

CAPÍTULO I

CAPÍTULO I

1. Antecedentes

1.1. El problema

1.1.1. Planteamiento

En el municipio de San Lorenzo, la seguridad ciudadana se ve comprometida debido a la carencia de una infraestructura que centralice y optimice las funciones de auxilio y orden público. Actualmente, las dependencias policiales operan en espacios reducidos e inadecuados, los cuales carecen de áreas esenciales para el cumplimiento de sus funciones. La infraestructura actual presenta deficiencias que provocan el deterioro prematuro de los activos y bienes materiales de la institución como lo son sus automotores al estar expuestos a la intemperie.

Esta deficiencia se agrava por la inexistencia de un cuartel de bomberos. Ante emergencias o siniestros, la población depende de la asistencia de unidades ubicadas en la ciudad de Tarija, cuyo tiempo de respuesta se ve afectado negativamente por la distancia.

1.1.2. Formulación

Para mitigar la inseguridad ciudadana que afecta al municipio de San Lorenzo, se presenta la siguiente alternativa para solucionar la problemática que atraviesa: Construcción de una Estación Policial Integral (EPI) y Cuartel de Bomberos.

Esta propuesta asegura una solución integral a los dos problemas principales del municipio: la inseguridad ciudadana (delincuencia y violencia) y la vulnerabilidad ante desastres naturales.

1.1.3. Sistematización

La alternativa seleccionada consiste en la construcción de una infraestructura adecuada para las actividades policiales y de bomberos. Para ello, se realizará el análisis y diseño de los componentes que integrarán el sistema estructural, los cuales se describen a continuación:

- Cubierta: Estructura de cerchas metálicas.
- Entrepiso: Losa alivianada con viguetas pretensadas y complementos de plastoformo.
- Estructura de sustentación: Sistema de pórticos de hormigón armado, compuesto por vigas y columnas.
- Fundaciones: Cimentaciones profundas mediante encepados de pilotes.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el análisis, cálculo y diseño estructural de la Estación Policial Integral (EPI) y el Cuartel de Bomberos del municipio de San Lorenzo, conforme a la Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001, con el fin de garantizar la seguridad y adecuado desempeño estructural de la edificación.

1.2.2. Específicos

- Realizar el planteamiento estructural de la edificación en base al diseño arquitectónico.
- Definir las cimentaciones apropiadas para el proyecto, en base a las propiedades geotécnicas del mismo, proporcionadas por un estudio de suelos.
- Definir el tipo y magnitud de las cargas que actuarán en la edificación, mediante la Norma Boliviana de Acciones sobre Estructuras NB 1225002.
- Realizar el diseño estructural de todos los elementos estructurales, contemplados en el proyecto aplicando la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001.
- Estimar el plazo de ejecución y el presupuesto general del proyecto.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

El desarrollo del presente proyecto permite consolidar los conocimientos adquiridos durante la formación universitaria, mediante su aplicación práctica en un proyecto integral que demanda soluciones técnicas a problemas reales. Asimismo, el proyecto facilita el desarrollo de destrezas para analizar el comportamiento estructural de una edificación. La culminación de este trabajo constituye el requisito académico para la obtención del título de Licenciatura en Ingeniería Civil.

1.3.2. Técnica

El diseño estructural se realizará con base en la Norma Boliviana NB 1225001, con el objetivo de garantizar la seguridad, estabilidad y confort de los usuarios. Se busca asegurar que la estructura tenga la resistencia necesaria para soportar las solicitaciones previstas, evitando el sobredimensionamiento de la estructura para lograr un diseño eficiente y económico.

Por otro lado, la ubicación del proyecto fue establecida por el Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo (GAMSL), la cual se considera estratégica para el cumplimiento de las funciones operativas de la policía y el cuerpo de bomberos.

1.3.3. Social

El presente proyecto pretende mejorar la calidad de vida de la población al contribuir con el diseño estructural de la Estación Policial Integral y el Cuartel de Bomberos al municipio de San Lorenzo, solucionando así el problema de inseguridad que viven actualmente. Así mismo puedan optar por tener una unidad de bomberos de la policía.

1.4. Localización

El proyecto se emplazará en el Estado Plurinacional de Bolivia, dentro del departamento de Tarija, provincia Méndez y municipio de San Lorenzo. El terreno se ubica en las coordenadas geográficas $21^{\circ}25'26.74''\text{S}$ de latitud y $64^{\circ}44'55.68''\text{O}$ de longitud. Sus vías colindantes conectan con la ruta principal y la calle Rosendo Antelo, facilitando el acceso logístico.

Figura 1.1 Ubicación específica del Proyecto



Fuente: (Google Earth) Elaboración propia

La ejecución de este proyecto beneficiará directamente al municipio de San Lorenzo y a sus comunidades aledañas, entre las que se incluyen: Rancho Norte, Calama, Tarija Cancha, Bordo El Mollar, Lajas y Canasmoro, entre otras.

1.5. Alcance del proyecto

El alcance del presente proyecto se centra en el diseño estructural de hormigón armado y de acero conformado en frío. El estudio se limita estrictamente al ámbito estructural, por lo que

no incluye el diseño de instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable u otras especialidades no relacionadas con la estructura.

Como resultado final, se entregará la memoria de cálculo detallada, los planos estructurales, el presupuesto general y el cronograma de ejecución del proyecto, abarcando específicamente hasta la etapa de obra gruesa.

1.5.1. Aporte académico

El aporte académico consiste en el análisis, cálculo y diseño estructural de cimentaciones profundas mediante pilotaje. El desarrollo de este trabajo abarca el dimensionamiento de los encepados, así como el diseño estructural de los pilotes, asegurando la correcta transferencia de cargas de la superestructura hacia los estratos resistentes del suelo.

1.6. Información socio económica relativa al proyecto

La información de los aspectos socio económicos del municipio de San Lorenzo serán datos extraídos del Instituto Nacional de Estadística (INE).

1.6.1. Aspectos económicos

Dentro de las actividades económicas del municipio, destacan la agricultura, ganadería, caza y pesca. Esto se debe a su condición de área rural con extensas áreas de aprovechamiento para el cultivo y la cría de ganado. En cuanto a la categoría ocupacional de los habitantes, predomina el trabajo por cuenta propia, seguido por el sector de obreros y empleados.

1.6.2. Servicios básicos

Energía Eléctrica: El servicio cubre aproximadamente al 79 % de la población. De un total de 6,484 habitantes.

Gas Natural: La Empresa Tarijeña del Gas (EMTAGAS) es la encargada de la provisión, sin embargo, la cobertura es reducida, alcanzando solo a 860 habitantes. La gran mayoría de la población depende del uso de garrafas de Gas Licuado de Petróleo (GLP) y leña.

Agua Potable: El suministro es administrado de manera independiente por los comités de agua de cada comunidad. De la población total, 4,883 habitantes disponen de red de distribución por cañería.

CAPÍTULO II

CAPÍTULO II

2. Marco teórico

2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones ejecutadas en el terreno para obtener información detallada y precisa sobre su geometría y ubicación. Este proceso consiste en la medición y registro de datos espaciales, incluyendo la posición horizontal (planimetría) y vertical (altimetría) de puntos específicos, así como la determinación de elevaciones y pendientes. Como resultado de este proceso, se generan planos topográficos que detallan las características físicas de la superficie y las curvas de nivel.

2.2. Estudio de suelos

El estudio de suelos es una investigación técnica de las propiedades físicas, mecánicas y geológicas del terreno en un sitio específico. Este análisis es fundamental para el diseño y la construcción segura de obras civiles, ya que permite determinar la capacidad portante del suelo y prever su comportamiento bajo las cargas de la estructura. En ingeniería estructural, un estudio geotécnico preciso es la base para elegir el tipo de cimentación más adecuado y económico.

2.2.1. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico se realiza bajo las especificaciones de American Society for Testing and Materials (ASTM), mediante un procedimiento mecánico de tamizado. Este análisis es fundamental para determinar la distribución del tamaño de las partículas o gradación del suelo.

Los resultados se representan mediante una curva granulométrica en escala semilogarítmica, donde se relaciona el porcentaje que pasa cada tamiz con el diámetro de las partículas.

2.2.2. Límites de atterberg

Los límites de Atterberg definen los contenidos de humedad en los que un suelo fino transita entre diferentes estados de consistencia. Son parámetros esenciales para clasificar el terreno y predecir su comportamiento mecánico y se distinguen tres límites principales:

- Límite Líquido (LL): Transición del estado plástico al líquido, determinado mediante la Cuchara de Casagrande.
- Límite Plástico (LP): Transición del estado semisólido al plástico.
- Límite de Contracción (LC): Transición del estado semisólido al sólido.

2.2.3. Sistema de clasificación del suelo

El sistema de clasificación está regido por la Práctica Normalizada para la Clasificación de Suelos con Propósitos de Ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS) ASTM D2487. Este sistema categoriza los suelos en grupos de grano grueso y grano fino, utilizando una nomenclatura basada en las propiedades físicas y mecánicas del terreno. La clasificación se basa en la combinación de las siguientes siglas:

- Suelos principales: G (Grava), S (Arena), C (Arcilla), M (Limo), O (Orgánico).
- Gradación y plasticidad: P (Pobrementemente graduada), W (Bien graduada), L (Baja plasticidad), H (Alta plasticidad).

2.2.4. Ensayos de penetración estándar (SPT)

Método de Ensayo Normalizado para la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y Muestreo de Suelos con Tubo Partido ASTM D1586, es un método de exploración geotécnica que permite determinar la resistencia del terreno y obtener muestras alteradas para su clasificación. Su objetivo principal es calcular el índice N (número de golpes), valor que se utiliza mediante correlaciones para estimar la capacidad admisible del suelo.

El método consiste en hincar una cuchara partida normalizada en el fondo de una perforación. Para ello, se utiliza un martillo de 63.5 kg que cae libremente desde una altura de 76 cm. La resistencia a la penetración se cuantifica sumando los golpes necesarios para que la cuchara avance los últimos 30 cm en el estrato ensayado.

La ejecución del ensayo se resume en los siguientes pasos técnicos:

- Preparación: Ubicación del punto de sondeo, verificando la ausencia de instalaciones.
- Instalación: Montaje del trípode de perforación, asegurando la estabilidad del sistema.
- Ensamblaje: Conexión del varillaje de perforación y la cuchara partida al martinete.
- Limpieza: Retirar la capa vegetal y material superficial antes de iniciar el conteo.
- Ejecución del hincado: Elevación del martillo de 63.5 kg y caída libre sobre el cabezal. Se registra el número de golpes necesarios para penetrar tres intervalos de 15 cm.
- Muestreo: Extracción de la cuchara para recuperar la muestra alterada.

2.3. Diseño arquitectónico

Es el proceso técnico creativo que define las características constructivas y estéticas de una obra. Su objetivo primordial es garantizar la funcionalidad sin descuidar la armonía visual.

El proceso concluye con la elaboración de la documentación técnica gráfica, compuesta por:

- Plano de Planta: Representación horizontal que detalla la distribución espacial, accesos, circulaciones y ubicación de elementos estructurales.
- Plano de Elevación (Fachadas): Vista externa que muestra dimensiones verticales, proporciones y acabados de las fachadas.
- Plano de Sección: Corte transversal o longitudinal que expone la relación de alturas internas, niveles de piso y la interacción con el terreno.

