \cdot Z \quad (3.20)$$

Donde:

M = Momento resistente de la sección (kN·m).

Nc = Fuerza resultante en la zona comprimida del concreto (kN).

Z = Brazo de palanca (cm o m).

a. Para el momento en X.

$$M_x = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 0,7602 \text{ cm}$$

$$N_{c1} = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim}$$

$$N_{c1} = 122,129 \text{ kN}$$

De la ecuación general del esfuerzo, podemos calcular el área del acero necesario:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (3.21)$$

Donde:

σ = Esfuerzo en la sección transversal (Mpa).

F = Fuerza aplicada (kN).

A = Área de la sección transversal (cm²).

$$A_s = \frac{N_c}{\phi \cdot f_y} \quad (3.22)$$

Donde:

N_c = Fuerza de compresión en la zona comprimida de la losa.

$\phi \cdot f_y$ = Resistencia del acero considerando el coeficiente de reducción 0,9.

A_s = Área de acero necesaria para resistir esa fuerza.

$$A_x = \frac{N_{c1}}{\phi \cdot f_y}$$

$$A_x = 2,714 \text{ cm}^2$$

b. Para el momento en Y.

$$M_y = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 0,741 \text{ cm}$$

$$N_{c2} = 119,022 \text{ kN}$$

$$A_y = 2,645 \text{ cm}^2$$

Utilizamos la Tabla 2.16 para el cálculo de la armadura mínima.

Calculamos el área bruta del elemento para poder trabajar con los valores de la tabla.

$$A_g = 20 \text{ cm} \cdot (h - 5 \text{ cm}) + 5 \text{ cm} \cdot b$$

$$A_g = 1000 \text{ cm}^2$$

El valor de la armadura mínima será el mayor de:

$$A_{s_{min}} = \begin{cases} \frac{0,0018 \cdot 4.200}{f_y} \cdot A_g = 1,512 \text{ cm}^2 \\ 0,0014 \cdot A_g = 1,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s_{min}} = 1,512 \text{ cm}^2$$

c. Acero adoptado:

Para el momento en X.

$$A_x = 2,714 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barras} = 9,5 \text{ mm}$$

$$A_{s_x} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_x} = 2,835 \text{ cm}^2$$

Numero de barras a usar por nervio: 2Ø10

Para el momento en Y.

$$A_y = 2,645 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barras} = 9,5 \text{ mm}$$

$$A_{s_y} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_y} = 2,835 \text{ cm}^2$$

Numero de barras a usar por nervio: 2Ø10

3.5.2.2.3. Armadura negativa en la losa casetonada

Dato:

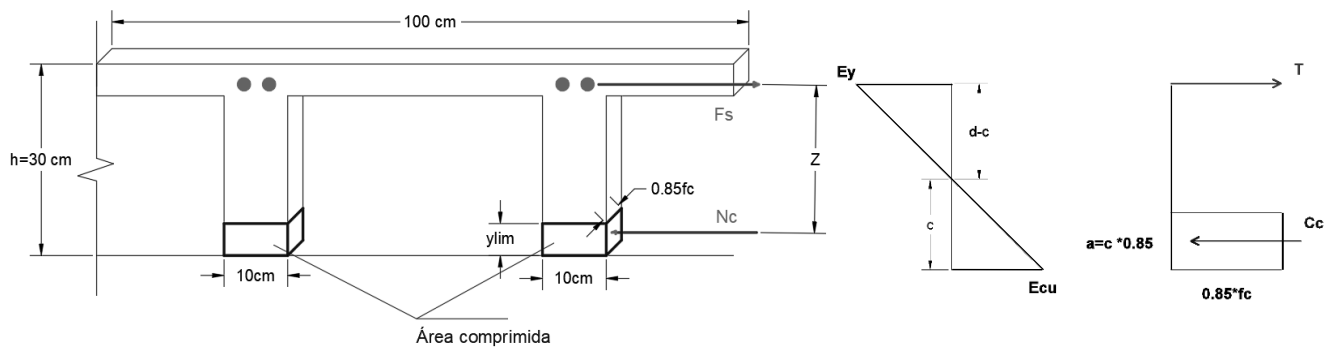
$$b_n = 20 \text{ cm ancho de estudio de los 2 nervios.}$$

Valor de los momentos negativos:

$$Mn_x = 40,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mn_y = 56,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.28 Diagrama rectangular de tensiones en la sección de la losa.



Nota. *La figura ilustra el comportamiento de las fibras de la losa.

Aplicando el diagrama de tensiones de la Figura 3.28, usamos la ecuación (3.20), y para el cálculo del área de acero necesario usamos la ecuación (3.22):

- a. Para el momento negativo en X.

$$Mn_x = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b_n \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 5,269 \text{ cm}$$

$$Nc_1 = 169,281 \text{ kN}$$

$$A_x = 3,762 \text{ cm}^2$$

- b. Para el momento negativo en Y.

$$Mn_y = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b_n \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 7,744 \text{ cm}$$

$$Nc_2 = 248,805 \text{ kN}$$

$$A_y = 5,529 \text{ cm}^2$$

El valor de la armadura mínima será el mayor de:

$$As_{min} = 1,512 \text{ cm}^2$$

- c. Acero adoptado:

Para el momento en X.

$$A_x = 3,762 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barras} = 12 \text{ mm}$$

$$As_x = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$As_x = 4,524 \text{ cm}^2$$

Numero de barras a usar por nervio: 2Ø12

Para el momento en Y.

$$A_y = 5,529 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barras} = 16 \text{ mm}$$

$$As_y = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$As_y = 8,043 \text{ cm}^2$$

Numero de barras a usar por nervio: 2Ø16

3.5.2.2.4. Armadura de reparto o temperatura en la losa casetonada

Datos:

Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 500 \text{ MPa}$

Altura de la capa a compresión: $h_c = 5 \text{ cm}$

Ancho de análisis de la losa: $b_c = 100 \text{ cm}$

Cuantía mínima de armadura de retracción y temperatura (NB 1225001).

El valor de la cuantía mínima será el mayor de:

$$\rho = \begin{cases} \frac{0,0018 \cdot 4.200}{f_y} = 0,0015 \\ 0,0014 \end{cases}$$

$$\rho = 0,0015$$

Armadura mínima:

$$As_{min} = \rho \cdot b_c \cdot h_c \quad (3.23)$$

$$As_{min} = 0,756 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo:

El valor del espaciamiento máximo no debe exceder el menor de:

$$s = \begin{cases} 3 \cdot h = 3 \cdot 30 \text{ cm} = 90 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

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

Armadura para 1 metro de ancho:

$$N_{barras} = 4$$

$$D_{barras} = 6 \text{ mm}$$

$$As = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$As = 1,131 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento para 1 metro de ancho:

$$s = \frac{1m}{N_{barras}} = 0,25m$$

cumple, no excediendo el espaciamiento máximo

Se utilizará: 4Ø6mm c/25cm

3.5.2.2.5. Verificación de armadura a cortante

a. Nervaduras.

Resistencia a la compresión del hormigón: $f_c = 21 \text{ MPa}$

Factor de reducción para cortante: $\phi = 0,75$

Altura del nervio: $h = 30 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico: $r_{mec} = 3,6 \text{ cm}$

Canto útil: $d = (h - r_{mec}) = 26,4 \text{ cm}$

Ancho del nervio: $b = 10 \text{ cm}$

$$V_{c_{nervio}} = \phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 15,48 \text{ kN}$$

$$V_{c_1} = 2 \cdot V_{c_{nervio}}$$

$$V_{c_1} = 30,97 \text{ kN}$$

b. Capa de compresión:

$b = 40 \text{ cm}$ $d = 4 \text{ cm}$

$$V_{c_{carpeta}} = \phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 9,35 \text{ kN}$$

$$V_{c_2} = 2 \cdot V_{c_{carpeta}}$$

$$V_{c_2} = 18,70 \text{ kN}$$

Resistencia al corte total del hormigón:

$$V_{c_R} = V_{c_1} + V_{c_2}$$

$$V_{c_R} = 49,67 \text{ kN}$$

Solicitación: $V_u = 118,2 \text{ kN}$

$$V_u = 118,2 \text{ kN} > V_{c_R} = 49,67 \text{ kN}$$

Vemos que no está resistiendo el hormigón a la solicitación de corte, por lo que una de las opciones fue colocarle armadura de refuerzo transversal al nervio.

3.5.2.2.6. Armadura transversal en el nervio

Datos:

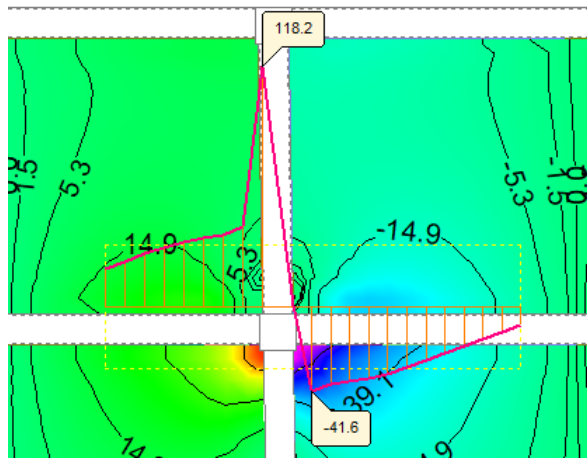
Resistencia a la fluencia del acero: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Canto útil: $d = 26,4 \text{ cm}$

Ancho del nervio: $b = 10 \text{ cm}$

Solicitación: $V_u = 59,1 \text{ kN}$ **para un solo nervio**

Figura 3.29 Cortante mayor en la losa



Nota. Los valores de la cortante están en kN. Adaptado del software CypeCAD 3D 2019

El valor del cortante que resistirá el concreto de un solo nervio será:

$$V_{c_{nervio}} = \phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_{c_{nervio}} = 15,48 \text{ kN}$$

Para hallar el área de acero necesario, utilizaremos la ecuación (2.25) y asumiremos el espaciamiento:

$$s = 10 \text{ cm} \text{ asumido}$$

$$A_{v_{nec}} = \frac{(V_u - \phi \cdot V_c) \cdot s}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_{v_{nec}} = \frac{(59,1 \text{ kN} - 15,48 \text{ kN}) \cdot 10 \text{ cm}}{0,75 \cdot \frac{500}{10} \text{ MPa} \cdot 26,5 \text{ cm}}$$

$$A_{v_{nec}} = 0,439 \text{ cm}^2$$

Acero adoptado:

$$N_{barras} = 2$$

$$D_{barras} = 6mm$$

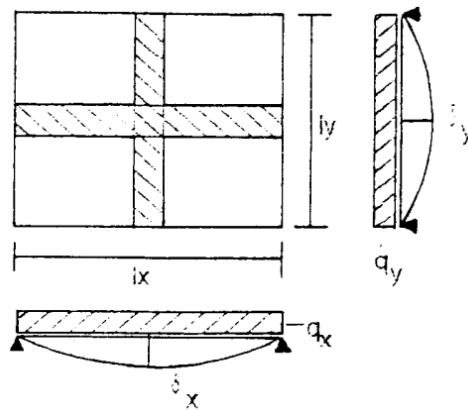
$$A_v = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_v = 0,57 \text{ cm}^2 \text{ cumple con el área necesaria}$$

Se utilizará: 2Ø6mm c/10 cm

3.5.2.2.7. Verificación de la flecha

Figura 3.30 Deflexión de una losa en dos direcciones



Nota. Adaptado de *Hormigón Armado* (pag. 655), por Markus Benno Löser, 1971

Datos:

a. Materiales.

Hormigón: $f'_c = 21 \text{ MPa}$
 $E_c = 21525,87 \text{ MPa}$

Acero: $f_y = 500 \text{ MPa}$
 $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

b. Características de la sección de análisis.

Altura: $h = 30 \text{ cm}$

Canto útil: $d = 26,4 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico: $r_{mec} = 3,6 \text{ cm}$

Ancho del nervio: $b = 10 \text{ cm}$

Longitud en la dirección X: $l_x = 5,90 \text{ m}$

Longitud en la dirección Y: $l_y = 7,40 \text{ m}$

c. Cargas que actuarán en la losa en ambas direcciones.

Carga permanente total sobre el nervio: $q_D = 0,93 \frac{kN}{m}$

Carga debido a la carga variable sobre el nervio: $q_L = 0,3 \frac{kN}{m}$

Carga sostenida sobre la viga: $q_{CS} = q_D + 0,5 \cdot q_L = 1,08 \frac{kN}{m}$

3.5.2.2.7.1. Cálculo de solicitaciones

El libro de Markus B. Löser realiza un análisis para la deflexión de losas en dos direcciones donde nos dice que los nervios de ambas direcciones en su punto de intersección tendrán la misma deflexión. Bajo este concepto deduce el valor de un coeficiente para el cálculo de las solicitaciones en ambas direcciones.

$$\delta = \frac{w \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I} \quad (3.24)$$

Donde:

δ = Deflexión máxima.

w = Coeficiente de carga.

q = Carga uniformemente distribuida.

l = Luz de la losa.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón.

I = Momento de inercia de la sección.

$$\delta_x = \delta_y$$

$$q_y = k_y \cdot q \quad (3.25)$$

$$k_y = \frac{1}{\frac{w_y}{w_x} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4} + 1} \quad (a)$$

$$q_x = q \cdot (1 - k_y) \quad (3.26)$$

$$k_x = (1 - k_y) \quad (b)$$

El coeficiente w para el cálculo de nuestra deflexión dependerá del tipo de apoyo que consideremos en los extremos de nuestra losa, para este caso nuestra losa estará simplemente apoyada en sus extremos, por lo tanto:

$$w_x = 5 \quad w_y = 5$$

Momento actuante por carga permanente:

$$M_{Dx} = 2,839 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Dy} = 1,805 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento actuante por carga variable:

$$M_{Lx} = 3,769 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ly} = 2,396 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento actuante por carga sostenida:

$$M_{CSx} = 3,304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CSy} = 2,10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.5.2.2.7.2. Cálculo en una sección no agrietada

Momento de inercia de la sección bruta:

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = 22.500 \text{ cm}^4$$

Relación modular:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.27)$$

Donde:

n = Relación modular.

Es = Módulo de elasticidad del acero (Mpa).

Ec = Módulo de elasticidad del concreto (Mpa).

$$n = 9,29$$

Ubicación del centro de gravedad con respecto a la fibra más comprimida:

$$Y_{cg} = \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Distancia del eje neutro a la fibra de hormigón más traccionada:

$$y_t = \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Módulo de rotura:

$$f_r = 0,62 \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.28)$$

$$f_r = 0,2841 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del momento de agrietamiento:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (3.29)$$

Donde:

M_{cr} = Momento de agrietamiento ($kN \cdot m$).

f_r = Módulo de rotura (kN/cm^2).

I_g = Momento de inercia de la sección bruta.

y_t = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más traccionada.

$$M_{cr} = 4,306 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.5.2.2.7.3. Cálculo en una sección agrietada

$$B = \frac{b}{n \cdot A_s} = \frac{2,42}{cm}$$

Profundidad del eje neutro:

$$kd = \frac{\sqrt{2 \cdot d \cdot B + 1} - 1}{B} = 4,28 \text{ cm}$$

Momento de inercia de la sección agrietada:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot (kd)^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - kd)^2 + (n - 1) \cdot A'_s \cdot (kd - d')^2 = 2.285,27 \text{ cm}^4$$

3.5.2.2.7.4. Momentos de inercia efectivos

La NB-1225001 en el capítulo 24.2.3.5 nos dice que, el momento de inercia efectivo I_e , se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (3.30)$$

Donde:

I_e = Momento de inercia efectivo.

M_{cr} = Momento de agrietamiento.

M_a = Momento flector aplicado.

I_g = Momento de inercia bruto.

I_{cr} = Momento de inercia de la sección fisurada

Momento de inercia efectivo para el cálculo de la deflexión instantánea por carga permanente:

$$I_{eDx} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{Dx}} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{Dx}} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 72.785,06 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

$$I_{eDx} = 22.500 \text{ cm}^4$$

$$I_{eDy} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{Dy}} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{Dy}} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 276.737,1 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

$$I_{eDy} = 22.500 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia efectivo para el cálculo de la deflexión instantánea por carga permanente más carga variable:

$$I_{e(D+L)x} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{Dx} + M_{Lx}} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{Dx} + M_{Lx}} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 32.422,33 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

$$I_{e(D+L)x} = 22.500 \text{ cm}^4$$

$$I_{e(D+L)y} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{Dy} + M_{Ly}} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{Dy} + M_{Ly}} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 119.607,2 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

$$I_{e(D+L)y} = 22.500 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia efectivo para el cálculo de la deflexión instantánea por carga sostenida:

$$I_{eCSx} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{CSx}} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{CSx}} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 47.017,27 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

$$I_{eCSx} = 22.500 \text{ cm}^4$$

$$I_{eCSy} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{CSy}} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{CSy}} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 176.424,5 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

$$I_{eCSy} = 22.500 \text{ cm}^4$$

3.5.2.2.7.5. Cálculo de las deflexiones instantáneas

Deflexión instantánea por carga permanente:

$$\Delta_{iDx} = \frac{5}{384} \cdot \frac{k_x \cdot q_{Dx} \cdot lx^4}{E_c \cdot I_{eDx}} = 0,213 \text{ cm}$$

$$\Delta_{iDy} = \frac{5}{384} \cdot \frac{k_y \cdot q_{Dy} \cdot ly^4}{E_c \cdot I_{eDy}} = 0,213 \text{ cm}$$

Deflexión instantánea por carga permanente más carga variable:

$$\Delta_{i(D+L)x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{k_x \cdot (q_{Dx} + q_{Lx}) \cdot lx^4}{E_c \cdot I_{e(D+L)x}} = 0,282 \text{ cm}$$

$$\Delta_{i(D+L)y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{k_y \cdot (q_{Dy} + q_{Ly}) \cdot ly^4}{E_c \cdot I_{e(D+L)y}} = 0,282 \text{ cm}$$

Deflexión instantánea por carga variable:

$$\Delta_{iL} = \Delta_{iD+L} - \Delta_{iD}$$

$$\Delta_{iLx} = 0,070 \text{ cm}$$

$$\Delta_{iLy} = 0,070 \text{ cm}$$

Deflexión instantánea por carga sostenida:

$$\Delta_{iCSx} = \frac{5}{384} \cdot \frac{k_x \cdot q_{CSx} \cdot lx^4}{E_c \cdot I_{eCSx}} = 0,247 \text{ cm}$$

$$\Delta_{iCSy} = \frac{5}{384} \cdot \frac{k_y \cdot q_{CSy} \cdot ly^4}{E_c \cdot I_{eCSy}} = 0,247 \text{ cm}$$

3.5.2.2.7.6. Cálculo de las deflexiones a largo plazo

Según la NB-1225001 en el capítulo 24.2.4.1.1, la deflexión adicional dependiente del tiempo, debe determinarse de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (3.31)$$

Donde:

λ = Factor de incremento de la deflexión.

ξ = Factor que depende del tipo.

ρ' = Cuantía de refuerzo en compresión.