2.4. Idealización de la estructura

La idealización de estructuras corresponde a un proceso donde se busca simplificar una estructura, pasando así de un esquema real a una representación más simple, de la geometría de las piezas, los materiales y las uniones de los mismos. Esta idealización impone que existan ciertas características como la perfección geométrica, que las características de los materiales van a ser homogéneos y además de ciertas hipótesis que nos facilitan el diseño.

2.4.1. Sustentación de cubierta

2.4.1.1. Cubierta de estructura metálica

La cubierta del proyecto consistirá en cerchas de celosía fabricadas con perfiles de acero conformado en frío. Según el diseño arquitectónico, se emplearán configuraciones de cubierta de una y dos aguas, permitiendo cubrir grandes luces y adaptarse con versatilidad a la geometría del edificio.

2.4.1.2. Cubierta de losa de viguetas pretensadas

Los entrepisos del edificio, incluyendo el nivel de terraza, se ejecutarán mediante el sistema de losas con viguetas pretensadas. Esta solución técnica es ideal para el proyecto debido a que las luces de cálculo son moderadas, lo que permite una construcción ágil, económica y eficiente.

2.4.2. Sustentación de la edificación

El sistema estructural se diseña en función de la arquitectura y las características geotécnicas del sitio. Se empleará un sistema de pórticos resistentes a momentos combinado con núcleos de hormigón armado, garantizando estabilidad y rigidez.

2.4.2.1. Vigas

Elementos horizontales diseñados para resistir principalmente esfuerzos de flexión y cortante. Su función es recibir las cargas de las losas y transmitirlas hacia las columnas.

2.4.2.2. Columnas

Elementos verticales sometidos a esfuerzos de compresión y flexo compresión. Son los componentes críticos de la estructura encargados de transferir las cargas totales de la edificación hacia el sistema de fundaciones profundas.

2.4.2.3. Muros

Ubicados en los cajones de ascensores y montacargas, estos elementos proporcionan rigidez lateral al edificio. Actúan como pantallas estructurales que controlan los desplazamientos horizontales y resisten las cargas de viento o sismo.

2.4.3. Cimentaciones

La subestructura es la parte del sistema estructural encargada de transmitir las cargas de la superestructura hacia los estratos resistentes del suelo, garantizando la estabilidad y limitando los asentamientos. Debido a las características geotécnicas del terreno en este proyecto, se ha determinado el uso de cimentaciones profundas mediante pilotes.

2.4.3.1. Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales de hormigón armado diseñados para transferir las cargas de la superestructura hacia estratos profundos del terreno. Su uso es indispensable cuando las capas superficiales del suelo carecen de la capacidad portante necesaria para garantizar la estabilidad del edificio.

2.4.3.2. Encepados

Los encepados son elementos estructurales de gran rigidez y robustez, fabricados en hormigón armado, cuya función principal es servir de transición entre la superestructura y la cimentación profunda. Su diseño permite agrupar pilotes, distribuyendo las cargas provenientes de columnas o muros estructurales hacia el conjunto de la cimentación.

2.5. Diseño estructural

2.5.1. Análisis de cargas

Consiste en identificar y cuantificar todas las fuerzas externas y pesos propios que actuarán sobre la edificación durante su vida útil. Una vez determinadas las magnitudes individuales, el proceso requiere investigar las combinaciones de carga más desfavorables.

2.5.1.1. Cargas gravitacionales o permanentes

Las cargas gravitacionales o permanentes, comúnmente denominadas cargas muertas, comprenden todos los elementos que forman parte integral de la estructura de forma

definitiva. Estas cargas actúan verticalmente debido a la acción de la gravedad y tienden a mantener constantes en magnitud y posición durante toda la vida útil de la edificación.

Para el análisis estas cargas se desglosan en las siguientes categorías:

- **Peso de elementos estructurales:** Es el peso derivado de los elementos de hormigón armado y la estructura metálica de la cubierta.
- **Peso de elementos no estructurales:** Representan el peso de los muros no estructurales, morteros de nivelación, materiales de revestimiento (pisos, azulejos), cielos falsos, etc.

2.5.1.2. Cargas variables

Las cargas variables, también conocidas como cargas vivas de servicio, comprenden aquellas fuerzas que no tienen una magnitud o posición fija durante la vida útil de la edificación. Estas son generadas por el uso y ocupación del edificio, incluyendo el peso de las personas, mobiliario y objetos colocados de forma provisional. Dichas cargas son proporcionadas por la normativa boliviana NB 1225002 de cargas.

2.5.1.3. Cargas ambientales

Las cargas ambientales son aquellas solicitaciones externas generadas por los fenómenos climáticos y geológicos propios de la ubicación geográfica del proyecto. Aunque poseen una naturaleza variable en el tiempo, se distinguen de las cargas vivas convencionales porque su origen no depende de la ocupación o gravedad directa de los objetos en el edificio, sino de la interacción de la estructura con su entorno natural.

2.5.1.4. Combinación de cargas

El diseño estructural debe considerar que la edificación estará expuesta a diversas situaciones de carga a lo largo de su vida útil. Para garantizar la seguridad, se deben investigar las combinaciones de acciones más desfavorables mediante expresiones matemáticas sumatorias que agrupan diferentes hipótesis de carga.

De acuerdo con la Norma Boliviana NB 1225002, el cálculo se basa en el método de Estados Límites, donde la resistencia requerida “U” debe ser, como mínimo, igual al efecto de las cargas mayoradas. Para este proyecto, se analizan las siguientes ecuaciones fundamentales:

$$U = 1,4 (D + F) \quad (2.1)$$

$$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ ó } S) \quad (2.2)$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S) + (1,0 L \text{ ó } 0,8 W) \quad (2.3)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S) \quad (2.4)$$

$$U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H \quad (2.5)$$

Donde:

- U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.
- D = Cargas muertas.
- F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definida.
- 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.
- W = Carga por viento

2.5.2. Método de Diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se emplea el método Load and Resistance Factor Design o Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Esta filosofía garantiza la seguridad mediante un enfoque probabilístico que equilibra las solicitaciones máximas previsibles con la capacidad resistente de los materiales, basándose en los siguientes criterios:

- Resistencia Requerida (R_u): Representa la demanda estructural total obtenida a partir de las combinaciones de carga más desfavorables. Consiste en la suma de los efectos de las cargas aplicadas, incrementadas por factores de mayoración.
- Resistencia Nominal (R_n): Es la capacidad resistente teórica del elemento, calculada con las ecuaciones de equilibrio y las propiedades mecánicas y geométricas de la sección.
- Resistencia de Diseño (ϕR_n): Representa la capacidad neta de seguridad del elemento estructural, obtenida al multiplicar la resistencia nominal por un factor de reducción de resistencia (ϕ). Estos factores, establecidos en la normativa NB 1225001.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2.6)$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida

ϕR_n = Resistencia de diseño

2.5.3. Estructuras de sustentación de cubierta

2.5.3.1. Cubierta de estructura metálica

2.5.3.1.1. Parámetros de diseño

Para el diseño de la cubierta se considera el uso de perfiles de acero laminados en frío los cuales son comunes en nuestro medio. A continuación, se detallan las propiedades mecánicas y los coeficientes físicos esenciales para el cálculo estructural:

- Límite de Fluencia: 250 MPa
- Resistencia a la Tracción: 400 MPa
- Peso unitario (ρ) = 7850 kg/m³
- Módulo de elasticidad (E) = 203 GPa
- Coeficiente de poisson (μ) = 0.3
- Coeficiente de dilatación térmica lineal (α) = $12 \times 10^{-6} / ^\circ C$

2.5.3.1.2. Elementos estructurales

La cubierta metálica se concibe como un sistema integrado de elementos lineales que trabajan en conjunto para soportar las cargas ambientales (viento, granizo) y de mantenimiento, transfiriéndolas a la estructura de hormigón armado. La cubierta metálica está formada por celosías que le brindan estabilidad.

2.5.3.1.3. Diseño de elementos

El diseño de los componentes de la estructura se basa en el método LRFD, el cual se fundamenta en la verificación de los estados límites. Un estado límite se define como la condición bajo la cual una estructura, o parte de ella, deja de cumplir con la función para la que fue proyectada.

Estado límite de resistencia: Su objetivo es prevenir la falla estructural ante la aplicación de cargas mayoradas. Asegurando que cada elemento posea la capacidad de evitar el colapso.

Estado límite de servicio: Garantiza que la estructura mantenga un comportamiento adecuado bajo cargas normales de uso. Se enfoca en el control de las deformaciones y deflexiones.

2.5.3.1.4. Modos de pandeo

En el diseño de acero conformado en frío, la North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (AISI S100) identifica tres modos de inestabilidad principales que deben verificarse para determinar la resistencia nominal de un elemento. A

diferencia del acero laminado en caliente, estos fenómenos pueden ocurrir de forma prematura debido al pequeño espesor de las secciones.

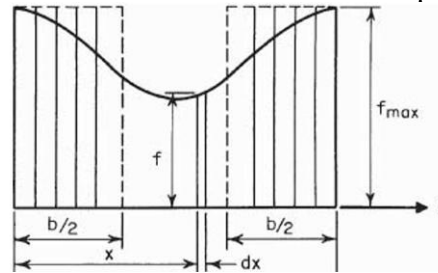
Pandeo local: Se caracteriza por desplazamientos de las placas que componen la sección (alas o alma) sin que los nudos o aristas del perfil se desplacen lateralmente.

Pandeo global (General): Es el modo de inestabilidad clásica donde el elemento se desplaza longitudinalmente de su eje original.

2.5.3.1.5. Método del ancho efectivo

El método del ancho efectivo es el procedimiento normativo utilizado por la norma AISI s100 para modelar el fenómeno del pandeo local en elementos de acero conformado en frío.

Figura 2.1 Anchos efectivos de una placa



Fuente: Wei-Wen Yu, Cold-Formed Steel Desing

Este método se basa en las siguientes consideraciones técnicas:

- Simplificación del diagrama de esfuerzos: Tras el pandeo de una placa, la distribución de tensiones reales es compleja y sigue un patrón curvo no uniforme. El método simplifica esta distribución sustituyendo la placa real por una sección reducida compuesta por bloques de tensión uniforme situados cerca de los bordes arriostrados.
- Comportamiento Post-pandeo: A diferencia de las secciones gruesas, las placas delgadas poseen una reserva de resistencia después de pandearse. La porción central de la placa, al desplazarse fuera de su plano, pierde capacidad de carga, mientras que las zonas próximas a los apoyos (esquinas) continúan resistiendo hasta alcanzar la fluencia.
- Sección Efectiva: El cálculo estructural no utiliza el área bruta de la pieza, sino un área efectiva. Esta reducción garantiza que el diseño sea seguro, considerando que solo las zonas "efectivas" contribuyen realmente a la rigidez y resistencia del elemento.

2.5.3.1.6. Estabilidad local por componentes

En el marco de la normativa AISI S100, la estabilidad local no se evalúa de forma global, sino analizando la relación de esbeltez de cada elemento plano que conforma el perfil. Este análisis permite identificar qué partes de la sección pierden eficacia bajo solicitaciones. El comportamiento se desglosa en tres componentes críticos.

- Estabilidad del Alma: Es el elemento de mayor peralte del perfil. Al estar confinada entre dos alas, se considera un elemento rigidizado.
- Estabilidad de las Alas: Al estar conectadas al alma en un solo extremo, su estabilidad depende directamente de la presencia del borde rigidizador.
- Borde Rigidizador: También llamado pestaña o labio. Su función principal es proporcionar soporte lateral al ala para convertirla en un elemento rigidizado.

2.5.3.1.6.1. Coeficiente de pandeo de la placa

El coeficiente “k” es el factor que corrige la resistencia al pandeo de una placa en función de sus condiciones de borde, sus valores límites varían según como se distribuyen los esfuerzos. Una placa sometida a esfuerzos de compresión uniformes los límites son de ($k = 0.43$) en caso de un elemento no atiesado de menor estabilidad, y de ($k = 4$) para un elemento atiesado que se comporta como una placa apoyada en los bordes.

$$k = \left(4.82 - 5 * \frac{D}{b}\right) * R_1^n + 0.43 \quad (2.7)$$

Donde:

D = Ancho de la placa rigidizadora

b = Ancho de la placa a rigidizar

R_1 = Coeficiente de rigidez del atiesador

n = Exponente de eficacia del atiesador

Una placa sometida a flexión con gradiente de esfuerzos puede llegar a valores de ($k = 24$), inclusive hasta valores de 41.8, pero estos contemplan bordes totalmente empotrados, lo cual no es real en la práctica.

$$k = 4 + 2 * (1 + \psi)^3 + 2 * (1 + \psi) \quad (2.8)$$

Donde:

ψ = Gradiente de tensiones

2.5.3.1.6.2. Factor de esbeltez

El factor de esbeltez “ λ ” es un parámetro adimensional que cuantifica cuan propenso es un elemento al pandeo local, relacionando la resistencia a la fluencia con su carga crítica.

- Si λ es bajo (menor a 0.673): El elemento se considera "compacto" o totalmente efectivo. La pieza es tan rígida que alcanzará su límite de fluencia antes de pandearse.
- Si λ es alto (mayor a 0.673): El elemento es "esbelto". Aquí es donde el método del ancho efectivo entra en acción, reduciendo el área transversal de la pieza.

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{b}{t}\right) * \sqrt{\frac{f_n}{E}} \quad (2.9)$$

Donde:

k = Coeficiente de pandeo

b = Ancho de la placa

t = Espesor de la placa

f_n = Esfuerzo de compresión en la fibra extrema

E = Modulo de elasticidad

2.5.3.1.6.3. Factor de reducción de ancho

El factor de reducción de ancho es el resultado final del proceso de análisis de estabilidad local y es el valor que determina qué proporción de la pieza es realmente útil para resistir cargas, varía entre 0 y 1. Si el factor es 1.0, la pieza es totalmente efectiva (no hay pandeo). Si es menor (por ejemplo, 0.6), significa que solo el 60% del ancho de la placa es capaz de soportar esfuerzos.

$$\rho = \frac{1}{\lambda} \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right) \leq 1 \quad (2.10)$$

Donde:

λ = Factor de esbeltez

2.5.3.1.6.4. Ancho efectivo

El ancho efectivo es la geometría simplificada de la pieza, representa la porción de la sección que permanece físicamente estable y capaz de transmitir esfuerzos tras el pandeo local.

$$b_e = \rho * b \quad (2.11)$$

Donde:

b = Ancho de la placa

ρ = Factor de reducción

2.5.3.1.7. Diseño a flexión

El esfuerzo de flexión se da preponderantemente en elementos que tienen cargas actuando en toda su longitud como son las correas, pueden fallar por fluencia o pandeo. El cálculo se basa en satisfacer la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.12)$$

Donde:

M_u = *Momento requerido*

ϕM_n = *Momento de diseño*

En el diseño a flexión se determina los esfuerzos de pandeo flexional de cada eje por separado.

$$\sigma_x = \frac{(\pi * r_x)^2}{(k_x * L)^2} * E \quad (2.13)$$

$$\sigma_y = \frac{(\pi * r_y)^2}{(k_y * L)^2} * E \quad (2.14)$$

Donde:

$\sigma_{x,y}$ = *Esfuerzo de pandeo flexional al rededor del eje "x" o "y"*

$r_{x,y}$ = *Radio de giro al rededor del eje "x" o "y"*

π = *Constante matemática*

$k_{x,y}$ = *Coeficiente de longitud de pandeo al rededor del eje "x" o "y"*

L = *Longitud del elemento*

E = *Modulo de elasticidad*

Asimismo, se determina el esfuerzo de pandeo torsional el perfil ya que este junto con el flexional permiten determinar el esfuerzo crítico del perfil.

$$\sigma_z = \frac{1}{A_g * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_z * L)^2} \right) \quad (2.15)$$

Donde:

A_g = *Area bruta de la seccion de la seccion*

r_o = *Radio de giro polar*

G = *Modulo de corte*

$J = \text{Constante de Saint – Venant}$

$C_w = \text{Coeficiente de Alabeo}$

$k_z = \text{Coeficiente de longitud de pandeo en el eje "z"}$

El cálculo del esfuerzo crítico “ f_e ” varía según se esté analizando la flexión alrededor del eje de simetría o la flexión perpendicular al eje de simetría

Flexión alrededor del eje de simetría:

$$f_e = \frac{C_b * A_g * r_o}{S_x} * \sqrt{\sigma_y * \sigma_z} \quad (2.16)$$

Donde:

$C_b = \text{Coeficiente de flexion}$

$A_g = \text{Area bruta de la seccion de la seccion}$

$r_o = \text{Radio de giro polar}$

$s_x = \text{Modulo de seccion respecto al eje "x"}$

$\sigma_y = \text{Esfuerzo de pandeo flexional al rededor del eje "y"}$

$\sigma_z = \text{Esfuerzo de pandeo torsional}$

Flexión perpendicular al eje de simetría:

$$f_e = \frac{C_s * A_g * \sigma_x}{S_y} * \left(j - C_s \sqrt{j^2 + r_o^2 * \frac{\sigma_z}{\sigma_x}} \right) \quad (2.17)$$

Donde:

$C_s = \text{Coeficiente de direccion de momento}$

$A_g = \text{Area bruta de la seccion de la seccion}$

$\sigma_x = \text{Esfuerzo de pandeo flexional al rededor del eje "x"}$

$s_y = \text{Modulo de seccion respecto al eje "y"}$

$J = \text{Constante de Saint – Venant}$

$r_o = \text{Radio de giro polar}$

$\sigma_z = \text{Esfuerzo de pandeo torsional}$

Para definir el esfuerzo de compresión en la fibra extrema del elemento es necesario determinar en qué rango de comportamiento se encuentra la placa.

- Rango de Fluencia Plena: Si el esfuerzo crítico de pandeo es alto (más de 2.78 veces el de fluencia), significa que la placa es muy robusta en relación con su longitud y el elemento alcanzará la fluencia.
- Rango de Pandeo Inelástico: El acero empieza a ceder, pero también quiere pandearse. El esfuerzo crítico está entre el 56% y el 278% del esfuerzo de fluencia, es una zona de transición entre la falla por material y falla por estabilidad geométrica.
- Rango de Pandeo Elástico: El esfuerzo crítico de pandeo es bajo (menor al 56% de la fluencia). Esto ocurre en placas muy delgadas y anchas. Generando que la placa sufra pandeo mucho antes de que el acero alcance su límite de fluencia.

2.5.3.1.7.1. Cálculo del momento resistente

El momento resistente se determina una vez finalizado el análisis de inestabilidad de cada componente, utilizando las dimensiones reducidas, se calcula el módulo de sección efectivo, el cual refleja la capacidad real de la geometría ante la flexión. Finalmente, este valor se multiplica por el esfuerzo de compresión en la fibra extrema.

$$\phi M_n = \phi * f_n * S_e \quad (2.18)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.9 para flexión)

f_n = Esfuerzo de compresión en la fibra extrema

S_e = Módulo de sección efectivo

Se verifica el momento resistente comparándolo con la máxima sollicitación a flexión del elemento mediante la ecuación (2.12).

2.5.3.1.8. Diseño a compresión

Los elementos de acero conformado en frío sometidos a compresión axial presentan una alta sensibilidad a diversos modos de inestabilidad elástica debido a su elevada esbeltez de pared. Para el análisis a compresión de perfiles se debe iniciar con un control de la esbeltez del perfil sobre el eje que tenga el menor radio de giro:

$$\frac{L}{r_{min}} < 200 \quad (2.19)$$

Donde:

L = Longitud del elemento

r_{min} = Radio de giro mínimo

Los elementos de pared delgada tienden a sufrir una combinación de flexión y torsión para lo cual se debe calcular el esfuerzo de pandeo flexo-torsional. Antes se debe calcular previamente el pandeo flexional para ambos ejes del perfil, de estos esfuerzos se escoge el menor ya que este determina el caso más crítico, con las ecuaciones (2.13) y (2.14) usadas en el análisis a flexión. Además, es necesario determinar el pandeo torsional que se genera en el perfil, debido a que el centro de cortante no coincide con el centro de gravedad en perfiles abiertos. El cálculo se realiza con la ecuación (2.15).

$$\sigma_{ft} = \frac{1}{2 * \beta} \left((\sigma_x + \sigma_z) - \sqrt{(\sigma_x + \sigma_z)^2 - 4 * \beta * \sigma_x * \sigma_z} \right) \quad (2.20)$$

Donde:

σ_x = Esfuerzo de pandeo flexional al rededor del eje "x"

σ_z = Esfuerzo de pandeo torsional

β = Parametro para el calculo del momento elastico critico

El esfuerzo crítico representa la máxima tensión teórica que una placa o elemento puede resistir antes de fallar por inestabilidad. Actúa como el límite elástico que define el inicio de la deformación fuera del plano, determinando si la sección es totalmente efectiva o si debe reducirse. Para distinguir entre pandeo elástico e inelástico, se evalúa la relación entre el esfuerzo de fluencia y el menor de los esfuerzos críticos, si esta relación es mayor a 2.25, el comportamiento es elástico, mientras que si es menor o igual a 2.25, se considera inelástico.

Para el caso inelástico $\sigma_{cr} = 0.658 \frac{f_y}{f_e} * f_y$ (2.21)

Para el caso elástico $\sigma_{cr} = 0.877 * f_e$ (2.22)

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia

f_e = Minimo esfuerzo critico

2.5.3.1.8.1. Cálculo de la capacidad resistente a compresión axial

La resistencia nominal a compresión se determina tras finalizar el análisis de inestabilidad de cada componente, utilizando las dimensiones reducidas de los elementos, se calcula el área efectiva, la cual refleja la capacidad real de la sección.

$$\phi P_n = \phi * \sigma_{cr} * A_e \quad (2.23)$$

Donde:

ϕ = Factor de reduccion de resistencia (0.85 para compresion)

σ_{cr} = Esfuerzo critico

A_e = Area efectiva

Se verifica la resistencia del perfil comparando la capacidad a compresión del perfil con la máxima sollicitación a compresión, como indica la siguiente ecuación.

$$P_u \leq \phi P_n \quad (2.24)$$

Donde:

P_u = Fuerza axial requerido

ϕP_n = Fuerza axial de diseño

2.5.3.1.9. Diseño por tracción

El diseño de elementos sometidos a tracción axial es bastante sencillo, ya que la fuerza de tensión tiende a "estirar" el perfil, eliminando el riesgo de pandeo local o global. Bajo la normativa AISI s100, la resistencia nominal se determina por el menor de dos estados límites:

- Por fluencia en la sección bruta, que evita la deformación excesiva de la pieza.
- Por ruptura en la sección neta, que considera la reducción de área en las conexiones.