Cuantía del acero de refuerzo a compresión:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.0017$$

Tabla 3.14 Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga permanente (meses)	Factor dependiente del tiempo
3	1,0
6	1,2
12	1,4
60 ó más	2,0

Nota. Fuente: Norma Boliviana NB 1225001

Factor dependiente del tiempo en que la carga sostenida considerada permanece sostenida. Este valor se lo obtiene de la siguiente Tabla 3.14.

$$\xi = 2,0$$

Multiplicador para deflexión a largo plazo, utilizando la ecuación (3.31):

$$\lambda = 1,84$$

Deflexión a largo plazo por carga sostenida:

$$\Delta_{LPCSx} = \lambda \cdot \Delta_{iCSx} = 0,456 \text{ cm}$$

$$\Delta_{LPCSy} = \lambda \cdot \Delta_{iCSy} = 0,456 \text{ cm}$$

Deflexión total:

$$\Delta_{LPCSx} + \Delta_{iLx} = 0,53 \text{ cm}$$

$$\Delta_{LPCSy} + \Delta_{iLy} = 0,53 \text{ cm}$$

Límite de deflexión:

El más desfavorable según la NB 1225001.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{480} = 1,23 \text{ cm}$$

$$0,53 \text{ cm} < 1,23 \text{ cm} \quad \textbf{cumple!}$$

3.5.2.3. Diseño estructural de la viga

3.5.2.3.1. Predimensionamiento de la viga

a. Altura mínima:

Para el cálculo de la altura mínima nos guiaremos de la Tabla 2.7:

$$\text{Ambos extremos continuos} = \frac{L}{21}$$

Este valor es aplicable para $f_y = 420 \text{ MPa}$, pero como estamos trabajando con f_y mayor, debemos multiplicarlo por:

$$\left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Entonces nuestra altura mínima sería igual a:

$$h = \frac{L}{21} \cdot \left(0,4 + \frac{f_y}{700(\text{MPa})} \right) = \frac{770 \text{ cm}}{21} \cdot \left(0,4 + \frac{500}{700} \right)$$

$$h = 40,85 \text{ cm} = 45 \text{ cm asumido}$$

b. Ancho mínimo:

La NB 1225001 nos dice que el ancho debe ser al menos el menor de:

$$b = \begin{cases} 0,3 h \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b = 25 \text{ cm asumido}$$

3.5.2.3.2. Diseño a flexión

Materiales:

Hormigón:	Resistencia a la compresión	$f'_c = 21 \text{ MPa}$
	Peso unitario del hormigón	$\gamma_c = 23,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Acero:	Límite de fluencia del acero	$f_y = 500 \text{ MPa}$
	Módulo de elasticidad	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Dimensiones:

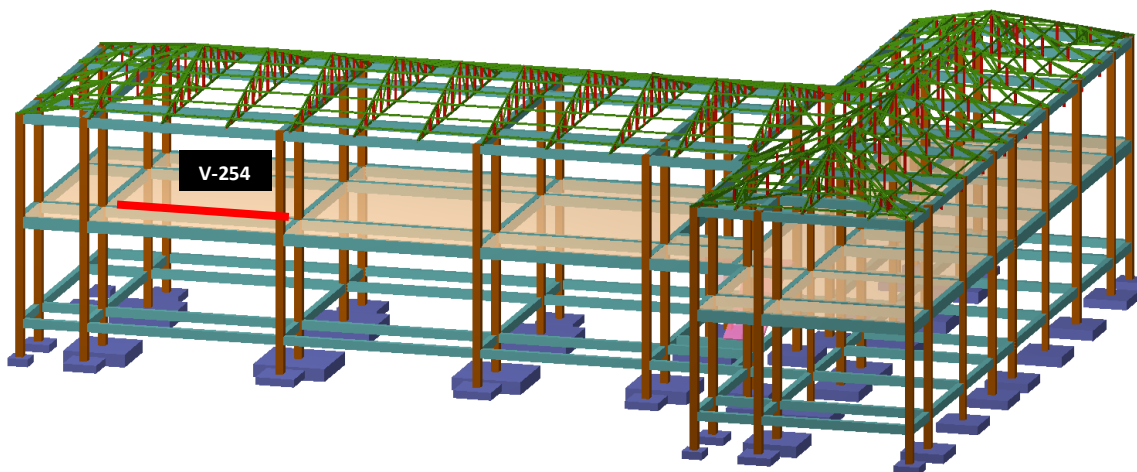
Altura:	$h = 45 \text{ cm}$
Base:	$b = 25 \text{ cm}$
Recubrimiento geométrico:	$r_{geo} = 2,5 \text{ cm}$
Recubrimiento mecánico:	

$$r_{mec} = r_{geo} + d_v + \frac{d_b}{2}$$

$$r_{mec} = 3,6 \text{ cm}$$

Para el cálculo estructural se tomó la viga **V-254**, debido a que presenta las mayores solicitaciones en el sistema, se la puede identificar en la Figura 3.31.

Figura 3.31 Ubicación de la viga más solicitada.

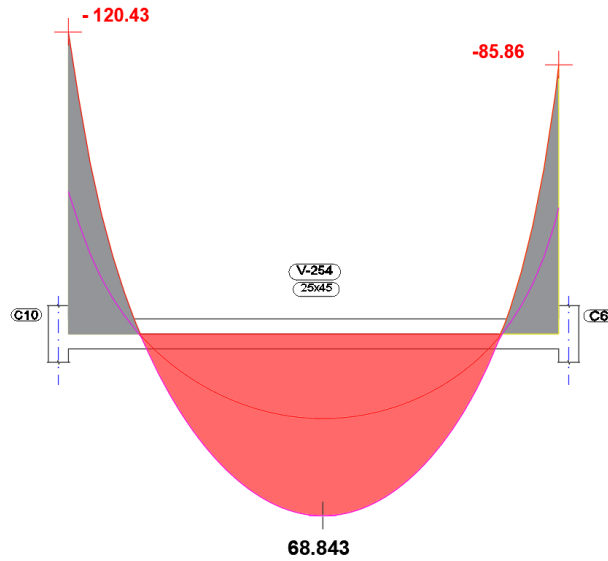


Nota. *La figura ilustra la viga seleccionada para el análisis.

3.5.2.3.2.1. Momento de diseño positivo

$$M_u = 68,843 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.32 Diagrama de momentos de la viga más solicitada



Nota. Valores de los momentos en kN*m. Adaptado en el software *AutoCAD 2024*

a. Refuerzo necesario para resistir el momento

Cuantía necesaria:

De la Tabla 2.5 tomamos el valor del factor de reducción de:

$$\phi = 0,90$$

Canto útil:

$$d = h - r_{mec} = 45 \text{ cm} - 3,6 \text{ cm} = 41,4 \text{ cm}$$

$$\rho_{nec} = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (3.32)$$

Donde:

ρ_{nec} = Cuantía necesaria.

f'_c = resistencia del hormigón.

f_y = esfuerzo de fluencia del acero.

M_u = momento último.

b = ancho de la sección.

d = canto útil.

$$\rho_{nec} = 0,003769$$

Refuerzo necesario:

$$A_{s_{nec}} = \rho_{nec} \cdot b \cdot d \quad (3.33)$$

$$A_{s_{nec}} = 3,9 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero:

$$N_{barras} = 5$$

$$d_{barras} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s_{real}} = N_{barras} \cdot \frac{(d_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real}} = 3,927 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento calculado:

$$d_v = 6 \text{ mm} \quad (\text{Diámetro de la armadura transversal})$$

$$r_{geo} = 2,5 \text{ cm}$$

$$s_{calculado} = \frac{b - 2r_{geo} - N_{barras} \cdot d_{barras} - d_v - d_v}{N_{barras} - 1}$$

$$s_{calculado} = 3,45 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo:

La NB 1225001 nos dice que la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3) d_{agg}$.

Tamaño nominal máximo del agregado grueso: $d_{agg} = 1,5 \text{ cm}$

$$s_{min} = \begin{cases} 2,5 \text{ cm} \\ d_b = 1 \text{ cm} \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{min} = 2,5 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo:

$$d_{estribo} = 6 \text{ mm}$$

$$c_c = r_{geo} + d_{estribo} = 31 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{2}{3} \cdot f_y = \frac{2}{3} \cdot 500 \text{ MPa}$$

$$f_s = 333,33 \text{ MPa}$$

Para calcular el valor del espaciamento máximo, de la Tabla 2.10 utilizamos la siguiente expresión, que nos dice que no debe exceder el menor de:

$$s_{max} = \begin{cases} 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c = 241,7mm \\ 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 252 mm \end{cases}$$

$$s_{max} = 24,17 cm$$

$$s_{min} \leq s_{calculado} \leq s_{max}$$

$$2,5 cm \leq 3,45 cm \leq 24,17 cm \quad \textbf{cumple!}$$

Cuantía mínima:

Se adopta el valor mayor de:

$$\rho_{min} = \begin{cases} \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = 0,0023 \\ \frac{1,4}{f_y} = 0,0028 \end{cases}$$

$$\rho_{min} = 0,0028$$

Refuerzo mínimo:

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad (3.34)$$

$$As_{min} = 2,898 cm^2$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_{bal} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}} \right) \cdot \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) \quad (3.35)$$

Donde:

ρ_{bal} = Cuantía Balanceada.

$\beta_1 = 0.85$ (Factor que depende de la resistencia del hormigón).

ϵ_{cu} = Deformación última del hormigón antes de la falla.

ϵ_{ty} = Deformación de fluencia del acero.

f_c' = Resistencia a la compresión del hormigón.

f_y = Límite de fluencia del acero.

$$\rho_{bal} = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{0,003}{0,003 + 0,002} \right) \cdot \left(\frac{21}{500} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,0182$$

Refuerzo balanceado:

$$As_{bal} = \rho_{bal} \cdot b \cdot d \quad (3.36)$$

$$As_{bal} = 18,84 cm^2$$

Cuantía máxima dúctil:

$$\begin{aligned}\rho_{dúctil} &= 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) \cdot \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) \\ \rho_{dúctil} &= 0,85 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{0,003}{0,003 + 0,005} \right) \cdot \left(\frac{21}{500} \right) \\ \rho_{dúctil} &= 0,01138\end{aligned}\tag{3.37}$$

Refuerzo dúctil:

$$\begin{aligned}As_{dúctil} &= \rho_{dúctil} \cdot b \cdot d \\ As_{dúctil} &= 11,778 \text{ cm}^2\end{aligned}\tag{3.38}$$

Cuantía máxima:

Según la NB 1225001 nos dice que la cuantía de la armadura debe ser $\rho \leq 0,025$:

$$\rho_{máx} = 0,025$$

Refuerzo máximo:

$$\begin{aligned}As_{máx} &= \rho_{máx} \cdot b \cdot d \\ As_{máx} &= 25,875 \text{ cm}^2\end{aligned}\tag{3.39}$$

b. Bloque de compresiones

Distancia máxima entre la fibra extrema en compresión al eje neutro:

$$\begin{aligned}c &= \frac{As_{real} \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot b} \\ c &= \frac{3,927 \text{ cm}^2 \cdot 500 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 21 \text{ MPa} \cdot 25 \text{ cm}} \\ c &= 5,176 \text{ cm}\end{aligned}\tag{3.40}$$

Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, usando la ecuación (2.18):

$$\begin{aligned}a &= \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 5,176 \\ a &= 4,4 \text{ cm}\end{aligned}$$

c. Momento nominal

Alternativa 1:

$$M_n = As_{real} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)\tag{3.41}$$

Donde:

As = Área de acero real.

a = Altura del bloque de compresión.

$$M_n = 392,7mm^2 \cdot 500 \frac{N}{mm^2} \cdot \left(414mm - \frac{44mm}{2}\right)$$

$$M_n = 76,969kN \cdot m$$

Alternativa 2:

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.42)$$

$$M_n = 0,85 \cdot 21 \frac{N}{mm^2} \cdot 44mm \cdot 250mm \cdot \left(414mm - \frac{44mm}{2}\right)$$

$$M_n = 76,969kN \cdot m$$

d. Deformación unitaria neta en tracción

Cuantía geométrica:

$$\rho_{real} = \frac{As_{real}}{b \cdot d} = \frac{3,927cm^2}{25cm \cdot 41,4cm}$$

$$\rho_{real} = 0,00379$$

Deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción:

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - c)}{c} = \frac{0,003 \cdot (41,4cm - 5,176cm)}{5,176cm}$$

$$\varepsilon_t = 0,02099$$

Como ε_t es mayor a 0,005, de la Tabla 2.6 podemos ver que está controlada a tracción y el valor del factor de reducción es:

$$\phi = 0,90$$

e. Momento último

Momento último resistente:

$$\phi \cdot M_n = 69,272kN \cdot m$$

Verificación:

Resistencia requerida		Resistencia de diseño	
$M_u = 68,843kN \cdot m$	$\leq$	$\phi \cdot M_n = 69,272kN \cdot m$	cumple!

f. Verificación de equilibrio

Fuerza del refuerzo en tracción:

$$T = As_{real} \cdot f_y \quad (3.43)$$

$$T = 196,35 kN$$

Fuerza del hormigón en compresión:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.44)$$

$$C_c = 196,35 \text{ kN}$$

Verificación:

$$T = C_c$$

$$196,35 \text{ kN} = 196,35 \text{ kN} \quad \text{existe equilibrio}$$

3.5.2.3.2.2. Momento de diseño negativo

$$M_u = -120,426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

a. Refuerzo necesario para resistir el momento

Cuantía necesaria, utilizando la ecuación (3.32):

$$\rho_{nec} = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,006918$$

Refuerzo necesario, utilizando la ecuación (3.33):

$$A_{s_{nec}} = \rho_{nec} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{nec}} = 7,16 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero:

$$N_{barras1} = 2$$

$$N_{barras2} = 3$$

$$d_{barras1} = 10 \text{ mm}$$

$$d_{barras2} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s_{real1}} = N_{barras1} \cdot \frac{(d_{barras1})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real2}} = N_{barras2} \cdot \frac{(d_{barras2})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real1}} = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{real2}} = 6,032 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{real}} = A_{s_{real1}} + A_{s_{real2}}$$

$$A_{s_{real}} = 7,603 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento calculado:

$$d_v = 6 \text{ mm}$$

$$r_{geo} = 2,5 \text{ cm}$$

$$s_{calculado} = \frac{b - 2r_{geo} - N_{barras1} \cdot d_{barras1} - N_{barras2} \cdot d_{barras2} - d_v - d_v}{N_{barras} - 1}$$

$$s_{calculado} = 3,00 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo:

$$s_{min} = 2,5 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo:

$$s_{max} = 24,17 \text{ cm}$$

$$s_{min} \leq s_{calculado} \leq s_{max}$$

$$2,5 \text{ cm} \leq 3,00 \text{ cm} \leq 24,17 \text{ cm} \quad \textbf{cumple!}$$

Refuerzo mínimo, utilizando la ecuación (3.34):

$$As_{min} = 2,898 \text{ cm}^2$$

Refuerzo balanceado, utilizando la ecuación (3.35) y (3.36):

$$As_{bal} = 18,84 \text{ cm}^2$$

Refuerzo dúctil, utilizando la ecuación (3.37) y (3.38):

$$As_{dúctil} = 11,778 \text{ cm}^2$$

Refuerzo máximo, utilizando la ecuación (3.39):

$$As_{máx} = 25,875 \text{ cm}^2$$

b. Bloque de compresiones

Distancia máxima entre la fibra extrema en compresión al eje neutro, ec. (3.40):

$$c = 10,022 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, ecuación (2.18):

$$a = 8,519 \text{ cm}$$

c. Momento nominal

Verificación 1, utilizando ecuación (3.41):

$$M_n = As_{real} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 141,184 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificación 2, utilizando ecuación (3.42):

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 141,184 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d. Momento último

Momento último resistente:

$$\phi \cdot M_n = 127,066 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificación:

Resistencia requerida		Resistencia de diseño
$M_u = 120,426 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\leq$	$\phi \cdot M_n = 127,066 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \textbf{cumple!}$

e. Verificación de equilibrio

$$T = C_c$$

$$380,15 \text{ kN} = 380,15 \text{ kN} \quad \text{existe equilibrio}$$

3.5.2.3.2.3. Longitud de desarrollo

Para barras corrugadas ι_d calculamos con la ecuación (2.42):

$$\iota_d = \frac{9 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{10 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b$$

Para los factores de modificación, usamos la Tabla 2.19.

Hormigón de peso liviano: $\lambda = 1$

Revestimiento epóxico ψ_e , para armadura sin recubrimiento epoxi: $\psi_e = 1$

Diámetro ψ_s , para barras con diámetros menores a 20mm: $\psi_s = 0,8$

Ubicación de la armadura ψ_t , más de 300mm de hormigón fresco: $\psi_t = 1,3$

$$\iota_d = \frac{9 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot 0,8}{10 \cdot 1 \cdot \sqrt{21 \text{ MPa}} \cdot (2,5)} \cdot 10 \text{ mm}$$

$$\iota_d = 40,9 \text{ cm}$$

$$L_{dT} = \iota_d + d$$

$$L_{dT} = 82,3 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm} \text{ asumido}$$

3.5.2.3.3. Verificación de la deflexión

Datos preliminares:

a. Propiedades geométricas de la viga.

Base de la viga: $b = 25 \text{ cm}$

Altura de la viga: $h = 45 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico: $r_{mec} = 3,6 \text{ cm}$

Canto útil: $d = h - r_{mec} = 41,4 \text{ cm}$

Longitud de la viga: $l = 7,4 \text{ m}$

Área de acero a tracción: $A_s = 3,927 \text{ cm}^2$

Área de acero a compresión: $A'_s = 7,603 \text{ cm}^2$

b. Cargas aplicadas en la viga:

Carga permanente total sobre la viga:

$$q_D = 18,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga uniformemente distribuida debido a la carga variable sobre la viga:

$$q_L = 22.2 \frac{kN}{m} \text{ solo el 50\% de la carga se encuentra sostenida}$$

Carga sostenida sobre la viga:

$$q_{CS} = q_D + 0,5 \cdot q_L = 29,34 \frac{kN}{m}$$

3.5.2.3.3.1. Cálculo de solicitaciones

Momento actuante por carga permanente: $M_D = 12,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento actuante por carga variable: $M_L = 15,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento actuante por carga sostenida: $M_{CS} = 22,49 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3.5.2.3.3.2. Cálculo en una sección no agrietada

Momento de inercia de la sección bruta:

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = 189.843,75 \text{ cm}^4$$

Relación modular, utilizando la ecuación (3.27):

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8,62$$

Ubicación del centro de gravedad con respecto a la fibra más comprimida:

$$Y_{cg} = \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Distancia del eje neutro a la fibra de hormigón más traccionada:

$$y_t = \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Módulo de rotura, utilizando la ecuación (3.28):

$$f_r = 0,62 \cdot \sqrt{f_c} = 0,2841 \frac{kN}{cm^2}$$

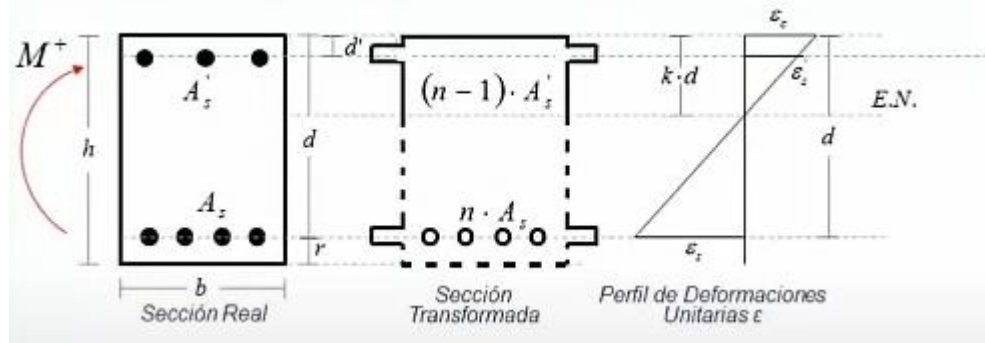
Cálculo del momento de agrietamiento, utilizando la ecuación (3.29):

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = 23,98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.5.2.3.3.3. Cálculo en una sección agrietada

Ahora el análisis que se realiza es considerando el acero de refuerzo homogenizado al concreto y despreciando la parte de concreto de la zona de tracción, mirar la Figura 3.33.

Figura 3.33 Análisis para una sección agrietada



Nota. Adaptado de *Filosofía del Estado Limite de Servicio de miembros en concreto reforzado* ([Creative Commons \(permite reutilización\)](#))

Para el cálculo de la profundidad del eje neutro, de la verificación de equilibrio entre la fibra traccionada y comprimida obtenemos una ecuación de segundo grado donde podemos despejar el valor de la profundidad del eje neutro kd .

$$\frac{b}{2} \cdot (kd)^2 + [(n-1) \cdot A_s' + n \cdot A_s] \cdot kd - n \cdot A_s \cdot d - (n-1) \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$kd = 8,314 \text{ cm}$$

Momento de inercia de la sección agrietada:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot (kd)^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - kd)^2 + (n-1) \cdot A_s' \cdot (kd - d')^2 = 42.960,205 \text{ cm}^4$$

3.5.2.3.3.4. Momentos de inercia efectivos

Los momentos de inercia efectivo se calculan utilizando la ecuación (3.30).