2.5.3.1.9.1. Falla por fluencia

Se da cuando la tensión en el material alcanza el límite de fluencia del material, este modo de falla es el más común y depende del tipo de material y el área bruta de la sección.

$$\phi P_n = \phi * f_y * A_g \quad (2.25)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.9 para falla por fluencia)

f_y = Esfuerzo de fluencia

A_g = Area bruta

2.5.3.1.9.1.1. Falla por fractura de la sección neta

Se da en las zonas de conexiones de elementos soldados y empernados, ya que los agujeros provocan una disminución de la sección transversal, lo cual reduce la resistencia de la pieza. En caso de uniones soldadas se debe calcular el área neta, multiplicando el área bruta por el factor por retraso de cortante el cual depende de la forma y posición de la soldadura.

$$A_n = A_g * U_{sl} \quad (2.26)$$

Donde:

A_g = Area bruta

U_{sl} = Factor por retraso de cortante (1 en caso de soldadura transversal)

Capacidad de tracción por fractura.

$$\phi P_n = \phi * f_u * A_n \quad (2.27)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.75 para rotura en la sección neta)

f_u = Límite de rotura

A_n = Área neta

2.5.4. Estructuras de sustentación de edificación

2.5.4.1. Resistencia característica del hormigón

La resistencia característica del hormigón (f'_c) representa el valor de diseño que garantiza la calidad de la edificación. Este parámetro se define estadísticamente como el valor de resistencia a la compresión que debe alcanzar al menos el 95% del material utilizado, es decir, existe una probabilidad máxima del 5% de encontrar muestras con una resistencia inferior.

2.5.4.2. Resistencia de diseño y factores de reducción de resistencia.

La resistencia de diseño constituye la capacidad real de cálculo de un elemento tras aplicar los márgenes de seguridad correspondientes. Se define como el producto entre la resistencia nominal y un factor de reducción de resistencia (ϕ).

Este factor de reducción tiene como objetivo principal mitigar la incertidumbre ante posibles variaciones en la calidad de los materiales, imprecisiones en las dimensiones geométricas de la sección o desviaciones en la ejecución de la obra. De esta manera, se garantiza que la resistencia de diseño sea siempre superior a las solicitaciones máximas esperadas.

Tabla 2.1 Factores de reducción de resistencia

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

Fuente: Norma NB 1225001

$$\emptyset = 0.65 + 0.25 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right) \quad (2.28)$$

Donde:

ε_t = Deformacion unitaria del acero

ε_{ty} = Deformacion unitaria de fluencia del acero extremo en traccion

2.5.4.3. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad es la propiedad mecánica que define la rigidez del material, es decir, cuantifica la relación entre los esfuerzos y las deformaciones elásticas resultantes. Este parámetro permite predecir el comportamiento del hormigón ante cargas de servicio, según la norma NB 1225001, se puede estimar a partir de su resistencia característica.

$$Ec = 3830 * \sqrt{f'c} \quad (2.29)$$

Donde:

Ec = Modulo de elasticidad del hormigon (MPa)

$f'c$ = Resistencia caracteristica del hormigon (MPa)

2.5.4.4. Peso específico del hormigón armado

El peso específico es el peso por unidad de volumen del material. Debido a su naturaleza compuesta (cemento, agregados y acero), este valor presenta variaciones naturales, sin embargo, para el cálculo de cargas muertas, la normativa estandariza un valor de 2500 kg/m³. Esta convención permite simplificar el análisis estructural garantizando una estimación.

2.5.5. Características del acero de refuerzo

El acero estructural es una aleación de hierro y carbono que, mediante la adición de otros elementos, adquiere propiedades óptimas para la construcción como ductilidad, durabilidad y tenacidad. Su excelente compatibilidad térmica y de adherencia con el hormigón permite que ambos materiales trabajen conjuntamente en la absorción de esfuerzos.

Para garantizar un comportamiento estructural eficiente, las barras de acero deben cumplir con especificaciones geométricas rigurosas. La presencia de corrugas o resaltes mecánicos es fundamental, ya que asegura la adherencia y la correcta transferencia de esfuerzos

Para el caso del hormigón armado, los aceros no pretensados deben cumplir con las exigencias de la norma NB 1225001.

2.5.5.1.1. Módulo de elasticidad del acero

El módulo de elasticidad para barras no pretensadas se toma como 200 GPa, según estipula la norma NB 1225001.

2.5.5.2. Recubrimiento de las piezas de hormigón armado

El recubrimiento de hormigón es la distancia mínima entre la superficie exterior del elemento y la barra de acero. Su función principal es actuar como una barrera protectora contra la corrosión, y para asegurar el correcto desarrollo de la adherencia con el hormigón.

De acuerdo con la norma NB 1225001, los espesores mínimos de recubrimiento se determinan según las condiciones de exposición y el tipo de elemento estructural.

Tabla 2.2 Recubrimiento para elementos de hormigón contruidos en sitio no pretensados

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

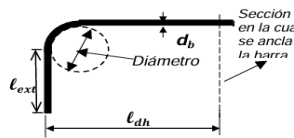
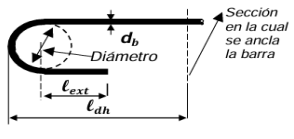
Fuente: Norma NB 1225001

2.5.5.3. Ganchos estándar y diámetros internos de doblado

Los ganchos cumplen la función de anclar los refuerzos al hormigón, lo que genera una correcta adherencia y rigidez a la estructura. Estos ganchos tienen diferentes formas de doblado según qué tipo de elemento se trate o que solicitaciones este resistiendo.

El diámetro interno de doblado debe ser controlado ya que de no cumplirse el valor mínimo de estos puede generar daños a la armadura.

Tabla 2.3 Geometría del gancho estándar para el anclaje de barras corrugadas en tracción

Tipo de doblado	Diámetro de la barra (mm)	Diámetro interno mínimo (mm)	Prolongación en el extremo libre ^[1] , ℓ_{ext}	Tipo de gancho normal
Patilla (doblado a 90°)	$6 < d_b \leq 10$	$4 d_b$	$\geq 12 d_b$	
	$10 < d_b \leq 25$	$6 d_b$		
	$25 < d_b \leq 50$	$8 d_b$		
	$50 < d_b$	$10 d_b$		
Gancho (doblado a 180°)	$6 < d_b \leq 10$	$4 d_b$	$\geq 4 d_b$ ó $\geq 60 \text{ mm}$	
	$10 < d_b \leq 25$	$6 d_b$		
	$25 < d_b \leq 50$	$8 d_b$		
	$50 < d_b$	$10 d_b$		

Fuente: Norma NB 1225001

2.5.5.4. Longitud de desarrollo o anclaje

La longitud de desarrollo se define como la extensión mínima que una barra debe estar embebida en el hormigón para garantizar que, mediante la adherencia superficial, se alcance el esfuerzo de fluencia del acero sin comprometer la integridad de la unión.

Un anclaje adecuado es fundamental para evitar los siguientes estados límites de falla:

- Deslizamiento de la barra: Pérdida de la unión mecánica entre el acero y el hormigón.
- Falla por arrancamiento: Desprendimiento del hormigón que rodea la armadura.
- Falla frágil del anclaje: Rotura repentina del hormigón por tensiones de tracción interna.

La longitud de desarrollo se definirá como el valor mayor entre el cálculo obtenido mediante la siguiente ecuación y un límite mínimo de 30 cm:

$$l_d = \frac{12 * f_y * \psi_t * \psi_e}{25 * \lambda * \sqrt{f'_c}} d_b \quad (2.30)$$

Donde:

- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero
- ψ_t = Factor de modificacion por ubicacion de armadura
- ψ_e = Factor de modificacion por revestimiento de aramdura
- λ = Factor de modificacion por hormigon de peso liviano
- d_b = Diametro de la barra

Tabla 2.4 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 liviano, donde f_{ct} se especifica	De acuerdo con 19.2.4.3
	Hormigón de peso normal	1,0
Revestimiento Epóxico ⁽¹⁾ 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 $d_b > 20 \text{ mm}$	1,0
	Para barras $d_b \leq 20 \text{ mm}$ 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

Fuente: Norma NB 1225001

2.5.6. Losa de viguetas pretensadas

Son sistemas unidireccionales compuestos por tres elementos que actúan de forma solidaria para optimizar la eficiencia estructural

- Viguetas Pretensadas: Elementos de hormigón de alta resistencia con cables de acero tesados. Diseñadas para trabajar como nervios simplemente apoyados.
- Capa de Compresión: Carpeta de hormigón (generalmente de 5 a 6 cm) vaciada *in situ*. Su función es resistir los esfuerzos de compresión y rigidizar el sistema.
- Complemento (Aligerante): Bloques de poliestireno que funcionan como encofrado perdido. Su baja densidad reduce el peso propio de la losa.

2.5.6.1. Cálculo de viguetas pretensadas

La altura de losa será determinada según recomendación del fabricante CONCRETEC.

$$H = \frac{lc}{25} \quad (2.31)$$

Donde:

lc = Longitud de la vigueta

H = Altura de la losa de viguetas

La elección del tipo de vigueta depende de las especificaciones técnicas proporcionadas por el fabricante, comercialmente las viguetas se clasifican según su serie de armaduras, que abarca desde la 101 (menos resistentes) hasta la 106 (más resistentes). El cálculo de este tipo de losas se basa en comparar el momento solicitante mayorado y el momento resistente.

2.5.6.1.1. Armadura de la carpeta de compresión

En el diseño de losa se debe proporcionar según normativa NB 1225001 una cantidad de acero para absorber los efectos de la retracción por temperatura. Esta cantidad se determina mediante 2 ecuaciones de las cuales se elige la menor.

$$A_t \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.0018 * 420}{f_y} * A_g \\ 0.0014 * A_g \end{array} \right\} \quad (2.32)$$

Donde:

A_g = Area de la seccion transversal

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

El espaciamiento máximo entre armaduras deberá ser 5 veces el espesor de la losa o 45 cm.

2.5.6.2. Nervio rigidizante

En el caso de viguetas pretensadas el fabricante recomienda emplear nervios de repartición para aumentar la rigidez de la pieza y asegurar un comportamiento uniforme de los nervios.

La disposición de los nervios rigidizantes se exponen en la siguiente tabla.

Tabla 2.5 Disposición de nervios rigidizantes en losa de viguetas

Longitud de la losa	Numero de nervios
De 0 a 4 metros	No requiere nervios
De 4 a 6 metros	Requiere 1 nervio a centro luz
De 6 a 8 metros	Requiere 2 nervios en cada tercio de la luz

Fuente: Elaboración propia

2.5.7. Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales que trabajan esencialmente a flexión, estas tienen la función de sostener el entrepiso y transmitir todas las cargas que reciben a las columnas.