Momento de inercia efectivo para el cálculo de la deflexión instantánea por carga permanente:

$$I_{eD} = \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 1.079.028,719 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

$$I_{eD} = 189.843,75 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia efectivo para el cálculo de la deflexión instantánea por carga permanente más carga variable:

$$I_{eD+L} = \left(\frac{M_{cr}}{M_D + M_L} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_D + M_L} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 132.146,661 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

Momento de inercia efectivo para la deflexión instantánea por carga sostenida:

$$I_{eCS} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{CS}}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{CS}}\right)^3\right] \cdot I_{cr} = 220.849,637 \text{ cm}^4 \not\leq I_g$$

$$I_{eCS} = 189.843,75 \text{ cm}^4$$

3.5.2.3.3.5. Cálculo de las deflexiones inmediatas

Deflexión instantánea por carga permanente:

$$\Delta_{iD} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_D \cdot l^4}{E_c \cdot I_{eD}} = 0,323 \text{ cm}$$

Deflexión instantánea por carga permanente más carga variable:

$$\Delta_{iD+L} = \frac{1}{384} \cdot \frac{(q_D + q_L) \cdot l^4}{E_c \cdot I_{eD+L}} = 1,03 \text{ cm}$$

Deflexión instantánea por carga variable:

$$\Delta_{iL} = \Delta_{iD+L} - \Delta_{iD} = 0,706 \text{ cm}$$

Deflexión instantánea por carga sostenida:

$$\Delta_{iCS} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_{CS} \cdot l^4}{E_c \cdot I_{eCS}} = 0,52 \text{ cm}$$

3.5.2.3.3.6. Cálculo de las deflexiones a largo plazo

Factor dependiente del tiempo. Este valor se lo obtiene de la siguiente Tabla 3.14.

$$\xi = 2,0$$

Multiplicador para deflexión a largo plazo, utilizando la ecuación (3.31):

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \frac{A_s'}{b \cdot d}}$$

$$\lambda = 1,46$$

Deflexión a largo plazo por carga sostenida:

$$\Delta_{LPCS} = \lambda \cdot \Delta_{iCS} = 0,761 \text{ cm}$$

Deflexión total:

$$\Delta_{LPCS} + \Delta_{iL} = 1,467 \text{ cm}$$

Límite de deflexión:

El más desfavorable según la NB 1225001.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{480} = 1,542 \text{ cm}$$

$$1,467 \text{ cm} < 1,542 \text{ cm} \quad \text{cumple!}$$

3.5.2.3.4. Diseño a corte

Datos:

a. Dimensiones:

Altura: $h = 45 \text{ cm}$

Base: $b_w = 25 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico: $r_{mec} = 3,9 \text{ cm}$

Canto útil: $d = 41,1 \text{ cm}$

b. Materiales:

Resistencia a compresión del hormigón: $f'_c = 21 \text{ MPa}$

Tensión de fluencia del acero: $f_y = 420 \text{ MPa}$

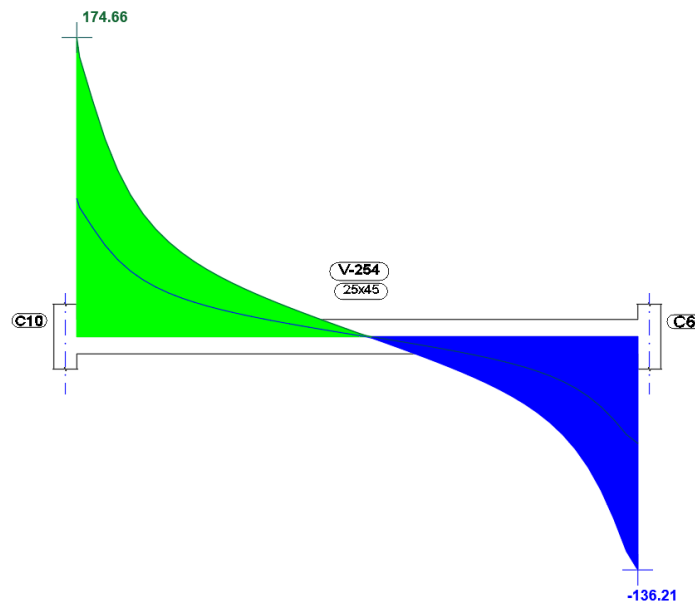
c. Solicitaciones de nuestra viga más solicitada **V-254**, indicada en la Figura 3.34:

Cortante de diseño: $V_u = 174,656 \text{ kN}$

Fuerza axial actuante en la viga: $N_u = 0 \text{ kN}$

Refuerzo a tracción: $A_s = 7,603 \text{ cm}^2$

Figura 3.34 Diagrama de cortante en la viga más solicitada



Nota. Valores de cortantes en kN. Adaptado en el software *AutoCAD 2024*

3.5.2.3.4.1. Resistencia a cortante del hormigón

Para miembros no pretensados, la resistencia a cortante (V_c) debe ser calculado según la NB 1225001 de acuerdo a la siguiente Tabla 3.15:

Tabla 3.15 V_c para miembros no preesforzados. (esfuerzos en MPa)

Criterio	V_c		
$A_v \geq A_{vmin}$	Cualquiera de los dos	$\left(0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$	(a)
		$\left(0,66 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$	(b)
$A_v < A_{vmin}$		$\left(0,66 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$	(c)

Nota. Fuente: Norma Boliviana NB 1225001

3.5.2.3.4.2. Cálculo de la fuerza a cortante del hormigón

a. Utilizando la ecuación **(a)**:

De la Tabla 2.15 Factor de modificación, para un hormigón de peso normal:

$$\lambda = 1$$

$$V_{c(a)} = \left(0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.45)$$

Donde:

$V_{c(a)}$ = Resistencia al corte del concreto.

A_g = Área bruta de la sección.

$$V_{c(a)} = 80,05 \text{ kN}$$

b. Utilizando la ecuación **(b)**:

Cuantía del acero a tracción:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w = 0,0074$$

$$V_{c(b)} = \left(0,66 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.46)$$

$$V_{c(b)} = 60,56 \text{ kN}$$

c. Utilizando la ecuación (c):

Factor de modificación por efecto de tamaño (menor o igual a 1).

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0,04 \cdot d(cm)}} \quad (3.47)$$

$$\lambda_s = 0,87$$

$$V_{c(c)} = \left(0,66 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.48)$$

Donde:

λ_s = Factor de modificación por efecto de tamaño.

ρ_w = Cuantía de acero longitudinal de tracción.

$$V_{c(c)} = 52,69 \text{ kN}$$

3.5.2.3.4.3. Verificación de requerimiento de acero transversal

De la Tabla 2.11, nos dice que si $V_u > \phi \cdot V_c$, se debe colocar armadura de refuerzo y no debe ser menor que A_{vmin} .

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.49)$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{21 \text{ MPa}} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 411 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot V_c = 29,31 \text{ kN}$$

$$V_u > \phi \cdot V_c$$

$$174,656 \text{ kN} > 29,31 \text{ kN}$$

Se requiere acero por corte, se cumple que $A_v \geq A_{vmin}$, entonces escogemos el mayor de (a) y (b), por lo tanto, V_c será:

$$V_c = V_{c(a)} = 80,05 \text{ kN}$$

3.5.2.3.4.4. Límite de la resistencia a cortante del hormigón

V_c no debe ser mayor que:

$$V_{cmáx} = 0,42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.50)$$

$$V_{cmáx} = 197,76 \text{ kN}$$

$$V_c < V_{cmáx}$$

$$80,05 \text{ kN} < 197,76 \text{ kN}$$

3.5.2.3.4.5. Verificación de las dimensiones de la sección transversal

La sección transversal debe seleccionarse para cumplir la ecuación (2.22):

$$V_u \leq \phi \left(V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right)$$

$$174,656 \text{ kN} \leq 0,75(80,05 \text{ kN} + 0,66 \cdot \sqrt{21 \text{ MPa}} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 411 \text{ mm})$$

$$174,656 \text{ kN} \leq 293,11 \text{ kN}$$

V_u es menor, por lo tanto, las dimensiones de la sección son correctas.

3.5.2.3.4.6. Resistencia a cortante del acero transversal

a. Resistencia nominal a corte del acero transversal, usando la ecuación (2.24):

$$V_{s(nec)} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_{s(nec)} = 152,825 \text{ kN}$$

b. Resistencia a cortante del acero transversal máximo:

$$V_{s(máx)} = 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.51)$$

$$V_{s(máx)} = 310,767 \text{ kN}$$

Para calcular el área de armadura a corte utilizaremos la ecuación (2.25), donde asumiremos el espaciamiento entre estribos:

$$s = 5 \text{ cm} \quad \textbf{asumido}$$

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

$$A_{v(nec)} = \frac{174,656 \text{ kN} - 0,75 \cdot 80,05 \text{ kN}}{0,75 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 411 \text{ mm}} \cdot 50 \text{ mm}$$

$$A_{v(nec)} = 0,44 \text{ cm}^2$$

c. Acero transversal adoptado:

$$N_{barras} = 2$$

$$d_{barras} = 6 \text{ mm}$$

$$A_v = N_{barras} \cdot \frac{(d_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_v = 0,565 \text{ cm}^2$$

Número de barras a usar: $2\phi 6 \text{ mm c}/5 \text{ cm}$

3.5.2.3.4.7. Área mínima del acero transversal

De la Tabla 2.12, para vigas no pretensadas el área del acero transversal mínimo será el valor mayor de:

$$A_{v(min1)} = \frac{\sqrt{f_c}}{16} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \cdot s \quad (3.52)$$

$$A_{v(min1)} = 0,085 \text{ cm}^2$$

$$A_{v(min2)} = 0,35 \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \cdot s \quad (3.53)$$

$$A_{v(min2)} = 0,104 \text{ cm}^2$$

Entonces el área de acero de refuerzo transversal mínimo es:

$$A_{v(min)} = 0,104 \text{ cm}^2$$

Comprobamos que el área de acero colocada es mayor que el área mínima, por lo tanto, la disposición del acero es correcta. $A_v = 0,565 \text{ cm}^2 > A_{v(min)} = 0,104 \text{ cm}^2$

3.5.2.3.4.8. Resistencia real a cortante del acero transversal

Por lo tanto, el V_s para refuerzo a cortante se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (3.54)$$

$$V_s = 195,229 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_s = 146,421 \text{ kN}$$

Separación máxima:

El espaciamiento máximo de la armadura de cortante debe cumplir la Tabla 2.13.

$$\frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{3} = \frac{\sqrt{21 \text{ MPa}} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 41,1 \text{ cm}}{3 \cdot 10} = 155,384 \text{ kN}$$

$$V_s > \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{3}$$

La separación máxima será el menor de:

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{41,1 \text{ cm}}{4} = 10,275 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 10,275 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

3.5.2.3.4.9. Resistencia nominal a cortante

La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , se debe calcular con la ecuación (2.21):

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 275,279 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_n = 206.46 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_n$$

$$174.656 \text{ kN} < 206.46 \text{ kN} \quad \text{cumple!}$$

3.5.2.3.4.10. Armadura de corte en la zona de armado mínimo

Se colocará el armado mínimo a partir donde el elemento solamente trabaje con la resistencia a corte que posee el hormigón.

Cortante del hormigón:

$$V_c = 80,05 \text{ kN}$$

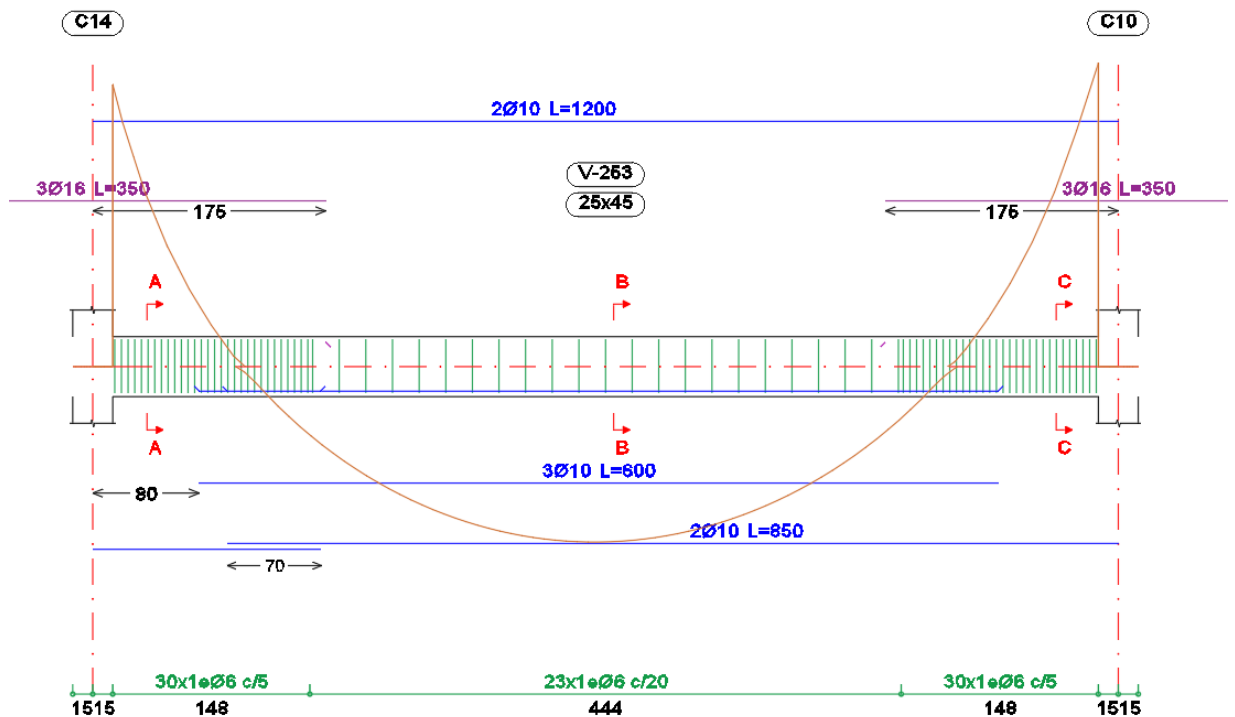
De la Tabla 2.13 como no será necesario colocar refuerzo de acero solamente lo mínimo, la separación entre estribos será igual al menor valor de:

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{41,1 \text{ cm}}{2} = 20,55 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 20 \text{ cm} \quad \text{asumido}$$

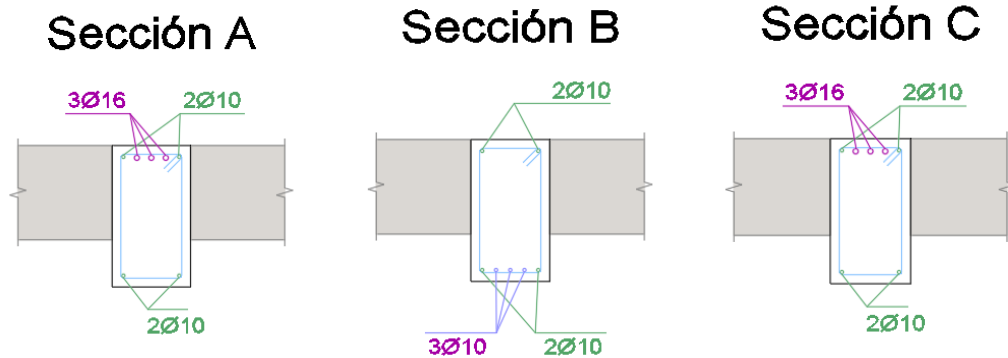
3.5.2.3.4.11. Detalle de la armadura

Figura 3.35 Detalle de la armadura en la viga.



Nota. Adaptado en el software AutoCAD 2024

Figura 3.36 Detalle transversal de la armadura en la viga.



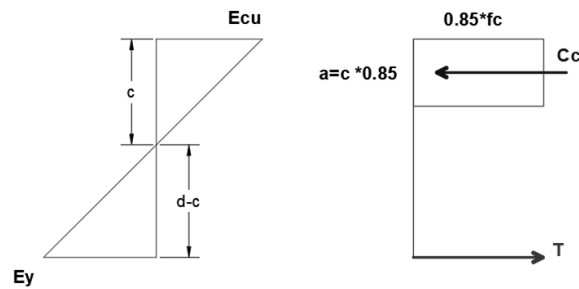
Nota. Adaptado en el software AutoCAD 2024

3.5.2.3.5. Dimensionamiento de la viga de cubierta

Solicitación: $M_u = 49,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Base de la viga: $b = 25 \text{ cm}$

Figura 3.37 Diagrama rectangular de tensiones



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

Utilizando el diagrama rectangular de tensiones de la Figura 3.37, podemos decir que:

$$M_u = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = 0,85 \cdot f_c \cdot 0,85 \cdot c \cdot b \cdot \left(d - \frac{0,85 \cdot c}{2} \right)$$

Para que nuestra viga trabaje dentro del dominio 3 y se mantenga alejada de una zona frágil, tomaremos el valor de la profundidad del eje neutro igual a:

$$c = 0,45 \cdot d$$

$$M_u = 0,85 \cdot f_c \cdot 0,85 \cdot 0,45 \cdot d \cdot b \cdot \left(d - \frac{0,85 \cdot 0,45 \cdot d}{2} \right)$$

$$d = 18,92 \text{ cm}$$

Con el valor de nuestro canto útil podemos hallar la altura de nuestra viga:

$$h = d + r_{mec} = 18,92 \text{ cm} + 3,6 \text{ cm} = 22,52 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm asumido}$$

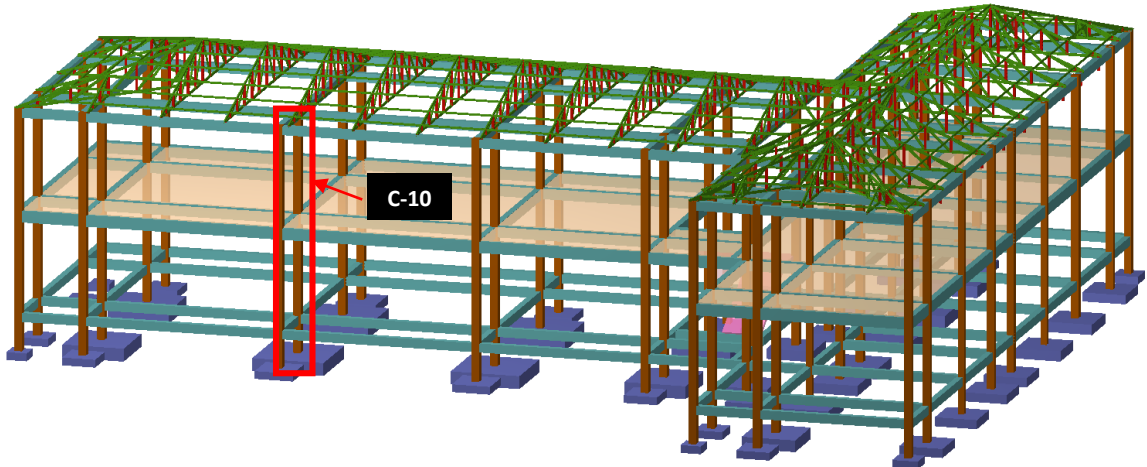
$$A_s = \frac{w \cdot b \cdot d \cdot f_c}{f_y} \quad (3.55)$$

$$A_s = 7,243 \text{ cm}^2$$

3.5.2.4. Diseño estructural de la columna

La columna de estudio será la más solicitada, para este caso se hará el cálculo de la columna 10 (C10).

Figura 3.38 Ubicación de la columna más solicitada.



Nota. *La figura ilustra la viga seleccionada para el análisis

Datos:

a. Geometría de la columna:

Ancho: $h = 30 \text{ cm}$

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

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

Área bruta de la sección: $A_g = 900 \text{ cm}^2$

b. Solicitaciones últimas:

Fuerza normal sobre la columna:

$$N_u = 653,44 \text{ kN}$$

Momento:

$$Mu_x = -12,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu_y = 0,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cortante:

$$Vu_x = -8,83 \text{ kN}$$

$$Vu_y = -0,1 \text{ kN}$$

c. Materiales:

Resistencia a la compresión: $f_c = 21 \text{ MPa}$

Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500 \text{ MPa}$

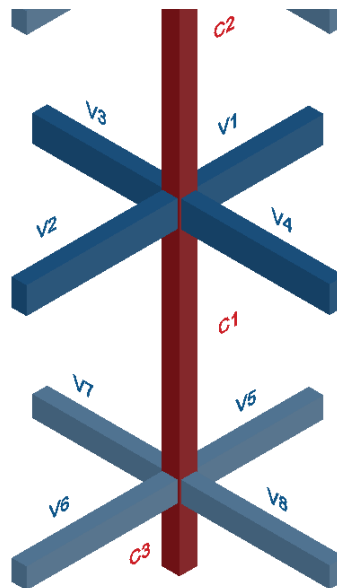
Esfuerzo de fluencia del acero transversal: $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad: $E_s = 200.000 \text{ MPa}$.