2.5.7.1. Predimensionamiento

El diseño de una viga inicia con la estimación de sus dimensiones. Un criterio de predimensionamiento ampliamente aceptado es el propuesto por el ingeniero Antonio Blanco Blasco en su obra "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto reforzado".

$$h = \frac{l}{10} ; h = \frac{l}{12} \quad (2.33)$$

Donde:

h = Altura de la viga

l = Luz libre de la viga

2.5.7.2. Supuestos fundamentales para el diseño

El método de diseño por resistencia, tiene suposiciones que simplifican el cálculo:

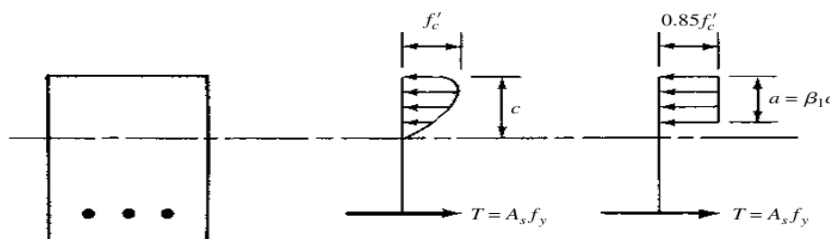
- Una sección transversal plana antes de la aplicación de las cargas se mantendrá igual al ser sometida a las cargas.
- Las deformaciones en el acero y el hormigón serán iguales a la misma profundidad.
- La deformación unitaria máxima en compresión del hormigón es de 0.003
- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.

2.5.7.3. Análisis a flexión

2.5.7.3.1. Diagrama rectangular de esfuerzos

El método usado para aproximar la geometría del bloque de compresiones, será el bloque rectangular de esfuerzos, este busca tener la misma área del diagrama y también la misma ubicación de la resultante de tensiones.

Figura 2.2 Distribución rectangular de esfuerzos en condiciones de carga ultima



Fuente: McCormac, 2017. Diseño de concreto reforzado

Para igualar la magnitud y posición de la fuerza de compresión, se adopta el coeficiente “ β_1 ” cuyo valor depende de la resistencia característica del hormigón.

Tabla 2.6 Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente

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

Fuente: Norma NB 1225001

El cálculo a flexión se basa en la ecuación (2.6) donde se compara el momento solicitante con el momento de diseño, para el cálculo del momento de diseño se debe calcular la profundidad del bloque de compresiones y el área de acero necesario.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right] \quad (2.34)$$

Donde:

M_u = Momento requerido (momento de la combinacion de cargas)

ϕ = Factor de reduccion de resistencia (0.9 para vigas)

f'_c = Resistencia caracteristica del hormigon

b = Base de la viga

d = Canto efectivo de la viga

El factor de reducción de resistencia se adoptará 0.9 ya que las piezas serán diseñadas como secciones controladas por tracción del acero.

Sabiendo la profundidad del bloque compresión se puede calcular la cantidad de acero teórico.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left[d - \frac{a}{2} \right]} \quad (2.35)$$

Donde:

M_u = Momento requerido (momento de la combinacion de cargas)

ϕ = Factor de reduccion de resistencia (0.9 para analisis a flexion)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = Canto efectivo de la viga

a = Profundidad del bloque de compresiones

2.5.7.3.2. Armadura mínima y máxima

Cantidad mínima de acero que exige la norma boliviana NB 1225001.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d \quad (2.36)$$

Donde:

f'_c = Resistencia caracteristica del hormigon

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

b_w = Base de la viga

d = Canto util de la viga

La cantidad máxima de acero que se debe colocar a una pieza.

$$A_{s,max} = 0.75 * \rho_b * b_w * d \quad (2.37)$$

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada

b_w = Base de la viga

d = Canto util de la viga

La cuantía balanceada indica la cantidad de acero de una pieza para que la deformación unitaria en el acero sea igual a la deformación de fluencia.

$$\rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.38)$$

Donde:

f'_c = Resistencia característica del hormigón (MPa)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

β_1 = Factor de profundidad del bloque de compresión

2.5.7.3.3. Separación entre armaduras

Espaciamiento máximo de la armadura para barras corrugadas es:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} 380 * \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c \\ 300 * \left(\frac{280}{f_s} \right) \end{array} \right\} \quad (2.39)$$

Donde:

C_c = Recubrimiento libre de la armadura

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, diámetro de la barra y (4/3) diámetro del agregado grueso.

2.5.7.4. Diseño a corte

El diseño a corte en vigas se basa en comparar el cortante generado por las cargas (V_u) con la resistencia nominal de la sección. Esta resistencia es el resultado de la contribución conjunta del hormigón (V_c) y del acero de refuerzo transversal (V_s), dispuestos usualmente en forma de estribos. El análisis se fundamenta en la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s \quad (2.40)$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorado

ϕV_c = Fuerza cortante resistida por el hormigón

ϕV_s = Fuerza cortante resistida por el acero

En el diseño, se evalúa primero la resistencia del hormigón, si la fuerza actuante supera esta resistencia, se calcula la armadura necesaria para absorber la fracción excedente de la carga, y si es mayor se proporciona una cantidad mínima de acero.

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * b_w * d \quad (2.41)$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal a corte del hormigón (N)

λ = Factor de modificación por hormigón de peso liviano

$f'c$ = Resistencia característica del hormigón (MPa)

b_w = Base de la viga (mm)

d = Canto efectivo de la viga (mm)

Para determinar la resistencia nominal por cortante del acero, se emplea la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (2.42)$$

Donde:

V_s = Resistencia nominal a corte del acero

A_v = Área de la sección transversal del estribo

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = Canto útil de la viga

s = Separación entre estribos

2.5.7.4.1. Armadura mínima

La normativa NB 1225001 estipula una cantidad mínima de acero transversal que se debe proporcionar a la viga, para lo cual se debe asumir una separación constructiva.

Tabla 2.7 Refuerzo mínimo a corte

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

Fuente: Norma NB 1225001

Donde:

s = Separación entre refuerzos transversales (mm)

f'_c = Resistencia característica del hormigón (MPa)

b_w = Base de la viga (mm)

d = Canto efectivo de la viga (mm)

f_{yt} = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

Nota: El esfuerzo de fluencia del acero no se tomará mayor a 420 MPa.

2.5.7.4.2. Separación entre armaduras

Aunque la norma NB 1225001 no fija una separación mínima rígida, el espaciamiento debe garantizar la trabajabilidad y el flujo adecuado de los agregados durante el vaciado.

Tabla 2.8 Separación máxima entre refuerzos transversales

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	

Fuente: Norma NB 1225001

Donde:

f'_c = Resistencia característica del hormigón (MPa)

b_w = Base de la viga (mm)

d = Canto efectivo de la viga (mm)

Por el contrario, la norma sí establece límites estrictos para la separación máxima, asegurando que el refuerzo transversal intercepte cualquier grieta potencial por tensión diagonal.

2.5.8. Columnas

Las columnas son elementos verticales encargados de transmitir las cargas totales de la estructura hacia las fundaciones. Bajo la norma NB 1225001, su diseño debe considerar no solo la carga axial, sino también los momentos flectores.

2.5.8.1. Límites dimensionales

La normativa NB 1225001 establece que las columnas de hormigón armado deben cumplir los siguientes tamaños mínimos:

- Columna rectangular: b (lado menor) $\geq 20\text{cm}$
- Columna circular: d (diámetro) $\geq 30\text{cm}$

2.5.8.2. Límites de armaduras

La normativa boliviana NB 1225001 establece límites a la cantidad acero longitudinal que se puede disponer, teniendo como límite inferior de 0.6 % y un límite superior del 8 %.

$$0.006 * A_g \leq A_s \leq 0.08 * A_g$$

Para el caso del refuerzo transversal, se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$A_{v \min} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c}}{16} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \\ 0.34 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \end{array} \right\} \quad (2.43)$$

Donde:

s = Separación entre refuerzos transversales (mm)

$f'c$ = Resistencia característica del hormigón (MPa)

b_w = Base de la viga (mm)

d = Canto efectivo de la viga (mm)

f_{yt} = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

Espaciamiento mínimo de las armaduras longitudinales que exige la normativa boliviana NB 1225001 en columnas debe ser la mayor entre: 40 mm, $1.5 * d_b$ (diámetro de la armadura longitudinal) y $4/3 * d_{agg}$ (diámetro máximo del agregado grueso).

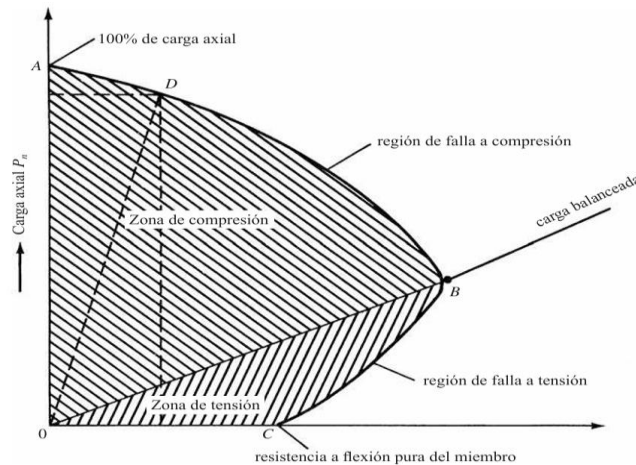
2.5.8.3. Diagrama de interacción en columnas

El diagrama de interacción representa la capacidad de una columna para resistir la combinación simultánea de carga axial y momento flector. Este se divide principalmente en dos regiones.

- Zona de Compresión: Predominan las cargas axiales, la falla se produce por aplastamiento del hormigón.
- Zona de Tracción: Predomina la flexión, la falla se origina por la fluencia del acero de refuerzo.

Para el diseño estructural, el diagrama nominal se reduce mediante los factores de minoración, definiendo así la frontera de seguridad.

Figura 2.3 Diagrama de interacción de una columna



Fuente: McCormac, 2017. Diseño de concreto reforzado

2.5.8.4. Efectos de esbeltez en elementos comprimidos

La esbeltez de una columna se basa principalmente en la geometría y el arriostramiento lateral que tiene, si la esbeltez de una pieza es elevada esta puede sufrir de pandeo. Los efectos de esbeltez se pueden ignorar si se cumplen ciertas condiciones que exige la norma boliviana:

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 32 + 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad (2.44)$$

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 40 \quad (2.45)$$

Donde:

$M1$ = El menor momento mayorado en el extremo del elemento en compresión

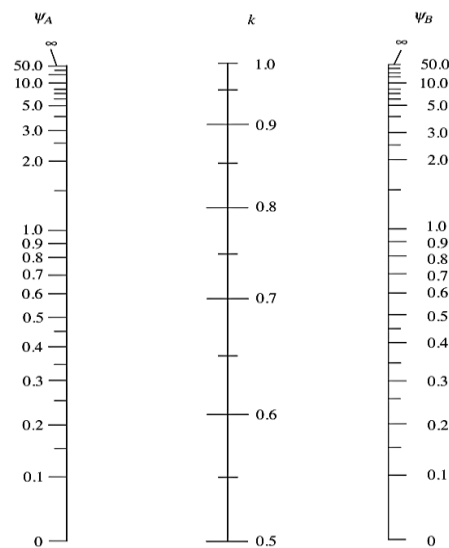
$M2$ = El mayor momento mayorado en el extremo del elemento en compresión

k = Factor de longitud efectiva para elementos sometidos a compresión

r = Radio de giro

Para determinar el factor de longitud efectiva (k) se deberá recurrir a los monogramas o ecuaciones, donde intervienen los factores de rigidez (ψ) en cada extremo de la columna, la cual es la relación de la suma de las rigideces de las columnas y la suma de las rigideces de las vigas que llega a dicho nudo. Para que el modelo estructural sea coherente con el comportamiento real, se debe considerar el efecto de la fisuración mediante la reducción de las inercias brutas. Según las recomendaciones de la norma NB 1225001, las rigideces flexionales efectivas a emplear en vigas son del 35% de su inercia bruta y en columnas es el 70% de su inercia bruta.