3.5.2.4.1. Verificación de la esbeltez

a. Características de los elementos presentes en la columna

Figura 3.39 Elementos presentes en la columna



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

Tabla 3.16 Elementos presentes en la columna

Elemento	Longitud (m)	Base (cm)	Altura (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
C ₁	4,00	30	30	67.500	67.500
C ₂	4,00	30	30	67.500	67.500
C ₃	1,50	30	30	67.500	67.500
V ₁	5,80	25	45	189.843,75	58.593,75
V ₂	2,20	25	45	189.843,75	58.593,75
V ₃	7,35	25	45	189.843,75	58.593,75
V ₄	7,40	25	45	189.843,75	58.593,75
V ₅	5,80	25	35	89.322,92	45.572,92
V ₆	2,20	25	35	89.322,92	45.572,92
V ₇	7,35	25	35	89.322,92	45.572,92
V ₈	7,40	25	35	89.322,92	45.572,92

Nota. Elaboración propia

b. Cálculo del coeficiente de pandeo

La columna que estamos analizando es la columna C1 de la Figura 3.39.

En la dirección X:

$$\Psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{l_{v4}}} \quad (3.56)$$

Donde:

I_c = Momento de inercia de la columna.

l_c = Longitud de la columna.

I_v = Momento de inercia de la viga.

l_v = Longitud de la viga.

$$\Psi_{Ax} = 0,25$$

$$\Psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{l_{v8}}} \quad (3.57)$$

$$\Psi_{Bx} = 0,91$$

En la dirección Y:

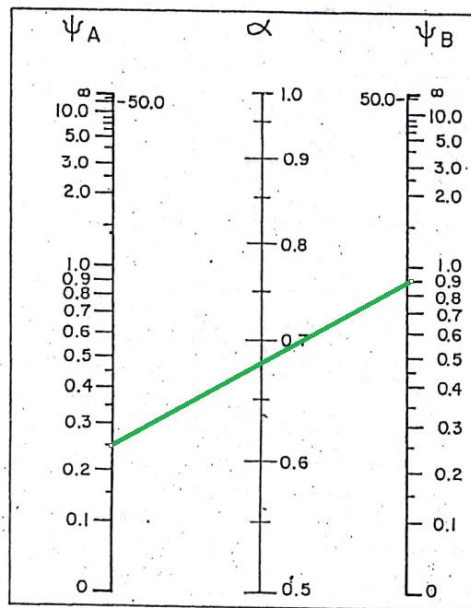
$$\Psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{l_{v4}}} \quad (3.58)$$

$$\Psi_{Ay} = 0,25$$

$$\Psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{l_{v8}}} \quad (3.59)$$

$$\Psi_{By} = 0,91$$

Figura 3.40 Factor de longitud efectiva



Nota. Adaptado de *Diseño de Concreto Reforzado* (p. 323), por J. C. McCormac y R. H.

Brown, 2017, Alfaomega Grupo Editor.

De la Figura 3.40 obtenemos nuestros coeficientes de pandeo:

$$k_x = 0,68$$

$$k_y = 0,68$$

Con estos valores calculamos la esbeltez en el tramo de la columna C1.

c. Valores de la esbeltez

Radio de giro:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_{cx1}}{A_g}} = \sqrt{\frac{67.500 \text{ cm}^4}{30 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}}} = 8,66 \text{ cm}$$
$$r_y = \sqrt{\frac{I_{cy1}}{A_g}} = \sqrt{\frac{67.500 \text{ cm}^4}{30 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}}} = 8,66 \text{ cm}$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot l_{c1}}{r_x} = \frac{0,68 \cdot 4,00 \text{ m}}{0,0866 \text{ m}} = 31,407$$
$$\lambda_x = 31,407 < 35 \quad \text{no existe pandeo}$$
$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot l_{c1}}{r_y} = \frac{0,68 \cdot 4,00 \text{ m}}{0,0866 \text{ m}} = 31,407$$
$$\lambda_y = 31,407 < 35 \quad \text{no existe pandeo}$$

3.5.2.4.2. Diseño del acero de refuerzo requerido

Según la NB 1225001 nos dice que se debe cumplir con:

$$0,006A_g \leq A_s \leq 0,08A_g$$

Área de acero mínima:

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

Área de acero máxima:

$$A_{s_{máx}} = 0,08 \cdot A_g$$
$$A_{s_{máx}} = 72 \text{ cm}^2$$

a. Armado de la sección

La NB 1225001 nos dice que, el diámetro de la armadura principal a utilizar debe ser $d_b \geq 12 \text{ mm}$.

$$d_b = 12 \text{ mm} \quad \text{asumido}$$

También nos dice que el diámetro de la armadura transversal debe ser al menos:

$$d_v = \begin{cases} \frac{d_b}{4} = \frac{12 \text{ mm}}{4} = 3 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$
$$d_v = 6 \text{ mm} \quad \text{asumido}$$

Número de varillas longitudinales:

$$N_b = 8$$

$$As_c = 8 \cdot \frac{(1,2cm)^2}{4} \cdot \pi$$

$$As_c = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$5,4 \text{ cm}^2 \leq 9,05 \text{ cm}^2 \leq 72 \text{ cm}^2 \quad \textbf{cumple!}$$

b. Evaluación de cuantía con el acero propuesto

Área de acero longitudinal total en la columna: $As_c = 9,05 \text{ cm}^2$

Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{As_c}{A_g} \cdot 100 \quad (3.60)$$

Donde:

As_c = Área de acero longitudinal en la columna.

A_g = Área bruta de la sección de la columna.

$$\rho = 1,01 \%$$

$$0,6\% \leq 1,01 \% \leq 8\%$$

cumple con lo recomendado en la norma

d. Espaciamiento entre barras

Espaciamiento mínimo:

$$s_{min} = \begin{cases} \frac{4}{3} \cdot d_{agg} = 20mm \\ 1,5 \cdot d_b = 18mm \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{min} = 4 \text{ cm} \quad \textbf{asumido}$$

Espaciamiento calculado:

$$s_{calculado} = \frac{30cm - 2,5cm - 2,5cm - (3 \cdot 1,2cm) - 0,6cm - 0,6cm}{2}$$

$$s_{calculado} = 10,1 \text{ cm}$$

3.5.2.4.3. Diseño por diagrama de interacción de la columna

Datos de la sección (Columna C10).

Resistencia a la compresión:

$$f_c = 21 \text{ MPa}$$

Deformación unitaria del concreto en compresión:

$$\varepsilon_c = 0,003$$

Valor de β_1 para la distribución rectangular de tensiones en el hormigón: $\beta_1 = 0,85$

Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Esfuerzo de fluencia del acero transversal: $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad: $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Deformación unitaria del acero cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia:

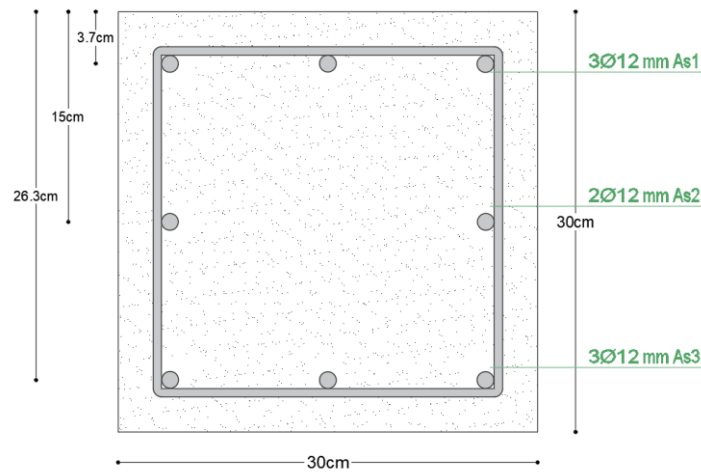
$$\varepsilon_{sy} = 0,002$$

Factor de reducción a compresión: $\phi = 0,65$

Factor de reducción a corte: $\phi = 0,75$

3.5.2.4.3.1. Construcción del diagrama de interacción

Figura 3.41 Cuantías y distancia de líneas de acero



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

$$A_{s1} = 3,393 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 2,262 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 3,393 \text{ cm}^2$$

a. Punto inicial

$$P_o = (0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y) \quad (3.61)$$

$$P_o = 2.042,85 \text{ kN}$$

b. Cálculo del punto de carga concéntrico P_n (compresión pura)

$$P_{nm\acute{a}x} = 0,80 \cdot P_o$$

$$P_{nm\acute{a}x} = 1.634,3 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nm\acute{a}x} = 0,65 \cdot 1.634,3 \text{ kN}$$

$$\emptyset P_{nm\acute{a}x} = 1.062,28 \text{ kN}$$

c. Cálculo del punto de tracción pura P_{nt}

$$P_{nt} = A_s \cdot f_y \quad (3.62)$$

$$P_{nt} = 452,5 \text{ kN}$$

$$\emptyset P_{nt-m\acute{a}x} = 0,90 \cdot 452,5 \text{ kN}$$

$$\emptyset P_{nt-m\acute{a}x} = 407,25 \text{ kN}$$

3.5.2.4.3.2. Cálculo del punto de carga balanceada P_b

$$c_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \cdot d \quad (3.63)$$

$$c_b = 14,35 \text{ cm}$$

$$a = 0,85 \cdot c$$

$$a = 12,19 \text{ cm}$$

$$\frac{0,003}{14,35 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon_1}{14,35 \text{ cm} - 3,7 \text{ cm}} \quad \varepsilon_1 = 0,00223 \text{ está en compresión, } \varepsilon_1 = -0,002226$$

$$\frac{0,003}{14,35 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon_2}{14,35 \text{ cm} - 15 \text{ cm}} \quad \varepsilon_2 = 0,000136 \text{ está en tracción, } \varepsilon_2 = +0,000136$$

$$\frac{0,003}{14,35 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon_3}{14,35 \text{ cm} - 26,3 \text{ cm}} \quad \varepsilon_3 = 0,00249 \text{ está en tracción, } \varepsilon_3 = +0,00249$$

a. Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero.

$$f_{s1} = \varepsilon_1 \cdot E_s$$

$$f_{s1} = -445,2 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = \varepsilon_2 \cdot E_s$$

$$f_{s2} = 27,2 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = \varepsilon_3 \cdot E_s$$

$$f_{s3} = 498 \text{ MPa}$$

b. Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero.

$$F_1 = f_{s1} \cdot A_{s1}$$

$$F_1 = -151,056 \text{ kN}$$

$$F_2 = f_{s2} \cdot A_{s2}$$

$$F_2 = 6,153 \text{ kN}$$

$$F_3 = f_{s3} \cdot A_{s3}$$

$$F_3 = 168,97 \text{ kN}$$

c. Cálculo de la fuerza de compresión N_b .

$$N_b = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \quad (3.64)$$

$$N_b = -652,77 \text{ kN}$$

d. Cálculo de la carga balanceada.

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

$$P_{Nb} = -628,703 \text{ kN}$$

e. Cálculo del centroide plástico.

$$y_p = \frac{(0,85 \cdot f_c \cdot A_g \cdot d/2) + \Sigma A s_i \cdot f_y \cdot d_i}{0,85 \cdot f_c \cdot A_g + (A_s \cdot f_y)}$$

$$y_p = 13,56 \text{ cm}$$

f. Cálculo del momento nominal respecto a y_p .

Para compresión:

$$M_{ni} = F_i \cdot (y_p - d_i) \quad (3.65)$$

Para tracción:

$$M_{ni} = F_i \cdot (d_i - y_p) \quad (3.66)$$

$$M_{n1} = F_1 \cdot (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = 14,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{n2} = F_2 \cdot (d_i - y_p)$$

$$M_{n2} = 0,089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{n3} = F_3 \cdot (d_i - y_p)$$

$$M_{n3} = 21,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

g. Cálculo del momento nominal M_n .

$$M_n = N_b \cdot \left(y_p - \frac{a}{2}\right) + \Sigma M_i \quad (3.67)$$

$$M_n = 85,238 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.5.2.4.3.3. Cálculo del punto en la zona de falla frágil

Cumpliendo que trabaje en zona frágil:

$$c = 19,5 \text{ cm}$$

$$c > c_b$$

$$a = 0,85 \cdot c$$

$$a = 16,575 \text{ cm}$$

$$\frac{0,003}{19,5cm} = \frac{\varepsilon_1}{19,5cm - 3,7cm} \quad \varepsilon_1 = 0,00243 \text{ está en compresión, } \varepsilon_1 = -0,00243$$

$$\frac{0,003}{19,5cm} = \frac{\varepsilon_2}{19,5cm - 15cm} \quad \varepsilon_2 = 0,000692 \text{ está en compresión, } \varepsilon_2 = -0,000692$$

$$\frac{0,003}{19,5cm} = \frac{\varepsilon_3}{19,5cm - 26,3cm} \quad \varepsilon_3 = -0,001046 \text{ está en tracción, } \varepsilon_3 = +0,001046$$

a. Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero.

$$f_{s1} = \varepsilon_1 \cdot E_s$$

$$f_{s1} = -486 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = \varepsilon_2 \cdot E_s$$

$$f_{s2} = -138,4 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = \varepsilon_3 \cdot E_s$$

$$f_{s3} = 209,2 \text{ MPa}$$

b. Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero.

$$F_1 = f_{s1} \cdot A_{s1}$$

$$F_1 = -164,90 \text{ kN}$$

$$F_2 = f_{s2} \cdot A_{s2}$$

$$F_2 = -31,306 \text{ kN}$$

$$F_3 = f_{s3} \cdot A_{s3}$$

$$F_3 = 70,98 \text{ kN}$$

c. Cálculo de la fuerza de compresión N_b , usando ecuación (3.64).

$$N_b = 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b$$

$$N_b = -887,59 \text{ kN}$$

d. Cálculo de la carga balanceada.

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

$$P_{Nb} = -1012,82 \text{ kN}$$

e. Cálculo del momento nominal respecto a y_p .

$$M_{n1} = F_1 \cdot (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = 16,259 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{n2} = F_2 \cdot (y_p - d_i)$$

$$M_{n2} = 0,451 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{n3} = F_3 \cdot (d_i - y_p)$$

$$M_{n3} = 9,043 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

f. Cálculo del momento nominal M_n .

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

$$M_n = 72,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.5.2.4.3.4. Cálculo del punto en la zona de falla dúctil

Cumpliendo que trabaje en la zona frágil:

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

$$c < c_b$$

$$a = 0.85 \cdot c = 8,5 \text{ cm}$$

$$\frac{0,003}{10 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon_1}{10 \text{ cm} - 3,7 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon_1 = 0,00189 \text{ está en compresión, } \varepsilon_1 = -0,00189$$

$$\frac{0,003}{10 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon_2}{10 \text{ cm} - 15 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon_2 = -0,0015 \text{ está en tracción, } \varepsilon_2 = +0,0015$$

$$\frac{0,003}{10 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon_3}{10 \text{ cm} - 26,3 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon_3 = -0,00489 \text{ está en tracción, } \varepsilon_3 = +0,00489$$

a. Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero.

$$f_{s1} = \varepsilon_1 \cdot E_s$$

$$f_{s1} = -378 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = \varepsilon_2 \cdot E_s$$

$$f_{s2} = 300 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = \varepsilon_3 \cdot E_s$$

$$f_{s3} = 978 \text{ MPa} \cong 500 \text{ MPa}$$

b. Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero.

$$F_1 = f_{s1} \cdot A_{s1}$$

$$F_1 = -128,26 \text{ kN}$$

$$F_2 = f_{s2} \cdot A_{s2}$$

$$F_2 = 67,86 \text{ kN}$$

$$F_3 = f_{s3} \cdot A_{s3}$$

$$F_3 = 169,65 \text{ kN}$$

c. Cálculo de la fuerza de compresión N_b .

$$N_b = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b$$

$$N_b = -455,175 \text{ kN}$$

d. Cálculo de la carga balanceada.

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

$$P_{Nb} = -345,925 \text{ kN}$$

e. Cálculo del momento nominal respecto a y_p .

$$M_{n1} = F_1 \cdot (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = 12,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{n2} = F_2 \cdot (d_i - y_p)$$

$$M_{n2} = 0,977 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{n3} = F_3 \cdot (d_i - y_p)$$

$$M_{n3} = 21,613 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

f. Cálculo del momento nominal M_n .

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

$$M_n = 77,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.5.2.4.3.5. Elaboración del diagrama de interacción

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

Zona	Carga P_n kN	Momento M_n kN.m
Compresión pura	-2.042,85	0
Frágil	-1.012,82	72,55
Balanceado	-628,703	85,238
Dúctil	-345,925	77,62
Tracción pura	452,5	0

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.18 Puntos del diagrama de interacción afectados por el factor de minoración.

Zona	Carga P_n kN	Momento M_n kN.m	ϕ	$\phi \cdot P_n$ kN	$\phi \cdot M_n$ kN.m
Compresión pura	-2.042,85	0	0,65	-1.327,85	0
Frágil	-1.012,82	72,55	0,90	-911,54	65,30
Balanceado	-628,703	85,238	0,65	-408,66	55,405
Dúctil	-345,925	77,62	0,65	-224,85	50,453
Tracción pura	452,5	0	0,90	407,25	0

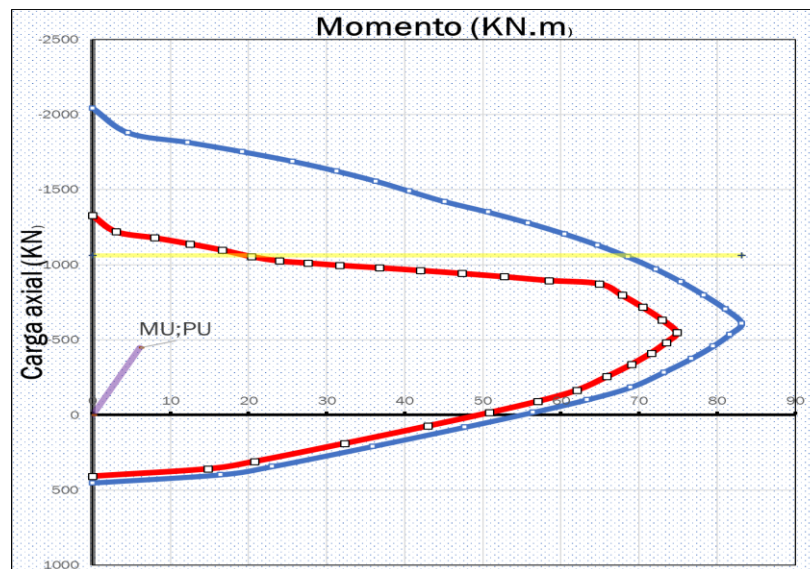
Nota. Fuente: Elaboración propia

Recta de $\phi P_{n\text{máx}}$:

$$\phi P_{n\text{máx}} = -1.062.28 \text{ kN}$$

Al ser una columna simétrica el diagrama tanto en x-y serán iguales

Figura 3.42 Diagrama de interacción de la columna



Nota. Se puede observar que nuestra columna se encuentra en una región aceptable dentro del diagrama, entonces el diseño es óptimo.

3.5.2.4.4. Revisión a cortante

Datos:

Resistencia a la compresión del hormigón:	$f_c = 21 \text{ MPa}$
Factor de modificación para hormigón liviano:	$\lambda = 1$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0,75$
Fuerza axial:	$N_u = 653,42 \text{ kN}$
Canto útil:	$d = 26,3 \text{ cm}$
Ancho de la sección:	$b_w = 30 \text{ cm}$
Área bruta de la sección:	$A_g = 900 \text{ cm}^2$

3.5.2.4.4.1. Cálculo de la fuerza cortante del hormigón

La NB 1225001 nos dice que, debemos guiarnos de la Tabla 2.14.

$$V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,29 \cdot N_u}{A_g}} \quad (3.68)$$

$$V_c = 184,78 \text{ kN}$$

3.5.2.4.4.2. Verificación de la dimensión de la sección transversal

La sección transversal debe seleccionarse para cumplir la ecuación (2.22):

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d)$$

$$V_u = -0,1 \text{ kN}$$

$$-0,1 \text{ kN} \leq 710,1 \text{ kN}$$

V_u es menor, por lo tanto, las dimensiones de la sección son correctas.

3.5.2.4.4.3. Verificación de necesidad de acero de refuerzo

Al ser la fuerza de cortante del hormigón mayor que la del cortante último, podemos saber que no se necesitará acero de refuerzo, por lo tanto, debemos colocar armadura mínima a la columna.

a. Armadura mínima para cortante:

Cuando se requiere armadura para cortante, debe ser el mayor entre:

$$A_{s_{min1}} = \frac{\sqrt{f_c}}{16} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{s_{min1}} = 0,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = 0,34 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$As_{min2} = 0,04 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima a cortante será:

$$As_{min} = 0,1 \text{ cm}^2$$

b. Acero adoptado:

$$N_b = 2$$

$$d_b = 6 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \cdot \frac{(0,6 \text{ cm})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_v = 0,57 \text{ cm}^2$$

c. Verificación del espaciamiento asumido.