Figura 2.4 Monograma del coeficiente k



Fuente: McCormac, 2017. Diseño de concreto reforzado

2.5.8.5. Diseño a corte

Para calcular la resistencia nominal por corte del concreto se puede aplicar la siguiente ecuación:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g} \right) b_w * d \quad (2.46)$$

Donde:

N_u = Carga axial mayorada que ocurre simultaneamente con V_u (N)

λ = Factor de modificacion por hormigon de peso liviano

f'_c = Resistencia caracteristica del hormigon (MPa)

b_w = Base de la viga (mm)

d = Canto efectivo de la viga (mm)

A_g = Area bruta de la seccion (mm^2)

También es posible hacer un análisis más detallado mediante la siguiente ecuación.

$$V_c = \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 * \rho_w \frac{V_u * d}{M_u} \right) b_w * d \quad (2.47)$$

Donde:

M_u = Momento mayorado en la seccion (N.m)

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion (N)

λ = Factor de modificacion por hormigon de peso liviano

f'_c = Resistencia caracteristica del hormigon (MPa)

b_w = Base de la viga (mm)

d = Canto efectivo de la viga (mm)

ρ_w = Cuantia de la seccion

2.5.9. Estructuras complementarias

2.5.9.1. Muros de hormigón

Son elementos diseñados para resistir esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores. Su función esencial es aportar rigidez lateral y estabilidad al sistema estructural frente a cargas de viento, limitando las deformaciones y desplazamientos horizontales de la edificación.

2.5.9.1.1. Método simplificado de diseño

La norma NB 1225001 permite un cálculo simplificado para muros cargados axialmente, siempre que la carga resultante actúe dentro del núcleo central de la sección. Se debe verificar que la excentricidad no exceda de 1/6 del espesor del muro.

$$P_n = 0.55 * f'_c * A_g \left[1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right] \quad (2.48)$$

Donde:

f'_c = Resistencia caracteristica del hormigon (MPa)

A_g = Area bruta de la seccion (mm^2)

k = Factor de longitud efectiva

l_c = Longitud del elemento a compresion (mm)

h = Espesor del muro (mm)

En muros de corte, es necesario evaluar la inclusión de elementos de borde para confinar el hormigón en las zonas de mayores esfuerzos. De acuerdo con los criterios de diseño, estos elementos son obligatorios cuando el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema, calculado bajo cargas mayoradas, excede el 20% de la resistencia característica del hormigón. Su función principal es proporcionar ductilidad y evitar el pandeo de las barras verticales y el aplastamiento del hormigón ante grandes incursiones inelásticas.

2.5.9.1.2. Diseño a corte

La resistencia al corte de un muro se basa en la contribución combinada del hormigón y del acero de refuerzo. El procedimiento consiste en comparar el cortante mayorado (V_u) con la capacidad minorada del hormigón (ϕV_c), en caso la capacidad minorada del hormigón sea mayor, se dispondrá de armadura mínima en la sección, caso contrario se determinará la cantidad de acero necesario para cubrir el excedente.

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * h * d \quad (2.49)$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal a corte del hormigon (N)

λ = Factor de modificacion por hormigon de peso liviano

f'_c = Resistencia caracteristica del hormigon (MPa)

h = Espesor del muro (mm)

d = Canto útil (mm)

2.5.9.1.3. Límites de armaduras

La norma NB 1225001 estipula las cuantías mínimas de acero (horizontal y vertical) para garantizar el control de fisuración y la integridad estructural. En el diseño, se debe verificar que el refuerzo dispuesto cumpla con estas áreas mínimas, además de una separación constructiva que nunca exceda los 45 centímetros o 3 veces el espesor del muro.

Tabla 2.9 Cuantías mínimas de muros

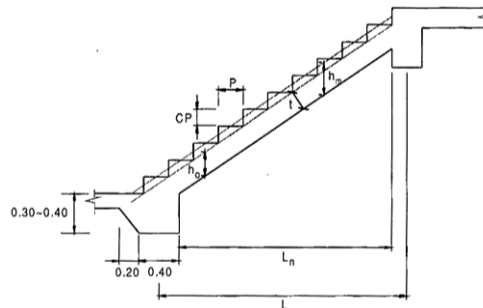
Tipo de muro	Tipo de armadura no pretensada	Tamaño de la barra o alambre	f_{yt} , MPa	Armadura longitudinal mínima ^[1] , ρ_l .	Armadura horizontal mínima, ρ_t .
Construido en obra	Barras corrugadas	$d_b \leq 16$ mm	≥ 420	0,0012	0,0020
			< 420	0,0015	0,0025
		$d_b > 16$ mm	Cualquiera	0,0015	0,0025
	Armadura de alambre electrosoldado	$\leq$ MW200 ó MD200	Cualquiera	0,0012	0,0020

Fuente: Norma NB 1225001

2.5.9.2. Escaleras

El diseño de escaleras se realiza bajo el criterio de losas apoyadas en una dirección, donde el análisis se basa en una franja de ancho unitario sometida a flexión. Para el cálculo, se debe determinar el espesor de la garganta de la escalera, asegurando que sea suficiente para resistir las cargas. El refuerzo principal se coloca longitudinalmente, mientras que el transversal se dispone para absorber esfuerzos de temperatura y retracción.

Figura 2.5 Esquema de una escalera



Fuente: Roberto Morales, Diseño en Concreto Armado

Los valores recomendados de contrahuella varían entre los 13 a los 20 cm, siendo las usuales y ergonómicos adoptar valores entre 15 a 18 cm. Es normal que se adopte un espesor equivalente entre la losa y los peldaños de la escalera para determinar el peso propio de la misma.

$$h_m = \frac{CH}{2} + \frac{t * \sqrt{H^2 + CH^2}}{H} \quad (2.50)$$

Donde:

h_m = Espesor equivalente de la losa

t = Espesor de la losa

H = Huella de la escalera

CH = Contra huella de la escalera

2.5.9.2.1. Predimensionamiento de escaleras

El espesor (t) de la losa para el cálculo se obtendrá mediante la siguiente ecuación.

$$t = \frac{Ln}{20} \quad (2.51)$$

Donde:

Ln = Longitud horizontal entre caras de los apoyos

2.5.9.2.2. Diseño de escaleras

El diseño de escaleras se basa en la ecuación (2.6) donde se debe verificar que el momento resistente sea mayor que el momento solicitante, al igual que los esfuerzos de corte, los cuales deben ser absorbidos totalmente por el hormigón.

2.5.9.2.2.1. Armadura positiva

Los momentos positivos se determinan mediante un análisis simple de la estructura con las cargas mayoradas.

La cantidad de acero se determinará con la siguiente ecuación.

$$A_s = \frac{M_d}{\phi * f_y * \left[d - \frac{a}{2} \right]} \quad (2.52)$$

Donde:

M_d = *Momento de diseño*

ϕ = *Factor de reduccion de resistencia (0.9 para el analisis a flexion)*

f_y = *Esfuerzo de fluencia del acero*

d = *Canto efectivo de la losa*

2.5.9.2.2.2. Armadura negativa

El momento negativo de análisis se determinará por medio de la siguiente ecuación.

$$M_d^- = \frac{1}{n} * M_d^+ \quad (2.53)$$

Donde:

M_d^+ = *Momento de diseño positivo*

n = *Coeficiente de momento por rigidez*

Nota: El coeficiente de momento se usará de (2) en caso de tener apoyos rígidos y de (3) en caso de tener apoyos poco rígidos.

El cálculo de la armadura se determinará mediante la ecuación (2.52) de la misma manera que se empleó en la armadura positiva.

2.5.9.2.2.3. Límites de armaduras

La normativa NB 1225001 establece una cantidad mínima de refuerzo, que se debe proporcionar por retracción y temperatura el cálculo se realiza mediante la ecuación (2.32).

2.6. Estrategias para la ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

Son documentos normativos que establecen las directrices para la ejecución del proyecto, garantizando que la obra cumpla con los estándares de calidad y seguridad previstos en el diseño. Funcionan como una guía para la supervisión y el control de calidad, detallando los requisitos técnicos de los materiales y la correcta metodología constructiva para minimizar errores o confusiones en obra. Para cada actividad se define:

- Definición: Descripción y función de la tarea dentro del proyecto.
- Materiales, herramientas y equipo: Recursos e insumos mínimos requeridos.
- Procedimiento: Metodología detallada para la ejecución de la actividad.
- Medición: Unidad física (m, m², m³, kg, etc.) empleada para cuantificar el avance.
- Forma de pago: Criterios para la liquidación económica según los ítems ejecutados.

2.6.2. Cálculos métricos

Consisten en la cuantificación técnica de los materiales necesarios para la ejecución del proyecto, mediante la aplicación de fórmulas geométricas y matemáticas sobre planos arquitectónicos y estructurales. Su relevancia es fundamental para la determinación del presupuesto, permitiendo una toma de decisiones basada en la eficiencia económica y la optimización de recursos.

2.6.3. Precios unitarios

Los precios unitarios representan el costo por unidad de medida de cada actividad o ítem de obra en el diseño estructural. Son fundamentales para la planificación financiera del proyecto, ya que permiten una estimación realista, clave la ejecución de la obra.

Estos precios incluyen el costo de materiales puestos en obra, la mano de obra con sus salarios más beneficios sociales, el uso de maquinaria y equipo, los gastos generales, la utilidad de la empresa y los impuestos aplicables, principalmente el IT e IVA según la normativa vigente.

2.6.4. Presupuesto

El presupuesto en un diseño estructural consiste en un detalle de los costos necesarios para la realización de los servicios de ingeniería y la ejecución de la obra. Este depende principalmente de la magnitud de la estructura, su tipo, el alcance del diseño y su nivel de complejidad.

El presupuesto representa un aspecto fundamental en el proceso de diseño estructural, ya que permite una planificación adecuada acorde con la disponibilidad económica. Un buen diseño no se limita solo a aspectos técnicos, sino que también debe integrar una planificación financiera, pues una mala gestión económica puede generar retrasos o incluso hacer inviable el proyecto.

2.6.5. Planteamiento y cronograma

El planteamiento y la programación son pilares fundamentales de la gestión de proyectos, ya que definen la secuencia lógica y la organización cronológica de todas las actividades. Este proceso inicia antes de la ejecución física y consiste en la formulación de un conjunto de tareas sucesivas orientadas al cumplimiento de los objetivos del proyecto.

Asimismo, el cronograma actúa como una herramienta de control de avance, permitiendo detectar desviaciones en tiempo real para aplicar medidas correctivas que garanticen el cumplimiento de los hitos establecidos sin alterar significativamente el resultado final.