Espaciamiento mínimo:

$$s_{min} = \begin{cases} \frac{4}{3} \cdot d_{agg} = 20 \text{ mm} \\ 1,5 \cdot d_b = 9 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{min} = 4 \text{ cm} \quad \textbf{asumido}$$

Espaciamiento máximo:

El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder el menor valor de:

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 16 \cdot d_b = 19,2 \text{ cm} \\ 36 \cdot d_{be} = 21,6 \text{ cm} \\ \text{la menor dimensión de la pieza} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 19,2 \text{ cm} \quad \textbf{asumido}$$

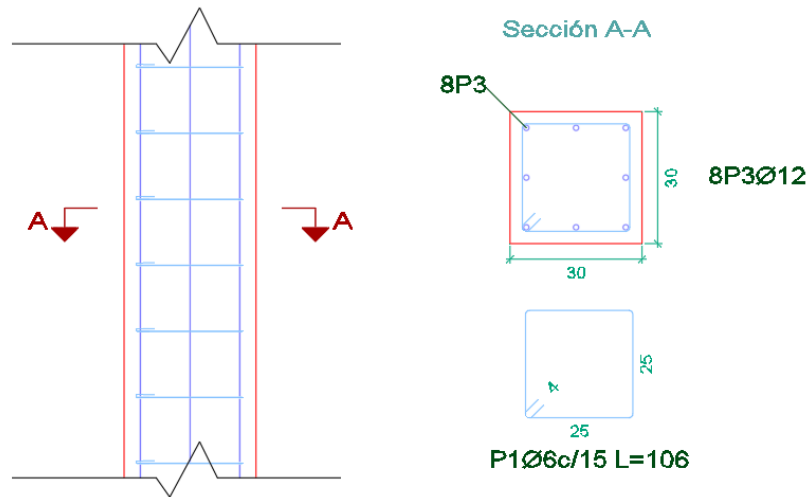
Como sabemos que necesitamos lo mínimo de refuerzo de acero, optamos por colocar un espaciamiento de $s = 15 \text{ cm}$ en la columna.

Cumpliendo con los requerimientos nuestra armadura transversal entonces será:

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

3.5.2.4.4. Detalle de la armadura de la columna

Figura 3.43 Detalle de la armadura en la columna.



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

3.5.2.4.4.5. Comprobación columna fuerte viga débil

Ver ANEXO A.3.4.

3.5.3. Estructuras complementarias

3.5.3.1. Diseño estructural de la escalera

a. Propiedades de los materiales

Resistencia a la compresión: $f_c = 21 \text{ MPa}$

Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Recubrimiento de diseño: $r = 3 \text{ cm}$

b. Cargas que actúan en la escalera

En la sección 3.5.2.1.2.3. tenemos el valor de las cargas ya calculadas:

Carga muerta:

$$CM_{escalera} = 0,94 \frac{kN}{m^2} \cong 1,00 \frac{kN}{m^2} \quad \text{asumida}$$

Carga viva:

$$SC_{escalera} = 3,0 \frac{kN}{m^2}$$

c. Geometría de la escalera

Huella: $huella = 30 \text{ cm}$

Contra huella: $\text{contrahuella} = 18 \text{ cm}$

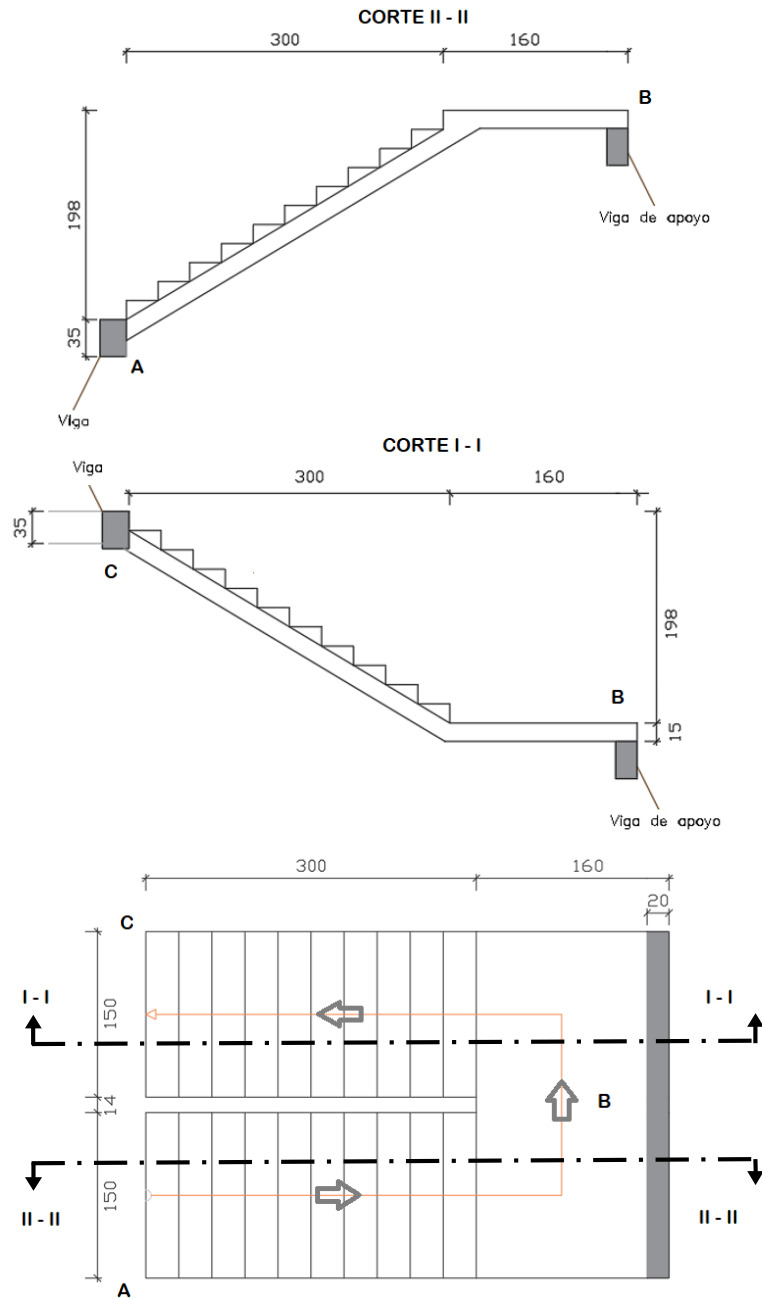
Número de peldaños: $N_{\text{peldaños}} = 22$

Desnivel que salvar: $Z = 396 \text{ cm}$

Ancho de grada: $a = 150 \text{ cm}$

Espesor: $t = 15 \text{ cm}$

Figura 3.44 Geometría de la escalera

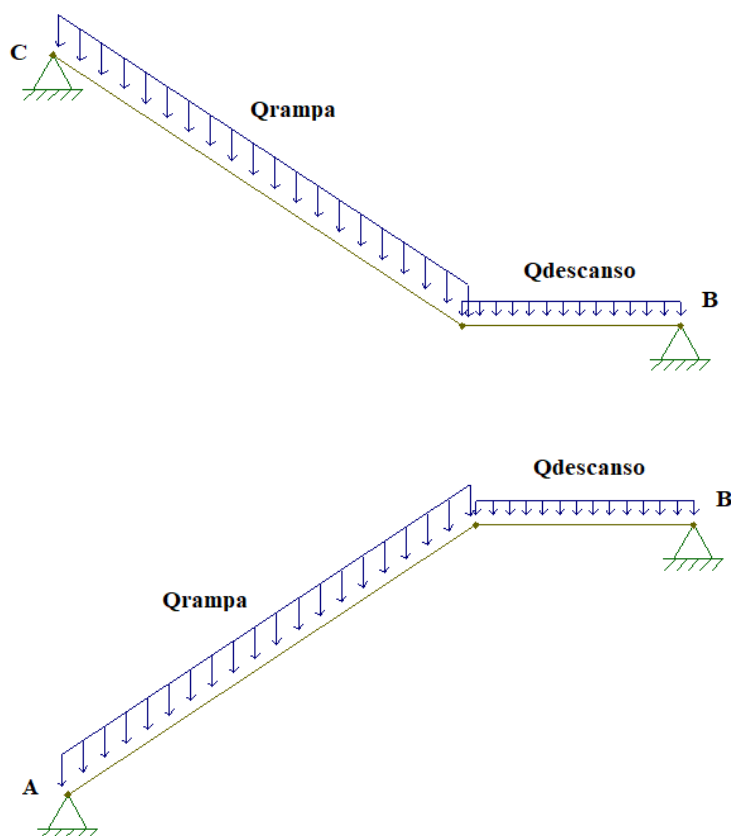


Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

3.5.3.1.1. Análisis simplificado de la escalera

La escalera de hormigón armado es de dos tramos y conecta los dos niveles de la edificación, se la idealiza como un sistema estructural compuesto por elementos lineales (vigas/barras) que representan los tramos inclinados y los descansos. El tipo de apoyo a nivel de planta superior e inferior se supone un apoyo de segundo orden, lo mismo para el nivel del descanso se supone apoyo de segundo orden. Véase la Figura 3.45

Figura 3.45 Idealización estructural de la escalera de dos tramos



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

a. Cargas que actúan en las gradas

Usando la combinación de carga correspondiente tenemos:

$$Q_{rampa} = 1,2 \cdot CM_{escalera} + 1,6 \cdot CV$$

Tabla 3.19 Carga actuante en la barra inclinada (rampa)

Rampa					
Tipo	Cargas kN/m ²		Total		Q _{rampa}
			kN/m ²	kN/m	kN/m
Carga muerta	Peso propio losa	4,17	7,36	22,08	40,90
	Peso propio peldaños	1,21			
	Baranda	0,98			
	Acabados	1			
Carga viva	Sobrecarga de servicio	3,0	3,0	9,0	

Nota. Fuente: Elaboración propia

b. Cargas que actúan en el descanso

Usando la combinación de carga correspondiente tenemos:

$$Q_{descanso} = 1,2 \cdot CM_{escalera} + 1,6 \cdot CV$$

Tabla 3.20 Carga actuante en el descanso

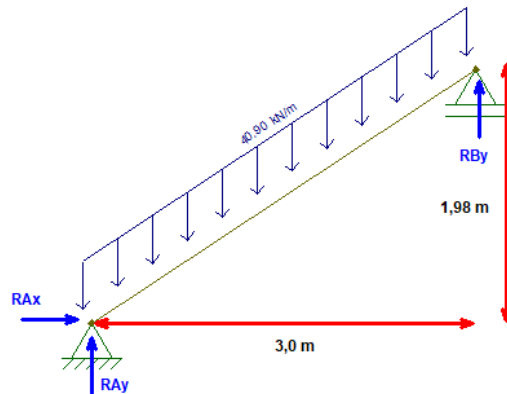
Descanso					
Tipo	Cargas kN/m ²		Total		Q _{descanso}
			kN/m ²	kN/m	kN/m
Carga muerta	Peso propio losa	4,17	5,17	8,27	17,60
	Acabados	1			
Carga viva	Sobrecarga de servicio	3,0	3,0	4,8	

Nota. Fuente: Elaboración propia

3.5.3.1.2. Análisis del tramo inclinado

3.5.3.1.2.1. Con cargas gravitacionales

Figura 3.46 Tramo inclinado con carga gravitacional



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_{By} \cdot 3 + (40,90 \text{ kN/m} \cdot 3\text{m}) \cdot (1,50\text{m}) = 0$$

$$R_{By} = 61,35 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_{By} + R_{Ay} - 40,90 \text{ kN/m} \cdot 3\text{m} = 0$$

$$R_{Ay} = 61,35 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$R_{Ax} = 0 \text{ kN}$$

3.5.3.1.2.2. Con carga descompuesta perpendicular y paralela al eje del tramo inclinado

a. Resultante vertical en la rampa:

$$R = Q_{rampa} \cdot L$$

$$R = 40,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3\text{m} = 122,7 \text{ kN}$$

$$\text{Resultante vertical: } R_y = R \cdot \cos\alpha = 102,40 \text{ kN}$$

$$\text{Resultante horizontal: } R_x = R \cdot \sen\alpha = 67,60 \text{ kN}$$

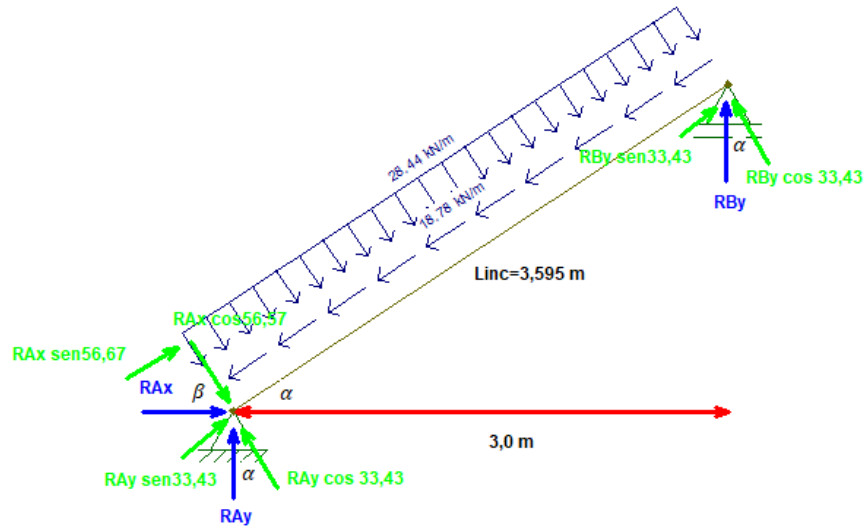
b. Carga lineal perpendicular al tramo inclinado:

$$Q_{rampa_{vertical}} = \frac{R_y}{L_{inclinada}} = 28,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

c. Carga lineal paralela al tramo inclinado:

$$Q_{rampa_{horizontal}} = \frac{R_x}{L_{inclinada}} = 18,78 \frac{kN}{m}$$

Figura 3.47 Tramo inclinado con carga descompuesta perpendicular y paralela a su eje



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_{By} \cos \alpha \cdot 3,595m + (28,44 \text{ kN/m} \cdot 3,595m) \cdot \left(\frac{3,595m}{2}\right) = 0$$

$$R_{By} \cos \alpha = 51,2 \text{ kN} \quad R_{By} = \frac{51,2 \text{ kN}}{\cos(33,43)} = 61,35 \text{ kN} \quad R_{By} \sin \alpha = 33,80 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{x'} = 0$$

$$R_{By} \sin \alpha - 18,78 \frac{kN}{m} \cdot 3,595m + R_{Ax} \sin \beta + R_{Ay} \sin \alpha = 0$$

$$R_{Ax} \sin \beta + R_{Ay} \sin \alpha = 33,8 \text{ kN}$$

$$R_{Ax} = 40,5 \text{ kN} + 0,66 \cdot R_{Ay}$$

$$\Sigma F_{y'} = 0$$

$$R_{By} \cos \alpha - 28,44 \frac{kN}{m} \cdot 3,595m - R_{Ax} \cos \beta + R_{Ay} \cos \alpha = 0$$

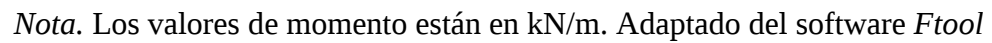
$$-R_{Ax} \cos \beta + R_{Ay} \cos \alpha = 51,2 \text{ kN}$$

$$-(40,5 \text{ kN} + 0,66 \cdot R_{Ay}) \cos \beta + R_{Ay} \cos \alpha = 51,2 \text{ kN}$$

$$R_{Ay} = 61,35 \text{ kN}$$

$$R_{Ax} = 40,5 \text{ kN} + 0,66 \cdot 61,35 \text{ kN}$$

Figura 3.48 Verificación del cálculo de nuestras reacciones

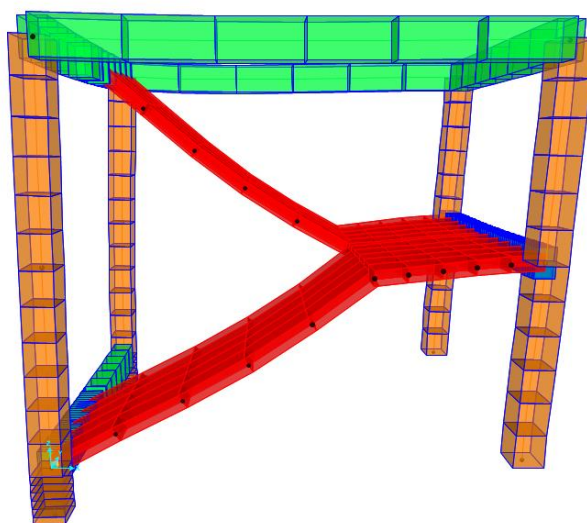


Página | 140

3.5.3.1.3. Modelo estructural con condiciones reales

La escalera se modeló en SAP2000 v.24.2.0, incorporando las columnas y vigas tal como se hizo en CypeCAD. Sin embargo, a diferencia del análisis manual en dos dimensiones, en este modelo se incluyó una viga de apoyo en el descanso, permitiendo que la estructura refleje de manera más precisa su comportamiento real sin necesidad de idealizar apoyos o asumir reacciones.

Figura 3.50 Modelado de la escalera



Nota. Adaptado del software *Sap2000 v24.2.0*

Dado que el refuerzo en la escalera se dispondrá en ambas direcciones, fue necesario obtener los momentos en dichas direcciones a partir del análisis estructural en SAP2000.

a. Esfuerzos en X.

Momento positivo en x: $M_{ux} = 8,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento negativo en x: $M_{ux} = -22,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$

b. Esfuerzos en Y.

Momento positivo en y: $M_{uy} = 2,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento negativo en y: $M_{uy} = -44,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3.5.3.1.4. Diseño de la armadura superior

Datos:

Resistencia a la compresión:	$f_c = 21 \text{ MPa}$
Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal:	$f_y = 500 \text{ MPa}$
Recubrimiento:	$r = 3 \text{ cm}$
Altura de la losa:	$h = 15 \text{ cm}$
Ancho de análisis:	$b = 100 \text{ cm}$
Momento negativo en x:	$M_{ux} = -22,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Momento negativo en y:	$M_{uy} = -44,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$

a. Para el momento en X, utilizando la ecuación (3.22).

$$M_x = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 1,2513 \text{ cm}$$

$$Nc_1 = 200,955 \text{ kN}$$

$$A_x = 4,465 \text{ cm}^2$$

b. Para el momento en Y, utilizando la ecuación (3.22).

$$M_y = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 2,591 \text{ cm}$$

$$Nc_2 = 416,06 \text{ kN}$$

$$A_y = 9,244 \text{ cm}^2$$

c. El valor de la armadura mínima será el mayor de:

$$A_{smin} = \begin{cases} \frac{0,0018 \cdot 4.200}{f_y} \cdot A_g = 2,268 \text{ cm}^2 \\ 0,0014 \cdot A_g = 2,10 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{smin} = 2,268 \text{ cm}^2$$

d. Acero adoptado:

Para el momento en X.

$$A_x = 4,465 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 5$$

$$D_{barras} = 12 \text{ mm}$$

$$A_{sx} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi = 5,655 \text{ cm}^2$$

Número de barras a usar: barras de $\phi 12$ cada 20 cm

Para el momento en Y.

$$A_y = 9,244 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 5$$

$$D_{barras} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{S_y} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{S_y} = 10,05 \text{ cm}^2$$

Número de barras a usar: barras de Ø16 cada 20 cm

3.5.3.1.5. Diseño de la armadura inferior

Datos:

Momento positivo en x: $M_{ux} = 8,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento positivo en y: $M_{uy} = 2,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$

a. Para el momento en X, utilizando la ecuación (3.22).

$$M_x = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 0,465 \text{ cm}$$

$$N_{c1} = 73,278 \text{ kN}$$

$$A_x = 1,628 \text{ cm}^2$$

b. Para el momento en Y, utilizando la ecuación (3.22).

$$M_y = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 0,1456 \text{ cm}$$

$$N_{c2} = 22,947 \text{ kN}$$

$$A_y = 0,51 \text{ cm}^2$$

c. El valor de la armadura mínima será el mayor de:

$$A_{S_{min}} = \begin{cases} \frac{0,0018 \cdot 4.200}{f_y} \cdot A_g = 2,268 \text{ cm}^2 \\ 0,0014 \cdot A_g = 2,10 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{S_{min}} = 2,268 \text{ cm}^2$$

d. Acero adoptado:

Para el momento en X.

$$A_x = 2,268 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 5$$

$$D_{barras} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s_x} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_x} = 3,544 \text{ cm}^2$$

Número de barras a usar: barras de Ø10 cada 20 cm

Para el momento en Y.

$$A_y = 2,268 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 5$$

$$D_{barras} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{s_y} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_y} = 3,544 \text{ cm}^2$$

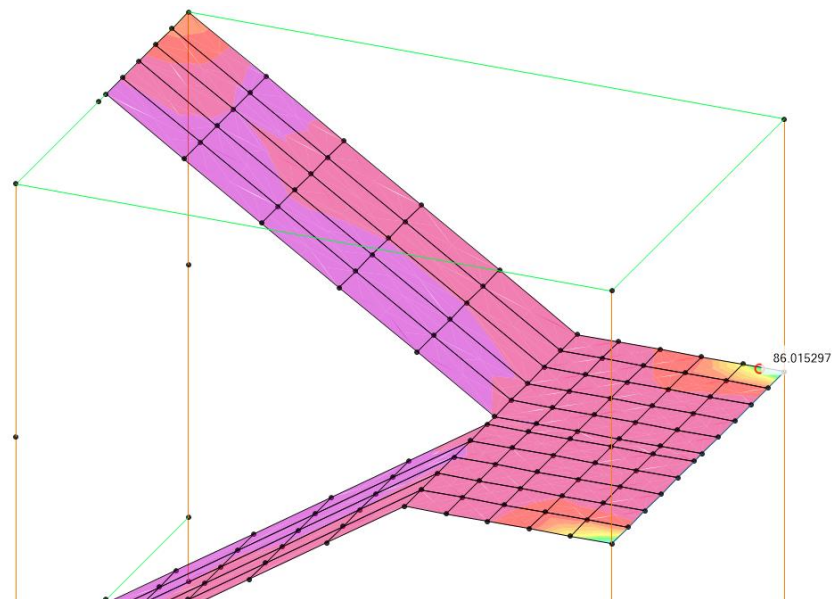
Número de barras a usar: barras de Ø10 cada 20 cm

3.5.3.1.6. Verificación a corte

Se realizará la verificación con el valor más desfavorable a cortante entre ambas direcciones.