CAPÍTULO III

CAPÍTULO III

3. Ingeniería de proyecto

3.1. Análisis de la topografía

El levantamiento topográfico del predio fue ejecutado mediante el uso de una estación total TOPCON CYGNUS 2LS y un receptor GPS MAP 60 CSx para garantizar la precisión. De acuerdo con el relevamiento, el terreno presenta una buena accesibilidad con vías vehiculares en tres de sus frentes y cuenta con un pasaje peatonal, además las variaciones de nivel son mínimas (menores a 1 m), por lo cual el terreno se categoriza técnicamente como plano.

3.2. Análisis del estudio de suelos

El estudio geotécnico, realizado por el laboratorio "INGEOSUD", consistió en tres sondeos mediante ensayos de penetración estándar (SPT). Se alcanzaron profundidades de hasta 5.45 m, recolectando muestras cada metro para su caracterización con la clasificación SUCS.

Conclusiones Técnicas:

- Litología: Suelo compuesto predominantemente por limos y arenas (no cohesivo) con presencia de gravas y ausencia de arcillas.
- Capacidad Portante: Se identificó una resistencia baja en estratos superficiales que mejora significativamente hacia los 5.45 m.
- Criterio de Cimentación: Ante la baja capacidad de carga en estratos superiores, se optará por fundaciones profundas para transferir las cargas a los estratos más resistentes.

3.3. Análisis del diseño arquitectónico

La documentación arquitectónica fue proporcionada por el (GAMSL), la cual establece la distribución para el proyecto. El conjunto de planos consta de los siguiente:

- Planos de plantas: Distribución funcional y dimensiones de cada nivel.
- Planos de cortes: Secciones longitudinales y transversales para visualización de alturas.
- Plano de cubiertas: Configuración de techos y sistemas de drenaje pluvial.

3.4. Planteamiento estructural

El planteamiento estructural define la disposición y ubicación de los elementos resistentes, buscando cumplir las necesidades arquitectónicas. Este proceso implica restricciones críticas,

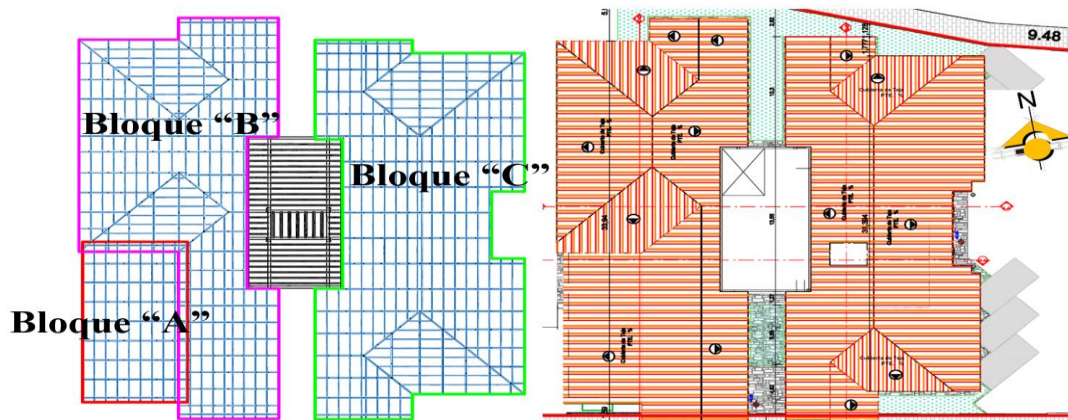
como el respeto a las luces de cálculo, la configuración de escaleras, y el dimensionamiento de columnas para evitar interferencias con puertas y ventanas.

3.4.1. Estructura de cubierta

3.4.1.1. Cubierta de estructura metálicas

La cubierta metálica será usada en 3 partes: el bloque “A” que cubre el auditorio, el bloque “B” que cubre la zona este del edificio y el bloque “C” que cubre la zona oeste del edificio.

Figura 3.1 Cubierta metálica



Fuente: Elaboración propia

3.4.1.2. Cubierta de losa de viguetas pretensadas

Para el sector central de la estructura, donde se ubican los tanques de agua, se ha proyectado una cubierta de losas de viguetas pretensada.

3.4.1.2.1. Capacidad y carga de tanque de agua

En la cubierta de viguetas se contemplará la dotación de un tanque de agua potable para el uso exclusivo de consumo humano, este solo será en casos de cortes de suministro, ya que el edificio contará con un sistema directo de abastecimiento de la red pública de agua potable. Para determinar el volumen de agua se recurrirá al reglamento nacional de instalaciones sanitarias, el cual determina una cantidad de habitantes que tendrá el edificio, y según el consumo diario se podrá obtener el volumen de agua potable necesaria.

El cálculo inicia determinando la tasa de ocupación del edificio mediante el uso de la siguiente tabla, donde la ocupación es de oficinas.

Tabla 3.1 Tasa de ocupación de locales

Local	Tasa de ocupación
Bancos	1 persona /5,0 m2
Oficinas	1 persona / 6,0 m2
Locales comerciales. Planta Baja	1 persona /2,5 m2
Locales comerciales. Pisos superiores	1 persona / 5,0 m2
Museos y bibliotecas	1 persona / 5,5 m2
Shopping center	1 persona / 5,0 m2
Salas de hoteles	1 persona /5,5 m2
Restaurantes	1 persona / 1,50 m2
Supermercados	1 persona / 2,5 m2
Teatros, cines, auditorios	1 silla / 0,70 m2

Fuente: Reglamento nacional de instalaciones sanitarias domiciliarias

El cálculo continúa determinado la dotación de agua potable según el tipo de inmueble, mediante la siguiente tabla.

Tabla 3.2 Dotación de agua potable según el tipo de inmueble

Tipo de inmueble/ Utilización	Dotación
Centros educativos, escuelas, colegios, universidades y otros similares, alumnado externo	50 L/alumno. día
Centros educativos, escuelas, colegios, universidades y otros similares, alumnado interno	120 L/alumno. día
Edificios de oficinas, personal	50 L/persona. día o 6,0 L/m ² . día

Fuente: Reglamento nacional de instalaciones sanitarias domiciliarias

Teniendo la tasa de ocupación, dotación de agua potable y el área de cada piso del proyecto, se determina el volumen de agua, mediante el producto de estos.

Tabla 3.3 Resumen de la dotación de agua potable

Ocupacion	Tasa de ocupacion	Área (m ²)	Habitantes	Dotacion (L/hab.)	Volumne de agua (L)
Planta baja	1 Persona/6m ²	777.05	130	50	6500
Primer piso	1 Persona/6m ²	777.05	130	50	6500
Segundo piso	1 Persona/6m ²	795.24	133	50	6650
Total = 19650					

Fuente: Elaboración propia

El volumen de agua potable necesarios es de 19650 litros, redondeando a 20000 litros, que es el volumen de 2 tanques comerciales cada uno de 10000 litros.

Cálculo del peso del agua aplicando la ecuación básica de peso específico.

$$W_w = \gamma_w * V = 9.81 \frac{kN}{m^3} * 20 m^3 = 196.2 kN$$

El cálculo de la carga del tanque de agua sobre la losa central de viguetas pretensadas se basa en distribuir la carga sobre el área de esta. La losa en la cual se va apoyar el tanque tiene un área de 9 m² para lo cual se calculará una carga muerta uniformemente distribuida sobre la losa.

$$P_{tanque} = \frac{196.2 kN}{9 m^2} = 21.8 \frac{kN}{m^2}$$

3.4.2. Estructura de la edificación

El presente proyecto se diseñará con elementos de hormigón armado para toda la subestructura y superestructura, complementado con acero conformado en frío para la cubierta metálica.

Tabla 3.4 Elementos de la edificación

Columnas		Vigas		Entrepisos	
Dimensiones (cm)	Descripción	Dimensiones (cm)	Descripción	Dimensiones (cm)	Descripción
b x h = 20 x 30	Rectangular	b x h = 20 x 30	Viga peraltada	h = 21	Losa de viguetas
b x h = 30 x 30	Rectangular	b x h = 20 x 40	Viga peraltada	h = 17	Losa de viguetas
b x h = 30 x 40	Rectangular	b x h = 20 x 50	Viga peraltada		
D = 35	Circular	b x h = 20 x 60	Viga peraltada		

Fuente: Elaboración propia

La disposición de las columnas y vigas se realizó buscando satisfacer todas las exigencias del diseño arquitectónico, sin dejar de lado la seguridad estructural. Para los entrepisos, se optará por el uso de un sistema de viguetas pretensadas, debido a que las luces a cubrir son moderadas, optimizando así el proceso constructivo y el uso de materiales.

3.4.3. Estructuras complementarias

El proyecto cuenta con tres escaleras, las cuales serán de hormigón armado.

- Escaleras principales: Se disponen dos núcleos en forma de "U" salvando una altura de 3.00 m, vinculando la planta baja con el primer nivel y este último con el segundo piso.
- Escalera de acceso al auditorio: Se proyecta una escalera de tramo recto con un desnivel de 1.10 m, cuya función es conectar el primer piso con el nivel del auditorio.

3.4.4. Fundaciones

Debido a la baja capacidad portante de los estratos superficiales, se determinó el uso de fundaciones profundas mediante pilotes. Esta solución garantiza la estabilidad global al

transferir las cargas hacia estratos más competentes. Aunque implica una mayor inversión que las cimentaciones superficiales, las condiciones del terreno imposibilitan estas últimas.

3.5. Materiales

3.5.1. Características del hormigón armado

Las características del hormigón armado para el proyecto corresponden a una elaboración in situ. Por otra parte, el hormigón destinado a las fundaciones es elaborado en planta y posee una resistencia mayor por el tipo de cimentación a emplear. Este criterio se basa en razones de durabilidad y en las recomendaciones de José Calavera en su libro "Cálculo de estructuras de cimentación", donde indica que la resistencia mínima para cimentaciones con pilotaje debe ser de al menos 25 MPa.

Tabla 3.5 Características del hormigón armado

Peso unitario	25 kN/m ³	Todos
Resistencia característica	21 MPa	Superestructura
	25 MPa	Subestructura
Módulo de elasticidad	17552 MPa	Superestructura
	19150 MPa	Subestructura
Módulo de elasticidad del acero	200000 MPa	Todos
Límite de fluencia	500 MPa	Todos

Fuente: Elaboración propia

3.5.2. Características del acero conformado en frío

El acero conformado en frío empleado en el diseño de la cubierta metálica tiene las siguientes características.

Tabla 3.6 Características del acero conformado en frío

Módulo de elasticidad	200	MPa
Peso unitario	78.5	kN/m ³
Módulo de Poisson	0.3	
Límite de rotura	400	Mpa
Límite de fluencia	250	MPa

Fuente: Elaboración propia

3.6. Análisis, calculo y diseño estructural

3.6.1. Normativas de diseño

Las normativas de diseño que se empleó para el cálculo estructural son las siguientes:

- La norma boliviana NB 1225001 para el diseño de estructuras de hormigón.
- La norma boliviana NB 1225002 para la determinación de las cargas.
- La norma boliviana NB 1225003 para los efectos del viento.

- La norma americana AISI s100 para el diseño en acero conformado en frio.

Si bien el diseño de basa en la normativa boliviana, se tomaran varios criterios de bibliografía de autores reconocidos para complementar.