Cortante de diseño: $V_u = 86,02 \text{ kN}$

Figura 3.51 Cortante más desfavorable en la escalera



Nota. Adaptado del software Sap2000 v24.2.0

La resistencia al corte debe ser calculado según las ecuaciones de la Tabla 3.15:

- a. Utilizando la ecuación (3.45):

$$V_{c(a)} = \left(0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c(a)} = 116,86 \text{ kN}$$

- b. Utilizando la ecuación (3.46):

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = 0,0015$$

$$V_{c(b)} = \left(0,66 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c(b)} = 52,07 \text{ kN}$$

- c. Utilizando la ecuación (3.48):

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0,04 \cdot d(\text{cm})}}$$

$$\lambda_s = 1$$

$$V_{c(c)} = \left(0,66 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c(c)} = 58,22 \text{ kN}$$

Resistencia real a cortante del hormigón:

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 116,86 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 87,65 \text{ kN} > V_u = 86,02 \text{ kN}$$

Se aprecia, con las dimensiones actuales, la escalera resiste el esfuerzo cortante principalmente a través del hormigón, sin considerar la contribución de la armadura.

3.5.3.1.7. Verificación de la flecha

Datos:

Longitud de la escalera: $L = 3,6 \text{ m}$

Deflexión más desfavorable:

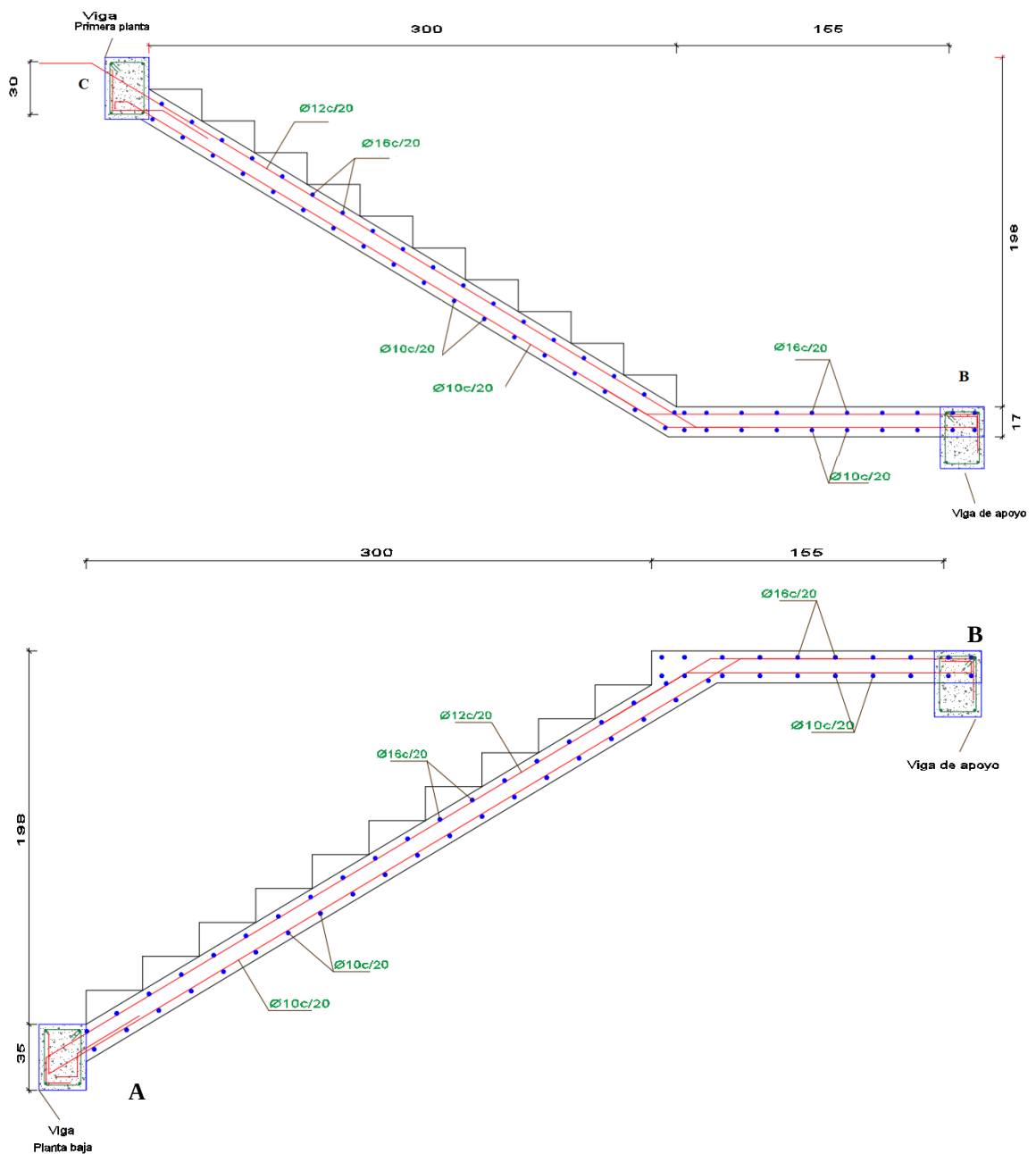
$$\frac{L}{480} = \frac{360 \text{ cm}}{480} = 0,75 \text{ cm} = 75 \text{ mm}$$

Deflexión obtenida del software Sap2000:

$$F = 26,9 \text{ mm} < 75 \text{ mm}$$

3.5.3.1.8. Detalle de la armadura

Figura 3.52 Detalle de armadura en la escalera



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024

3.5.4. Fundaciones

3.5.4.1. Diseño estructural de la zapata aislada

Para el diseño de la zapata, se analizará la base de la columna **C10**, mostrada en la Figura 3.37, ya que representa la condición más exigente en términos de carga y esfuerzos.

a. Datos:

Resistencia a la compresión: $f_c = 21 \text{ MPa}$

Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Geometría de la columna:

Ancho: $a = 30 \text{ cm}$

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

Recubrimiento geométrico: $r_{geo} = 5 \text{ cm}$

b. Solicitaciones:

Estado de servicio: $P_{servicio} = 598,206 \text{ kN}$

Estado límite último: $P_{diseño} = 769,822 \text{ kN}$

Tensión admisible del suelo: $Q_{adm} = 96,105 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

3.5.4.1.1. Área necesaria de la zapata

$$A_{nec} = \frac{P_{servicio} + 0,05 \cdot P_{servicio}}{Q_{adm}}$$

$$A_{nec} = 6,536 \text{ m}^2$$

Utilizamos la ecuación (2.37):

$$B = \sqrt{A_{nec}} = 2,56 \text{ m}$$

Asumimos un valor de:

$$B = 2,8 \text{ m}$$

3.5.4.1.2. Altura de la zapata

Recubrimiento mecánico: Altura de la zapata:

$$r_{mec} = r_{geo} + 1,5 \cdot d_b \qquad H = d + r_{mec}$$

$$r_{mec} = 7,4 \text{ cm} \qquad H = 63,4 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

Altura mínima de una zapata:

La NB 1225001 nos dice que, la altura total de la fundación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva de la armadura inferior sea al menos 150 mm. Entonces:

$$H_{min} = 15 \text{ cm} + r_{mec}$$

$$H_{min} = 22,4 \text{ cm}$$

Podemos ver que estamos por encima de la altura mínima.

3.5.4.1.3. Cálculo de excentricidades

$$e_x = \frac{M_y}{P} < \frac{B}{6} \quad \text{tercio central} \quad (3.69)$$

$$e_x = 0,00016 < 0,47 \quad \text{cumple}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} < \frac{B}{6} \quad \text{tercio central} \quad (3.70)$$

$$e_y = 0,009 < 0,47 \quad \text{cumple}$$

3.5.4.1.4. Cálculo del esfuerzo en el terreno

$$q_1 = \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} + \frac{6 \cdot e_y}{B}\right) = 77,80 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_2 = \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} - \frac{6 \cdot e_y}{B}\right) = 74,86 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_3 = \frac{P}{A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} - \frac{6 \cdot e_y}{B}\right) = 74,80 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_4 = \frac{P}{A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} + \frac{6 \cdot e_y}{B}\right) = 77,75 \frac{kN}{m^2}$$

3.5.4.1.5. Verificación del esfuerzo admisible del suelo

$$q_u = \frac{P_{diseño}}{B^2} = \frac{769,822 \text{ kN}}{(2,8 \text{ m})^2}$$

$$q_u = 98,192 \frac{kN}{m^2}$$

3.5.4.1.6. Verificación a cortante en una dirección

a. Datos:

Geometría de la columna:

Ancho: $a = 30 \text{ cm}$

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

Recubrimiento mecánico: $r_{mec} = 7,4 \text{ cm}$

Canto útil: $d = H - r_{mec}$

$$d = 57,6 \text{ cm}$$

b. Cálculo del esfuerzo cortante actuante real, utilizando la ecuación (2.38):

$$V_u = \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d\right) \cdot B \cdot q_u$$

$$V_u = 185,31 \text{ kN}$$

c. Cálculo del esfuerzo cortante del hormigón.

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0,167 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 1.234,26 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 925,70 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c > V_u$$

$$925,70 \text{ kN} > 185,31 \text{ kN} \quad \textbf{cumple!}$$

Verificamos que nuestro esfuerzo cortante del hormigón es mayor que el esfuerzo cortante último, por lo tanto, sabemos que nuestra altura asumida es adecuada.

3.5.4.1.7. Verificación a cortante en dos direcciones o punzonamiento

- a. Cálculo del esfuerzo cortante actuante real, utilizando la ecuación (2.40):

$$V_u = (B^2 - (a + d) \cdot (b + d)) \cdot q_u$$

$$V_u = 694,48 \text{ kN}$$

- b. Cálculo del perímetro de la sección crítica.

$$b_o = 2 \cdot (a + d) + 2 \cdot (b + d)$$

$$b_o = 2 \cdot (0,30\text{m} + 0,576\text{m}) + 2 \cdot (0,30\text{m} + 0,576\text{m})$$

$$b_o = 3,504 \text{ m}$$

- c. Cálculo del esfuerzo cortante del hormigón.

Para el cálculo del V_c , utilizaremos la Tabla 2.18. Donde se tomará el valor menor.

Utilizando la ecuación **(a)**:

$$v_{c(a)} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{3}$$

$$v_{c(a)} = 1,528 \text{ MPa}$$

Utilizando la ecuación **(b)**:

$$v_{c(b)} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$$

$$v_{c(b)} = 2,291 \text{ MPa}$$

Utilizando la ecuación **(c)**:

$$v_{c(c)} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{12} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right)$$

Usamos el valor de $\alpha_s = 40$, para columnas interiores.

$$v_{c(c)} = 3,275 \text{ MPa}$$

El valor asumido será el menor de las tres ecuaciones:

$$v_c = 1,528 \text{ MPa}$$

d. Fuerza cortante resistente:

$$V_c = v_c \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 3.083,97 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 2.312,98 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c > V_u$$

$$2.312,98 \text{ kN} > 694,48 \text{ kN} \quad \textbf{cumple!}$$

Verificamos que nuestro esfuerzo cortante del hormigón es mayor que el esfuerzo cortante último, por lo tanto, sabemos que nuestra altura asumida es adecuada.

3.5.4.1.8. Verificación a flexión

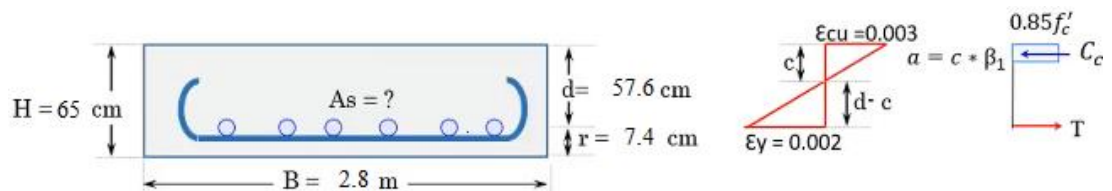
a. Cálculo del momento resistente, utilizando la ecuación (2.41):

$$M_u = \left(B \cdot \left(\frac{B-b}{2} \right) \right) \cdot q_u \cdot \left(\frac{B-b}{4} \right)$$

$$M_u = 214,795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aplicando el diagrama rectangular de tensiones podemos calcular al área necesaria de acero y también el momento nominal de la pieza.

Figura 3.53 Aplicando el diagrama de tensiones en la sección de la zapata



Nota. Adaptado del software AutoCAD 2024 de elaboración propia

Haciendo relación de triángulos podemos encontrar el valor de c:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}$$

$$c = 34,56 \text{ cm}$$

b. Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos, utilizando la ecuación (2.18):

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = 29,38 \text{ cm}$$

c. Cálculo del momento nominal:

$$M_n = (a \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot B) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 6.300,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d. Cálculo del acero necesario:

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

$$A_s = 11,124 \text{ cm}^2$$

e. Armadura mínima, utilizamos la Tabla 2.16:

Para nuestro caso $f_y > 420 \text{ MPa}$, será el valor mayor entre:

$$A_{s_{min1}} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} \cdot B \cdot d = 24,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = 0,0014 \cdot B \cdot d = 22,58 \text{ cm}^2$$

Elegimos el valor mayor entre los dos:

$$A_{s_{min}} = 24,39 \text{ cm}^2$$

f. Acero adoptado:

$$N_{barras} = 14$$

$$d_{barras} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s_{real}} = N_{barras} \cdot \frac{(d_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$A_{s_{real}} = 28,15 \text{ cm}^2$$

g. Espaciamiento:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r_{mec}}{N_{barras} - 1}$$

$$s = \frac{280 \text{ cm} - 2 \cdot 7,4 \text{ cm}}{14 - 1}$$

$$s = 20,4 \text{ cm}$$

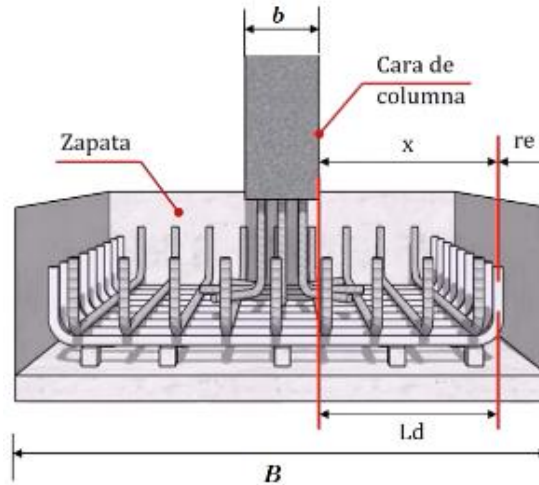
Entonces nuestro acero adoptado será: 14 barras de $\phi 16 \text{ mm}$ c/20 cm

3.5.4.1.9. Verificación de anclaje o patillas

La NB 1225001 nos dice que:

- Si el valor de $X > \iota_d$ las barras de la zapata no necesitarán ganchos.
- Si el valor de $X < \iota_d$ las barras de la zapata si necesitarán ganchos.

Figura 3.54 Longitud de desarrollo



Nota. Adaptado de *Especificaciones de zapatas aisladas*, por Libre Ingeniería Civil,

<https://www.libreingenieriacivil.com/>

La longitud de desarrollo se mide desde la cara de la columna.

a. Cálculo de X

$$X = \left(\frac{B - b}{2} \right) - r_{geo}$$

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

b. Cálculo de la longitud de desarrollo

Utilizamos la ecuación (2.42):

$$\iota_d = \frac{9 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{10 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b$$

Hormigón de peso liviano:

$$\lambda = 1$$

Revestimiento epóxico ψ_e , para armadura sin recubrimiento epoxi:

$$\psi_e = 1$$

Diámetro ψ_s , para barras con diámetros menores a 20mm:

$$\psi_s = 0,8$$

Ubicación de la armadura ψ_t , más de 300mm de hormigón:

$$\psi_t = 1,3$$

$$\iota_d = \frac{9 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot 0,8}{10 \cdot 1 \cdot \sqrt{21 \text{ MPa}} \cdot (2,5)} \cdot 16 \text{ mm}$$

$$\iota_d = 65,4 \text{ cm}$$

Verificación:

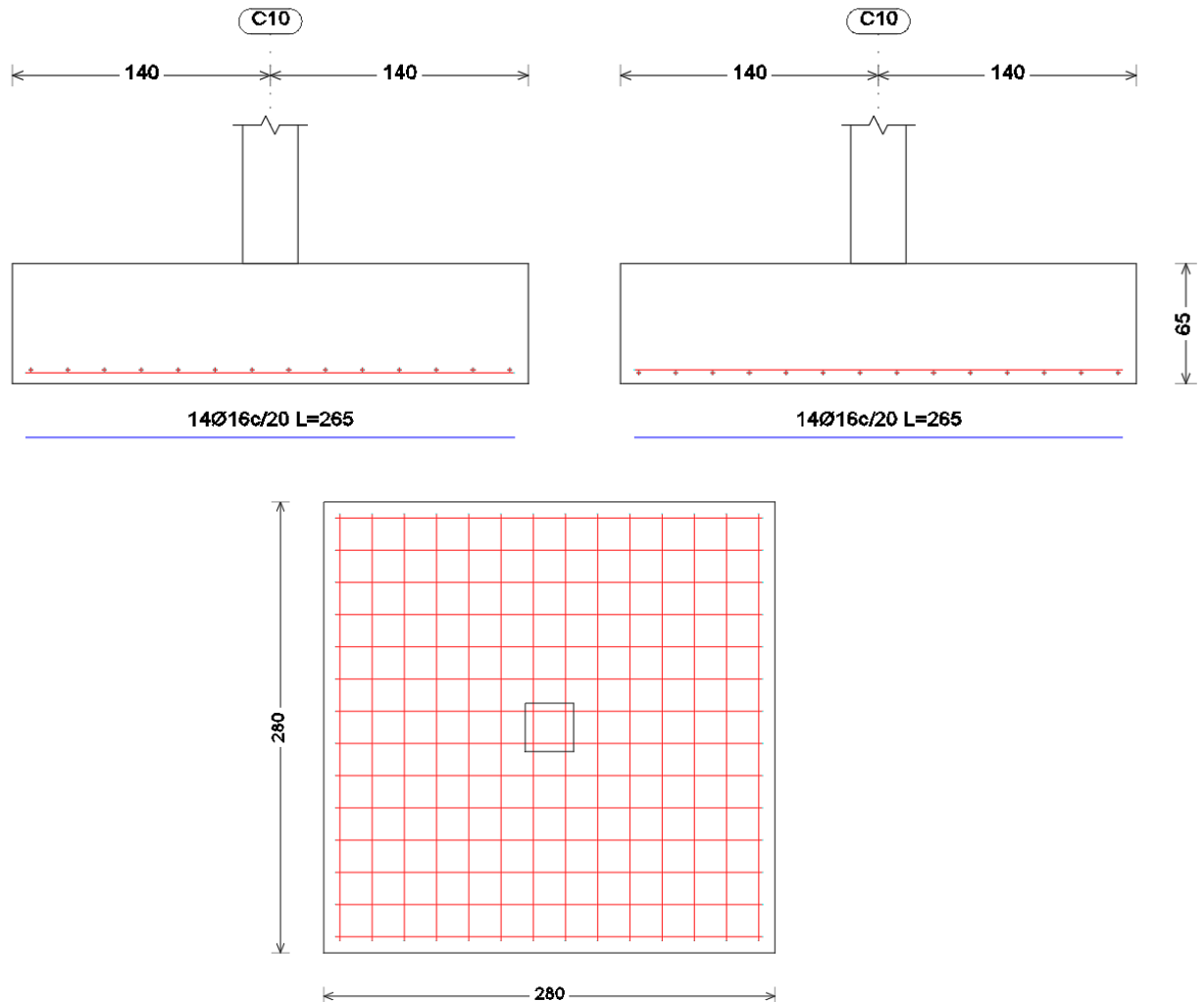
$$X > \iota_d$$

$$120 \text{ cm} > 65,4 \text{ cm}$$

no se necesitan ganchos

3.5.4.1.10. Detalle de la armadura

Figura 3.55 *Detalle de la armadura de la zapata aislada*



Nota. Adaptado del software *CypeCAD 2019*

3.5.5. Estructura de sustentación del tinglado

3.5.5.1. Diseño estructural de la columna

Ver ANEXO A.3.5.

3.6.Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas de cada ítem abarcan los siguientes aspectos: definición, materiales, herramientas y equipos, procedimiento de ejecución, método de medición y forma de pago. Estos criterios garantizan una correcta planificación y control en la ejecución del proyecto, asegurando el cumplimiento de los estándares de calidad establecidos. Las especificaciones técnicas se encuentran en el **ANEXO A.4**.

3.6.2. Precios unitarios

Tabla 3.21 Resumen de los precios unitarios

Nº	Descripción	Unidad	Unitario (Bs)
>	M01 - OBRAS PRELIMINARES		
1	Letrero de obras	pza	524,5
2	Instalación de faenas	glb	8.222,35
3	Limpieza y deshierbe	m2	1,7
4	Replanteo y trazado	m2	7,33
>	M02 - OBRA GRUESA (INFRAESTRUCTURA)		
5	Excavación suelo blando c/retroexcavadora	m3	34,89
6	Excavación manual terreno blando	m3	68,42
7	Relleno y compactado con máquina	m3	53,93
8	Carpeta de hormigón pobre	m3	474,51
9	Zapatas de hºaº	m3	2.956,11
10	Columnas de hºaº	m3	4.107,63
11	Viga de hºaº	m3	3.525,69
12	Losa casetonada de hºaº e=30 cm	m2	476,56
13	Escalera de hºaº	m3	3.771,09
14	Impermeabilización de sobrecimientos	m2	34,22
15	Muro de ladrillo 6 huecos (18 cm)	m2	174,76
16	Estructura metálica para cubierta de calamina	ml	283,82
17	Largueros metálicos tipo C	ml	193,33
18	Cubierta galv. ondulada # 28	m2	174,11
19	Contrapiso de cemento + empedrado	m2	125,9
>	M03 - TINGLADO (INFRAESTRUCTURA)		
20	Excavación suelo blando c/retroexcavadora tinglado	m3	34,89
21	Carpeta de hormigón pobre	m3	474,51
22	Zapatas de hºaº	m3	2.672,91
23	Relleno y compactado con máquina	m3	53,93
24	Columnas de hºaº	m3	4.107,63
25	Unión empernada (cercha metálica - hºaº)	pza	232,6
26	Estructura metálica para cubierta de calamina	ml	722,54
27	Largueros metálicos tipo C	ml	227,12
28	Cubierta galv. ondulada # 28	m2	174,11

Nota. Elaboración propia

La Tabla 3.21 muestra el resumen general de los ítems considerados en el proyecto, incluyendo las actividades de obras preliminares, infraestructura y tinglado, junto con sus respectivas unidades de medida y costos unitarios en bolivianos (Bs).

El desglose detallado de cada material se encuentra a detalle en el **ANEXO A.5**.

3.6.3. Cálculos métricos

La Tabla 3.22 presenta el resumen de los cálculos métricos correspondientes al proyecto, detallando las cantidades de cada ítem en función de su unidad de medida.

Para una descripción más detallada del cálculo de los cálculos realizados, se puede consultar en el **ANEXO A.6**.

Tabla 3.22 Resumen de los cálculos métricos

N°	Ítem	Unidad	Cantidad
>	M01 - OBRAS PRELIMINARES		
1	Letrero de obras	pza	1
2	Instalación de faenas	glb	1
3	Limpieza y deshierbe	m2	1.360,20
4	Replanteo y trazado	m2	1.360,20
>	M02 - OBRA GRUESA (INFRAESTRUCTURA)		
5	Excavación suelo blando c/retroexcavadora	m3	214,17
6	Excavación manual terreno blando	m3	17,56
7	Relleno y compactado con máquina	m3	149,19
8	Carpeta de hormigón pobre	m3	9,56
9	Zapatas de h°a°	m3	58,6
10	Columnas de h°a°	m3	39,34
11	Viga de h°a°	m3	94,71
12	Losa casetonada de h°a° e=30 cm	m2	489,41
13	Escalera de h°a°	m3	2,72
14	Impermeabilización de sobrecimientos	m2	30,87
15	Muro de ladrillo 6 huecos (18 cm)	m2	869,23
16	Estructura metálica para cubierta de calamina	ml	1.526,19
17	Largueros metálicos tipo C	ml	465,83
18	Cubierta galv. ondulada # 28	m2	585,1
19	Contrapiso de cemento + empedrado	m2	489,41
>	M03 - TINGLADO (INFRAESTRUCTURA)		
20	Excavación suelo blando c/retroexcavadora tinglado	m3	192,12
21	Carpeta de hormigón pobre	m3	6,36
22	Zapatas de h°a°	m3	79,64
23	Relleno y compactado con máquina	m3	101,8
24	Columnas de h°a°	m3	14,4
25	Unión empernada (cercha metálica - h°a°)	pza	16
26	Estructura metálica para cubierta de calamina	ml	1.513,88
27	Largueros metálicos tipo C	ml	2.020,50
28	Cubierta galv. ondulada # 28	m2	775,1

Nota. Elaboración propia

3.6.4. Presupuesto

El presupuesto total de la obra asciende a 3.772.830,51 Bs (tres millones setecientos setenta y dos mil ochocientos treinta 51/100 bolivianos), considerando todos los materiales y trabajos necesarios para su ejecución. Para una descripción más detallada de cada ítem, se puede consultar el **ANEXO A.7.**

3.6.5. Planeamiento y cronograma

El planteamiento y cronograma de la obra establece la planificación y organización de las actividades necesarias para su correcta ejecución.

La duración total del proyecto será de 383 días calendario, iniciando el lunes 30 de septiembre de 2024 y finalizando el viernes 19 de diciembre de 2025. Este cronograma se encuentra a detalle en el **ANEXO A.8.**

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

4. APORTE ACADÉMICO (Análisis comparativo entre una losa casetonada con vigas peraltadas y una losa casetonada con vigas planas)

4.1. Marco conceptual del aporte académico

Las losas nervadas casetonadas en dos direcciones son elementos esenciales en estructuras que buscan optimizar peso, costo y capacidad de carga. Su diseño permite cubrir grandes luces y también reduce el uso de hormigón donde no es necesario, manteniendo nervaduras que garantizan rigidez y resistencia a flexión. Estas losas son comunes en edificaciones de varios niveles, estacionamientos y auditorios.

El presente aporte académico se centra en un análisis comparativo entre dos variantes de losas nervadas casetonadas en dos direcciones: una que incluye vigas peraltadas y otra con vigas planas.

4.2.Marco teórico o alcance del aporte

4.2.1. Losa nervada casetonada con vigas peraltadas

Este tipo de losa combina un sistema de nervios bidireccionales con vigas de gran altura en sus apoyos que refuerzan la estructura. Estas vigas permiten resistir mayores momentos flectores, lo que las hace ideales para cubrir grandes luces o soportar cargas significativas. Además, proporcionan rigidez adicional, mejorando la estabilidad global de la estructura. Sin embargo, su altura puede presentar limitaciones arquitectónicas.

Figura 4.1 *Losa casetonada con vigas peraltadas*



Nota. La imagen ilustra una losa casetonada de dos direcciones con vigas peraltadas.

4.2.1.1. Componentes

- a. **Losa Nervada Casetonada:** Este tipo de losa está formada por nervios en dos direcciones, con casetones como complemento ubicados entre los nervios.
- b. **Casetones:** Los casetones, fabricados generalmente de poliestireno, son elementos no recuperables que se integran durante el vaciado del hormigón en las losas nervadas. Funcionan como relleno dentro de la estructura, aliviando el peso total y optimizando el consumo de material.
- c. **Vigas Peraltadas:** Estas vigas se caracterizan por tener una mayor altura lo que les permite resistir mejor las cargas de flexión y reducir la deflexión. La peraltación también ayuda a soportar grandes luces.

4.2.1.2. Proceso constructivo

- a. **Encofrado:** El encofrado en vigas peraltadas requiere el uso de moldes que le den la forma y altura a la viga. Este proceso incluye soportes adicionales para mantener firme y estable el encofrado durante el vaciado.
- b. **Instalación de nervios:** Se colocan en dos direcciones ortogonales sobre la base del encofrado. Se introducen las varillas de acero de refuerzo según el diseño para resistir las solicitaciones. La separación entre nervios debe seguir el diseño estructural.
- c. **Colocación de Casetones:** Se colocan los casetones de poliestireno entre los nervios de manera que cubran toda el área entre nervios.
- d. **Refuerzo de Losa:** Se coloca una malla o varillas de acero adicional sobre los casetones, en la zona de compresión de la losa, preparándose para el vaciado del hormigón. El refuerzo debe estar adecuadamente posicionado para garantizar la integridad de la losa.
- e. **Preparación del Hormigón:** Se mezcla el hormigón con las proporciones adecuadas de cemento, agua, arena, grava y aditivos. La mezcla debe cumplir con las especificaciones dadas.
- f. **Vaciado:** Se vierte el hormigón sobre los nervios y los casetones. El hormigón debe ser distribuido uniformemente y compactado para eliminar burbujas de aire y asegurar una buena adherencia.

- g. Desencofrado:** Según NB 1225001-1 Los plazos mínimos para la remoción de apuntalamientos, arriostramientos y otros elementos de sostén para el caso de luces mayores de 10m y menores de 20 m, y una sobrecarga menor al peso propio de la estructura será 14 días.

4.2.1.3. Ventajas de utilizar vigas peraltadas

Las vigas peraltadas por el tamaño de su sección mejoran la capacidad de carga y la distribución de los esfuerzos en la losa, lo que significa que necesita menor cantidad de refuerzo.

La eficiencia estructural de las vigas peraltadas permite distancias más grandes entre las columnas sin comprometer la estabilidad, lo que facilita el diseño arquitectónico de espacios más abiertos.

4.2.2. Losa nervada casetonada con vigas planas

La losa nervada casetonada con vigas planas es un sistema estructural que combina una losa de concreto armado con nervios y casetones para reducir el peso de la estructura. A diferencia de las vigas peraltadas, las vigas planas son de sección uniforme a lo largo de su longitud. Este sistema es especialmente útil para cubrir grandes luces y proporcionar un acabado plano en la parte inferior de la losa.

Figura 4.2 *Losa casetonada con vigas planas*



Nota. La imagen ilustra una losa casetonada de dos direcciones con vigas planas.

4.2.2.1. Componentes

- a. Losa Nervada Casetonada:** Este tipo de losa está formada por nervios en dos direcciones, con casetones ubicados entre los nervios.

- b. Casetones:** Los casetones son elementos no recuperables, generalmente hechos de poliestireno, que se integran en la losa durante el vaciado del hormigón.
- c. Ábacos:** Los ábacos son elementos de refuerzo situados en la intersección de la losa con las columnas. Su función es transmitir adecuadamente las cargas desde la losa hacia las columnas, y están diseñados para soportar las fuerzas concentradas que actúan en estos puntos críticos.
- d. Vigas planas:** Las vigas planas permiten un acabado más estético en la parte inferior de la losa, ya que no presentan formas complejas. También pueden ser más fáciles de construir en comparación con las vigas peraltadas.

4.2.2.2. Ventajas de utilizar vigas planas

Las vigas planas tienen una sección transversal uniforme, lo que simplifica el proceso de construcción y reduce la complejidad en el diseño y la ejecución. No requieren de moldes especiales o técnicas complejas como en el caso de las vigas peraltadas.

Las vigas planas proporcionan un acabado más uniforme y estéticamente agradable en la parte inferior de la losa.

Las vigas planas permiten una menor altura total de la estructura en comparación con las vigas peraltadas, que pueden ser más voluminosas.

Las vigas planas facilitan la instalación de servicios como sistemas eléctricos, de climatización y de fontanería en el techo, ya que la estructura uniforme permite una integración más sencilla de estos elementos.

4.3. Diseño de losa reticular casetonada con vigas planas

Antes de realizar el diseño de la losa, debemos hacer el cálculo de las vigas planas, ya que las losas dependen directamente de la interacción con las vigas que la sustentan.

Al optar por vigas planas, la distribución de esfuerzos, las deformaciones y el comportamiento general de la estructura cambiarán notablemente.

Es necesario recalcular las secciones y refuerzos de las vigas planas, ya que su capacidad de carga será inferior a la de las vigas peraltadas. El cálculo de las vigas planas se encuentra detallado en el **ANEXO A.3.6**.

4.3.1. Diseño de losa casetonada

Dado que la estructura de la losa ahora trabaja con vigas planas, los momentos flectores más elevados se concentran en la zona de las columnas. Debido a esta

concentración de esfuerzos en los puntos de apoyo de las columnas, es necesario incorporar ábacos en el diseño.

Los ábacos permiten que la losa se comporte como una losa maciza en las zonas cercanas a las columnas, lo que mejora su capacidad para resistir los momentos negativos y distribuye las cargas de manera más eficiente.

Figura 4.3 Armado del ábaco



Nota. La figura ilustra el armado de un ábaco en la zona de intersección de la columna/losa

El detalle del cálculo de la armadura de losa se encuentra en el **ANEXO A.3.7**.

El armado de la losa será con armadura base mínima, viendo los esfuerzos que se actúan en la losa, y que es en la zona de las columnas donde están los más desfavorables.

4.3.2. Diseño de ábacos

El uso de ábacos responde a la necesidad de controlar el punzonamiento y reducir los esfuerzos en la zona de contacto entre la losa y la columna. Esto es particularmente importante cuando se utilizan vigas planas, ya que estas vigas no ofrecen la misma capacidad de resistencia a los momentos negativos que las vigas peraltadas.

4.3.2.1. Armadura negativa

a. Datos:

Resistencia a la compresión: $f_c = 21 \text{ MPa}$

Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Altura: $h = 30 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico: $r_{mec} = 3,5 \text{ cm}$

Para el cálculo de la armadura se analizará el elemento para 1 m de ancho.

$$b = 100 \text{ cm} \quad \phi = 0,9$$

Solicitaciones: $M_x = 83,0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_y = 85,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- b. Aplicando el diagrama rectangular de tensiones, la ecuación (3.20) y para el cálculo del área de acero necesario usamos la ecuación (3.22):

$$M = N_c \cdot Z$$

Para el momento en X.

$$M_x = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 2,027 \text{ cm}$$

$$N_{c1} = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} = 325,66 \text{ kN}$$

$$A_x = \frac{N_{c1}}{\phi \cdot f_y} = 7,237 \text{ cm}^2$$

Para el momento en Y.

$$M_y = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h - r - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$y_{lim} = 2,091 \text{ cm}$$

$$N_{c2} = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot y_{lim} = 335,892 \text{ kN}$$

$$A_y = \frac{N_{c2}}{\phi \cdot f_y} = 7,464 \text{ cm}^2$$

- c. El valor de la armadura mínima será el mayor de:

$$A_{s_{min}} = \begin{cases} \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} \cdot A_g = 4,536 \text{ cm}^2 \\ 0,0014 \cdot A_g = 4,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s_{min}} = 4,536 \text{ cm}^2$$

- d. Acero adoptado:

Para el momento en X.

$$A_x = 7,237 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 4$$

$$A_{s_x} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$D_{barras} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s_x} = 8,043 \text{ cm}^2$$

Número de barras a usar por nervio: 4Ø16

Para el momento en Y.

$$A_y = 7,464 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 4 \qquad A_{s_y} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$D_{barras} = 16 \text{ mm} \qquad A_{s_y} = 8,043 \text{ cm}^2$$

Número de barras a usar por nervio: 4Ø16 c/25cm

4.3.2.2. Armadura positiva

a. Datos:

$$\text{Solicitaciones:} \qquad M_x = 8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El ábaco al encontrarse en la zona del nudo de la columna y la losa, no existen momentos positivos, solo negativos. Así que, se trabajará con la armadura mínima.

b. El valor de la armadura mínima será:

$$A_{s_{min}} = 4,536 \text{ cm}^2$$

c. Acero adoptado:

$$A_{s_{min}} = 4,536 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = 4 \qquad A_{s_x} = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$D_{barras} = 10 \text{ mm} \qquad A_{s_x} = 3,146 \text{ cm}^2$$

Número de barras a usar por nervio: 2Ø10

El criterio que se asume es que las barras inferiores de los nervios que pasarán por el ábaco, más las barras principales de la viga plana, serán el refuerzo necesario para poder cumplir la armadura mínima.

4.3.2.3. Armadura de reparto o temperatura

a. Datos:

$$f_y = 500 \text{ MPa} \qquad h_c = 5 \text{ cm} \qquad b_c = 100 \text{ cm}$$

b. Cuantía mínima de armadura de retracción y temperatura (NB 1225001).

$$\rho = 0,0015$$

Armadura mínima, utilizando la ecuación (3.23):

$$A_{s_{min}} = 0,75 \text{ cm}^2$$

c. Espaciamiento máximo:

El valor del espaciamiento máximo no debe exceder el menor de:

$$s = \begin{cases} 2 \cdot h = 2 \cdot 30\text{cm} = 60\text{cm} \\ 300\text{ mm} \end{cases}$$

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

d. Armadura para 1 metro de ancho:

$$N_{barras} = 4 \qquad A_s = N_{barras} \cdot \frac{(D_{barras})^2}{4} \cdot \pi$$

$$D_{barras} = 6\text{ mm} \qquad A_s = 1,131\text{cm}^2$$

e. Espaciamiento para 1 metro de ancho:

$$s = \frac{1\text{m}}{N_{barras}} = 0,25\text{m} \text{ no excede el espaciamiento máximo}$$

Se utilizará: 4Ø6 mm c/25cm

4.3.2.4. Verificación a punzonamiento

a. Datos:

Resistencia a la compresión:	$f_c = 21\text{ MPa}$
Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal:	$f_y = 500\text{ MPa}$
Recubrimiento:	$r_{mec} = 3,5\text{ cm}$
Altura del ábaco:	$h = 30\text{ cm}$
Ancho de análisis:	$b = 100\text{ cm}$
Canto útil:	$d = 26,5\text{ cm}$
Esfuerzo nominal último:	$N_u = 660,39\text{ kN}$

$$V_u = 660,39\text{ kN}$$

b. Cálculo del perímetro de la sección crítica.

$$b_o = 2 \cdot (c_1 + d) + 2 \cdot (c_2 + d)$$

$$b_o = 2 \cdot (0,30\text{ m} + 0,265\text{m}) + 2 \cdot (0,30\text{m} + 0,265\text{m}) = 2,26\text{ m}$$

c. Cálculo del esfuerzo cortante del hormigón.

Para el cálculo del V_c , utilizaremos la Tabla 2.18. Donde se tomará el valor menor.

Utilizando la ecuación (a):

$$v_{c(a)} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{3} = 1,528\text{ MPa}$$

Utilizando la ecuación (b):

$$v_{c(b)} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = 2,291\text{ MPa}$$

Utilizando la ecuación (c):

$$v_{c(c)} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}{12} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right)$$

Usamos el valor de $\alpha_s = 40$, para columnas interiores.

$$v_{c(c)} = \frac{1 \cdot \sqrt{21 \text{ MPa}}}{12} \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 0,265 \text{ m}}{2,26 \text{ m}} \right) = 2,555 \text{ MPa}$$

El valor asumido será el menor de las tres ecuaciones:

$$v_c = 1,528 \text{ MPa}$$

d. Fuerza cortante resistente:

$$V_c = v_c \cdot b_o \cdot d = 915,120 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 686,340 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c > V_u$$

$$686,340 \text{ kN} > 660,39 \text{ kN} \quad \textbf{cumple!}$$

Verificamos que nuestro esfuerzo cortante del hormigón es mayor que el esfuerzo cortante último, por lo tanto, sabemos que nuestra altura asumida es adecuada.

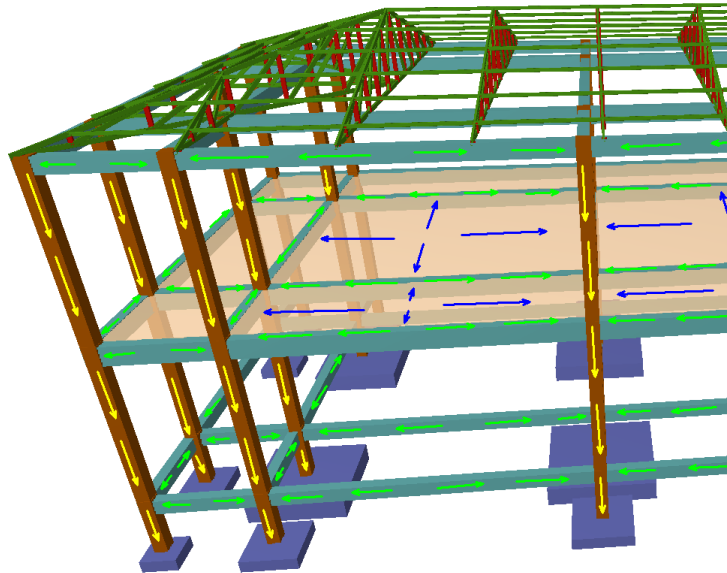
4.4. Análisis de eficiencia estructural y económica en losas casetonadas:

Comparación entre vigas planas y peraltadas

4.4.1. Eficiencia estructural

La eficiencia estructural de un sistema depende de cómo se distribuyen las cargas entre los diferentes elementos que lo componen. En este caso, se analizará cómo trabajan las losas casetonadas con vigas peraltadas y vigas planas, considerando la distribución de cargas en la losa, la viga y la intersección columna-losa, para comprender mejor como sucede esta distribución en nuestra estructura, podemos ver la Figura 4.4. Este análisis nos permite identificar las diferencias en el comportamiento estructural de ambas alternativas y justificar la necesidad de reforzar ciertos puntos críticos, como la unión entre columna y losa.

Figura 4.4 *Transferencias de cargas en la estructura*



Nota. La figura ilustra la transferencia de cargas que ocurre en un sistema estructural

a. Influencia de las vigas en un sistema estructural

Teóricamente sabemos que una viga con mayor sección (especialmente mayor altura) tiene un mayor momento de inercia. Una mayor inercia lleva a una mayor rigidez, que es la resistencia de la viga a deformarse bajo carga.

Cualquier elemento que esté sometido a algún tipo de carga producirá internamente un momento, este momento se genera para mantener en equilibrio la pieza.

Entonces, una viga con mayor rigidez distribuye de manera más uniforme y tiene mayor capacidad para soportar las cargas. Por eso, los momentos internos tienden a ser menores, porque la viga puede absorber las cargas sin deformarse tanto.

En cambio, una viga con menor rigidez (como una viga plana, con menor altura) no puede soportar las cargas de manera eficiente, se deforma más, y los momentos internos tienden a ser mayores porque la viga está trabajando al límite de su capacidad.

Ahora con esta base teórica podemos sacar las siguientes conclusiones que se observan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Influencia del tipo de viga

Tipo de viga	Características
Viga peraltada	Mayor sección → Mayor inercia → Mayor rigidez → Mayor capacidad de carga → Menores momentos internos
Viga plana	Menor sección → Menor inercia → Menor rigidez → Menor capacidad de carga → Mayores momentos internos

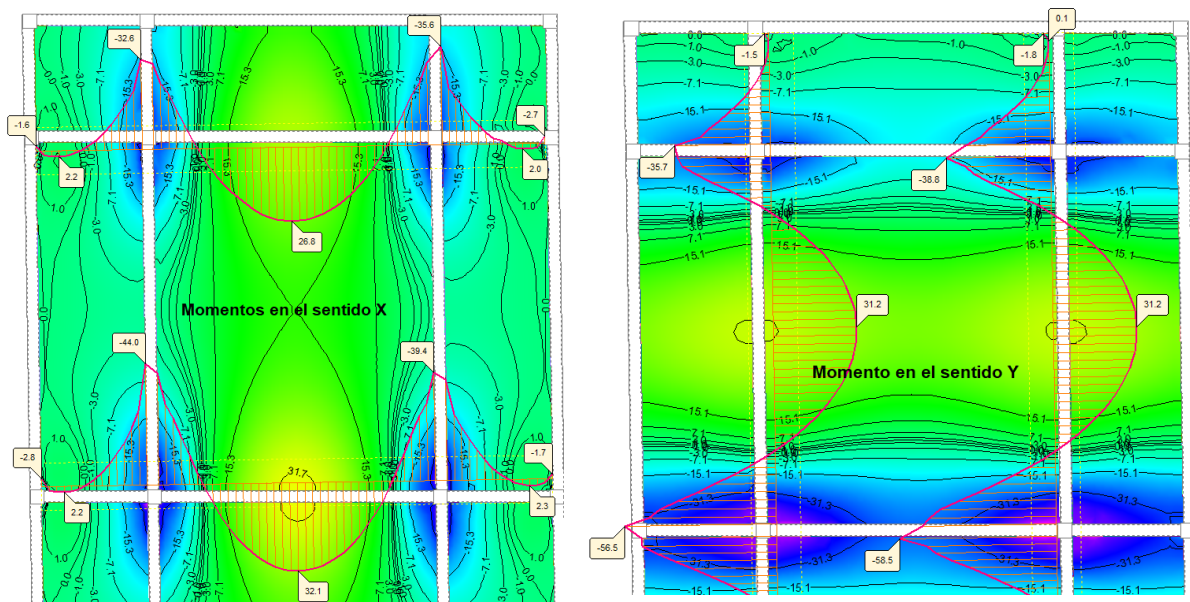
Nota. Elaboración propia

b. Verificación de la influencia de las vigas en la losa

La teoría nos establece que las características de las vigas influyen significativamente en la distribución de las cargas y, por ende, en los momentos internos que se generan en la losa. Para corroborar esta relación, utilizaremos el software CypeCAD que nos genera los momentos en las losas bajo la influencia de diferentes tipos de vigas: vigas peraltadas y vigas planas.

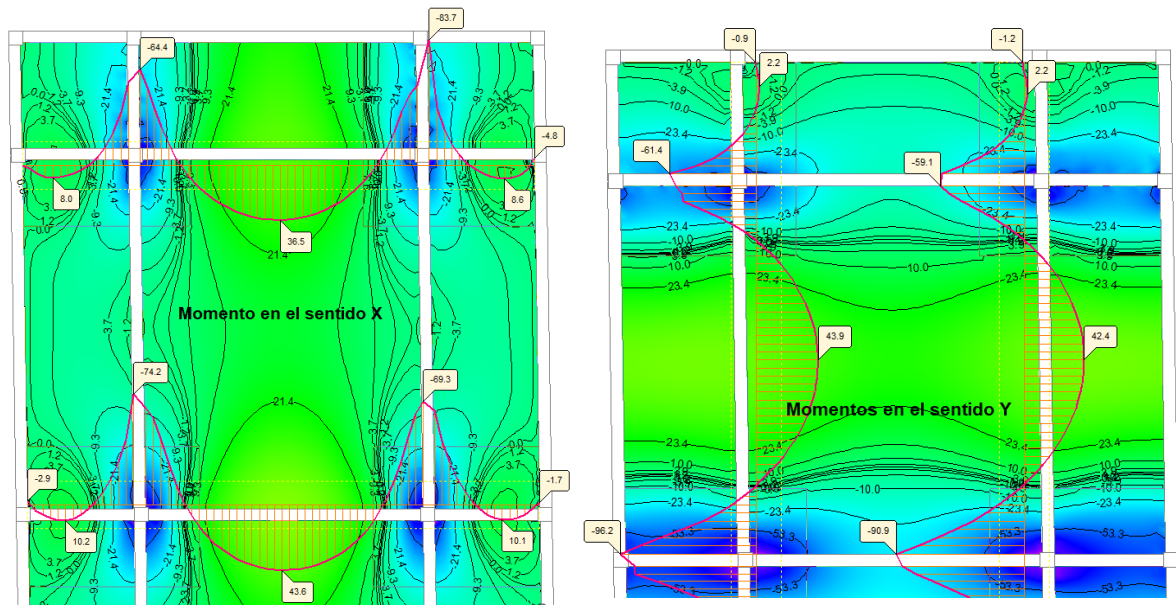
En las Figuras 4.5 y 4.6 se presentan los resultados obtenidos del software, con esto se busca validar el impacto que tienen las propiedades geométricas de las vigas en la eficiencia estructural del sistema.

Figura 4.5 Momentos internos en la losa casetonada con vigas peraltadas



Nota. Los valores de los momentos están en kN*m

Figura 4.6 Momentos internos en la losa casetonada con vigas planas



Nota. Los valores de los momentos están en kN*m

Los momentos internos son menores en las losas apoyadas sobre vigas peraltadas, debido a la mayor rigidez y capacidad de carga de estas.

Las losas apoyadas sobre vigas planas experimentan mayores momentos internos, producto de la menor rigidez y capacidad de estas vigas, que transfieren más esfuerzos a la losa.

c. Implementación de ábacos

Cuando se utilizan vigas planas, la rigidez de estas es menor en comparación con las vigas peraltadas. Esto lleva a que una mayor cantidad de momentos negativos se generen en la losa, aumentando el riesgo de fisuración o falla por punzonamiento. En estos casos, los ábacos son fundamentales para mejorar la rigidez de la losa en la zona de apoyo.

En sistemas con luces muy grandes, los momentos negativos en las uniones losa-columna tienden a ser elevados. En estos casos, la implementación de ábacos ayuda a reducir dichos momentos y aumentar la estabilidad del sistema estructural.

d. Resumen de resultados

Tabla 4.2 Eficiencia estructural dependiendo del tipo de sección de una viga

Parámetro de comparación	Losa casetonada con vigas peraltadas	Losa casetonada con vigas planas
Distribución de cargas	Mayor capacidad para poder soportar cargas	Menor capacidad para poder soportar cargas
Rigidez	Mayor rigidez debido a su momento de inercia, menor deformación en la pieza: 0,72 cm	Menor rigidez debido a su bajo momento de inercia, mayor deformación en la pieza: 0,94 cm
Momentos en la losa	Momentos menores, lo que refleja una mayor capacidad para soportar cargas. Momento positivo: 32,1 kN*m Momento negativo: -58,5 kN*m	Momentos mayores, lo que refleja una menor capacidad para soportar cargas. Momento positivo: 43,9 kN*m Momento negativo: -96,2 kN*m
Resistencia al punzonamiento	Alta. Las vigas peraltadas ayudan con los esfuerzos que actúan en la zona columna/losa	Baja, requiere ábacos para reducir los esfuerzos de punzonamiento y evitar fallas.
Capacidad para cubrir luces	Puede cubrir grandes luces debido a su rigidez y capacidad para soportar cargas	Limitada a luces intermedias o pequeñas debido a su menor rigidez y capacidad de carga.

Nota. Tabla de elaboración propia

Si la prioridad es la eficiencia estructural y la capacidad de cubrir grandes luces, las vigas peraltadas son la mejor opción.

4.4.2. Análisis económico

En este apartado se presenta el análisis económico comparativo entre las dos alternativas estructurales propuestas: losa casetonada con vigas peraltadas y losa casetonada con vigas planas.

Este análisis se basa en los resultados obtenidos evaluando el costo total de materiales, mano de obra y equipo para cada alternativa.

Los resultados permitirán determinar cuál de las alternativas resulta más viable económicamente. A continuación, se detallan los costos asociados a cada propuesta, seguidos de una interpretación de los resultados.

Tabla 4.3 Comparación de costos de los ítems de viga y losa

Losa casetonada con vigas peraltadas			
Ítem	Cantidad	Unidad	Costo
Viga peraltada	94,71	m ³	333.918,10 bs
Losa casetonada	489,41	m ²	233.233,23 bs
Total	567.151,33 bolivianos		
Losa casetonada con vigas planas			
Ítem	Cantidad	Unidad	Costo
Viga Plana	82,98	m ³	250.544,83 bs
Losa casetonada	344,90	m ²	193.502,70 bs
Ábacos	48,21	m ³	150.966,24 bs
Total	595.013,77 bolivianos		

Nota. Los costos unitarios mostrados incluyen materiales, mano de obra y equipo

Tabla 4.4 Comparación de costos del entrepiso para cada alternativa

Alternativa	Peso kN	Volumen m^3	Costo bs
Losa casetonada con viga peraltada	2.606,52	105,36	567.151,33
Losa casetonada con viga plana	2.887,08	116,46	595.013,77

Nota. Elaboración propia

Tabla 4.5 Comparación global de costos en la estructura

Alternativa con viga peraltada	Alternativa con viga plana	Diferencia	%
3.772.830,51 bs	3.800.692,95 bs	27.862,44 bs	0,74

Nota. Los costos globales incluyen todos los ítems considerados en el diseño

Basado en el análisis realizado, la alternativa de losa casetonada con vigas peraltadas se presenta como la opción más económica para este proyecto en el costo global de la estructura.

4.4.3. Tiempo de ejecución

Tabla 4.6 Estimación del tiempo de ejecución en vigas peraltadas y planas

Parámetro	Viga peraltada	Viga plana
Materiales	Cemento portland: 350 kg Fierro corrugado: 65 kg Arena común: 0,45 m ³ Grava común: 0,92 m ³ Agua: 0,17 m ³ Madera de construcción: 80 pie ² Clavos: 2 kg Alambre de amarre: 2 kg	Cemento portland: 350 kg Fierro corrugado: 85 kg Arena común: 0,45 m ³ Grava común: 0,92 m ³ Agua: 0,17 m ³ Madera de construcción: 30 pie ² Clavos: 1 kg Alambre de amarre: 1,2 kg
Mano de obra	Encofrador: 18 hr Armador: 10 hr Albañil: 10 hr Ayudante: 20 hr	Encofrador: 6,75 hr Armador: 13,08 hr Albañil: 10 hr Ayudante: 20 hr
Equipo	Mezcladora: 1 hr Vibradora: 0,80 hr	Mezcladora: 1 hr Vibradora: 0,80 hr
Cantidad	Para el entrepiso: 36,77 m ³	Para el entrepiso: 25,04 m ³
Número de cuadrillas	Para la ejecución de este elemento se dispusieron 3 cuadrillas de trabajo.	Para la ejecución de este elemento se dispusieron 3 cuadrillas de trabajo.
Tiempo de ejecución	El tiempo estimado para la ejecución de la viga es de 15 días.	El tiempo estimado para la ejecución de la viga es de 9 días.

Nota. Elaboración propia

En la Tabla 4.6, se presentan los rendimientos unitarios de materiales, mano de obra y equipo para la construcción de vigas peraltadas y vigas planas, considerando los valores por metro cúbico (m³) de concreto. A partir de estos rendimientos, se calcula el

tiempo de ejecución para ambos sistemas constructivos, tomando en cuenta el volumen total de las vigas.

Tabla 4.7 Comparación de tiempos de ejecución para el entrepiso de la estructura

Losa casetonada con vigas peraltadas	
Elemento	Nº días
Vigas de H°A°	15
Losa casetonada de H°A°	20
Tiempo total de ejecución	35
Losa casetonada con vigas planas	
Elemento	Nº días
Vigas de H°A°	9
Losa casetonada de H°A°	14
Losa maciza de H°A°	18
Tiempo total de ejecución	27

Nota. Elaboración propia.

Tabla 4.8 Comparación del tiempo de ejecución total del proyecto

Alternativa	Duración total	Fechas estimadas
Losa casetonada con vigas peraltadas	383 días	Lunes 30/09/2024 - Viernes 19/12/2025
Losa casetonada con vigas planas	371 días	Lunes 30/09/2024 - Viernes 02/12/2025

Nota. Elaboración propia

De este análisis de tiempos de ejecución, podemos ver que la opción con vigas planas presenta una ventaja en cuanto a rapidez constructiva frente a la alternativa con vigas peraltadas. La alternativa con vigas planas reduce el tiempo total del proyecto en 12 días (3,13%), gracias a la menor complejidad en la ejecución de sus elementos, como las vigas de menor altura y la simplificación en el trabajo de las losas.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se lograron las siguientes conclusiones del proyecto “Diseño Estructural para la Ampliación y Mejora de la U.E. 23 de Marzo”, basadas en el cumplimiento de los objetivos planteados inicialmente:

- El terreno del lugar presenta una superficie predominantemente plana, lo que permitió eliminar la necesidad de movimientos de tierra significativos, reduciendo costos asociados a excavaciones, cortes o rellenos.
- Tras analizar diferentes alternativas de cimentación en función de la capacidad del suelo, las cargas estructurales y la viabilidad económica, se determinó que la mejor opción es el uso de zapatas aisladas.
- Se modificó la separación entre montantes en las cerchas de la cubierta metálica con la finalidad de optimizar el montaje y el uso del material.
- Se realizó el análisis de la carga del viento en la dirección transversal de la cubierta del tinglado, ya que, en el sentido longitudinal, debido a su mayor longitud y rigidez, los efectos del viento resultan despreciables.
- Implementar un refuerzo mediante la soldadura de una plancha adicional a una barra tipo c doble cajón en el tinglado, resultó ser una buena solución permitiendo aumentar el área y la inercia de la sección, mejorando así su resistencia a la flexocompresión.
- Se optó por reforzar transversalmente el nervio de un tramo de la losa cercano a la columna C28. Esta solución fue seleccionada en función de la magnitud moderada del cortante presente en la zona, evitando así la necesidad de implementar soluciones más complejas como ábacos o armaduras tangenciales.
- Los momentos internos son menores en las losas apoyadas sobre vigas peraltadas, debido a la mayor rigidez y capacidad de carga de estas.
- Las losas apoyadas sobre vigas planas experimentan mayores momentos internos, producto de la menor rigidez y capacidad de estas vigas.
- Las vigas peraltadas son la mejor opción si la prioridad es la eficiencia estructural y la capacidad de cubrir grandes luces.

- Se pueden usar vigas planas si el diseño arquitectónico requiere reducir la altura total de la estructura, sin embargo, esto implicará mayores requerimientos de refuerzos debido a su baja capacidad para soportar cargas.
- Aunque las vigas planas ofrecen beneficios en términos constructivos y estéticos, la alternativa con vigas peraltadas resulta más viable económicamente en este caso específico, donde se necesitan cubrir grandes luces maximizando su eficiencia.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda evaluar distintas alternativas de diseño estructural en fases tempranas del proyecto, para evitar ajustes posteriores que puedan afectar costos y tiempos de ejecución.
- Considerar los valores de recubrimiento especificados en la norma boliviana como valores mínimos y no absolutos.
- Para zonas con esfuerzos elevados, como las cercanas a apoyos en losas casetonadas, es recomendable prever soluciones de refuerzo adecuadas que no solo garanticen la resistencia estructural, sino que también sean económicamente viables.
- Es importante revisar y configurar adecuadamente el software CYPECAD antes de generar los planos estructurales. Una configuración incorrecta puede generar cortes innecesarios en las barras y empalmes no óptimos, provocando un desperdicio de acero.
- Es recomendable presentar alternativas en el diseño de las cerchas de la cubierta para asegurar un buen porcentaje de aprovechamiento de cada elemento.