3.6.2. Estructura de sustentación de cubierta

La cubierta metálica estará sometida a cargas de viento las cuales fueron calculadas en Anexo 2.1.5. Carga de viento, así mismo se contempla la carga de granizo que se calculó en el Anexo 2.1.6. Carga de granizo y por último se contempló una carga de uso previendo el mantenimiento de la misma con en el Anexo 2.1.7. Análisis de cargas de uso sobre la cubierta metálica.

3.6.3. Diseño de la cubierta metálica

La cubierta metálica será diseñada con perfiles metálicos tipo costanera, de la Empresa Nacional Boliviana Constructora (ENABOLCO), estos perfiles serán conformados en frio ya que son los perfiles más comunes en nuestro medio.

Tabla 3.7 Propiedades geométricas de los perfiles costanera

Propiedad	Simbología	Unidad	Perfil			
			50x25x12x2	50x25x12x3	80x40x15x2	80x40x15x3
Altura del perfil	H	cm	5	5	8	8
Ancho del perfil	W	cm	2.5	2.5	4	4
Longitud del rigidizador	D	cm	1.2	1.2	1.5	1.5
Espesor del perfil	t	cm	0.2	0.3	0.2	0.3
Centro de gravedad medido desde el exterior del alma	x'	cm	0.98	0.976	1.463	1.457
Centro de gravedad medido desde el centro del alma	x	cm	0.88	0.826	1.363	1.307
Área total de la sección	A _g	cm ²	2.217	3.128	3.537	5.108
Momento de inercia respecto del eje "Y"	I _x	cm ⁴	8.077	10.685	35.254	49.05
Momento de inercia respecto del eje "X"	I _y	cm ⁴	1.948	2.45	8.071	10.849
Modulo de sección respecto del eje "X"	S _x	cm ³	3.23	4.274	8.813	12.262
Modulo de sección respecto del eje "Y"	S _y	cm ³	1.28	1.607	3.181	4.266
Constante de Saint-Venant	J	cm ⁴	0.03	0.094	0.047	0.153
Coeficiente de alabeo	C _w	cm ⁶	14.58	18.149	131.476	175.357
Centro de corte	x _o	cm	2.21	2.085	3.395	3.274
Radio de giro respecto del eje "X"	r _x	cm	1.91	1.848	3.157	3.099
Radio de giro respecto del eje "Y"	r _y	cm	0.937	0.885	1.511	1.457
Radio polar de giro respecto al centro de corte	r _o	cm	3.063	2.923	4.876	4.737
Parámetro del momento elástico crítico	j	cm	2.964	2.927	4.831	4.805
Peso por unidad de longitud	P	Kgf/m	1.74	2.46	2.78	4.01

Fuente: Elaboración propia

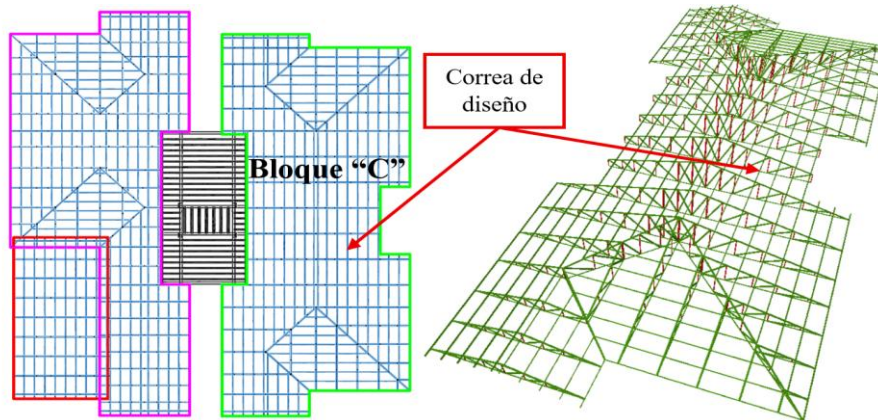
3.6.3.1. Propiedades geométricas del perfil costanera

Las características geométricas de los perfiles costanera se presentan en la siguiente tabla donde se especifican para los 4 tipos de perfiles usados en los cálculos, perfiles: 50x25x12x2, 50x25x12x3, 80x40x15x2 y 80x40x15x3.

3.6.3.2. Diseño de correas

Las correas al estar soportando las calaminas, estas le confieren una carga uniformemente distribuida, lo cual genera esfuerzos de flexión. El diseño de las correas se basará netamente en un análisis a flexión con perfiles 80x40x15x2.

Figura 3.2 Correa de diseño



Fuente: Elaboración propia

La correa de diseño tiene una longitud de 2.3 m. la misma está sometida a solicitaciones de momento igual de 0.98 kN.m alrededor del eje "x" (eje principal de inercia) y de 0.25 kN.m alrededor del eje "y" (perpendicular al eje principal de inercia).

3.6.3.2.1. Cálculo de esbeltez

El cálculo inicia determinando la esbeltez de la pieza tomando en cuenta el eje más desfavorable, que se adopta según el radio de giro menor, este deberá ser menor que 200.

$$\frac{kL}{r_{min}} \leq 200$$

$$152.3 \leq 200 \text{ Cumple}$$

3.6.3.2.2. Análisis de pandeo

El análisis de a flexión exige el cálculo de los pandeos flexionales y del pandeo torsional, esto se realizará mediante la aplicación de la ecuación (2.13), (2.14) y (2.15) respectivamente.

$$\text{Pandeo flexional en el eje "x"} \quad \sigma_x = \frac{(\pi * r_x)^2}{(k_x * L)^2} * E = 377.493 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pandeo flexional en el eje "y"} \quad \sigma_y = \frac{(\pi * r_y)^2}{(k_y * L)^2} * E = 86.424 \text{ Mpa}$$

Pandeo torsional
$$\sigma_z = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_z * L)^2} \right) = 102.994 \text{ MPa}$$

3.6.3.2.3. Análisis de flexión alrededor de eje principal de inercia

Se debe calcular el esfuerzo critico a pandeo ya que este nos indica el límite de esfuerzo en el elemento antes de fallar por inestabilidad. El cálculo se lo realiza con la ecuación número (2.16).

$$f_e = \frac{C_b * A_g * r_o}{S_x} * \sqrt{\sigma_y * \sigma_z} = 184.625 \text{ MPa}$$

3.6.3.2.3.1. Análisis de compresión en la fibra extrema

El cálculo del esfuerzo límite de compresión en las fibras extremas del perfil se debe analizar según su comportamiento, si es fluencia plena, pandeo inelástico o elástico. Para el caso de estudio $0.56f_y = 140 \text{ MPa}$, es menor que el esfuerzo critico de pandeo, por lo cual se comporta como de pandeo inelástico, el acero empieza a ceder, pero también se puede pandear. Entonces, el esfuerzo de compresión en la fibra extrema se calcula de la siguiente manera:

$$f_n = \frac{10 * f_y}{9} * \left(1 - \frac{10}{36} * \frac{f_y}{f_e} \right) \quad (3.1)$$

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

f_e = Esfuerzo critico de pandeo

$$f_n = 173.295 \text{ MPa}$$

3.6.3.2.3.2. Análisis de estabilidad local

El análisis de estabilidad local se realiza para el alma y ala del perfil.

3.6.3.2.3.2.1. Análisis de estabilidad local del ala.

El análisis inicial con la determinación de la inercia requerida, esta inercia nos dice cuál es la inercia que debe tener el ala y se compara con la inercia real.

Inercia real $\rightarrow I_s = \frac{t * d^3}{12} = 221.833 \text{ mm}^4$

Inercia requerida $\rightarrow I_a = 399 * t^4 \left(\frac{b}{S} - 0.328 \right)^3 = 0.329 \text{ mm}^4$

La inercia real es mayor que la inercia requerida, entonces el coeficiente de rigidez será ($R_1=1$).

Se calcula el coeficiente de pandeo de la placa mediante la ecuación (2.7).

$$k = \left(4.82 - \frac{5 * D}{b} + 0.43 \right) * R_1^n = 2.906$$

Se calcula el factor de esbeltez con la ecuación (2.9)

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{b}{t} \right) * \sqrt{\frac{f_{cr}}{E}} = 0.288$$

Como el resultado es menor que 0.673, se puede decir que el elemento llega a la fluencia, por lo tanto, no hay pandeo local en el ala y no hace falta reducir su sección.

3.6.3.2.3.2. Análisis de estabilidad local del alma

El análisis de estabilidad del alma inicia determinando su coeficiente de pandeo, en este caso como el ala no presenta inestabilidad el coeficiente de pandeo es igual a ($k = 24$). Se determina el factor de esbeltez mediante el uso de la ecuación (2.9).

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{h}{t} \right) * \sqrt{\frac{f_{cr}}{E}} = 0.229$$

El resultado es menor que 0.673, el alma llega a la fluencia asegurando su estabilidad. Ya que los dos elementos no presentan pandeo local, se realiza el cálculo del momento resistente con las propiedades de la Tabla 3.7 Propiedades geométricas de los perfiles costanera.

3.6.3.2.3.3. Cálculo de la resistencia a flexión del perfil

Cálculo del momento resistente, para lo cual se emplea la ecuación (2.18), donde el módulo de sección efectivo será igual al módulo de sección bruto, ya que el perfil no presenta pandeo local.

$$\phi M_n = \phi * f_n * S_e = 1.375 \text{ kN.m}$$

Para la verificación de la resistencia del elemento se compara el momento requerido con el momento de diseño mediante la ecuación (2.12).

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$0.98 \text{ kN.m} \leq 1.375 \text{ kN.m} \quad \text{Cumple}$$

3.6.3.2.4. Análisis a flexión alrededor del eje principal menor de inercia

El análisis inicia calculando el esfuerzo crítico elástico, brindando cual es el esfuerzo límite del perfil antes de fallar por inestabilidad. Su calcula se realiza mediante la ecuación (2.17).

$$f_e = \frac{A_g * \sigma_x}{S_y} * \left(j - \sqrt{j^2 + r_o^2 * \frac{\sigma_z}{\sigma_x}} \right) = 4320.132 \text{ MPa}$$

3.6.3.2.4.1. Análisis de compresión en la fibra extrema

El cálculo de los esfuerzos límites de compresión en las fibras extremas de un perfil se debe analizar según el rango de comportamiento. Para el caso de estudio $2.78 * f_y = 695 \text{ MPa}$, es menor que el esfuerzo crítico de pandeo, por lo cual el comportamiento es de fluencia plena, entonces, el esfuerzo de compresión en la fibra extrema será igual al esfuerzo de fluencia.

$$f_n = f_y = 250 \text{ MPa}$$

Se debe calcular los esfuerzos de compresión y tracción, ya que se analiza sobre el eje asimétrico, entonces la distancia entre el centro de gravedad y dichas fibras son diferentes. Para el caso de estudio el esfuerzo de tracción será igual al esfuerzo de fluencia ($f_t = f_y$) y el esfuerzo de compresión se calcula mediante una relación de triángulos.

$$f_c = \frac{f_n * x'}{W - x'} = 134.078 \text{ MPa}$$

3.6.3.2.4.2. Análisis de estabilidad local

3.6.3.2.4.2.1. Análisis de estabilidad local del ala

El análisis inicia definiendo el coeficiente de pandeo de la placa, como el esfuerzo sobre el ala es uniforme, entonces queda definido como ($k = 4$).

Se continúa realizando el cálculo del factor de esbeltez, mediante la ecuación (2.9).

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \frac{h}{t} * \sqrt{\frac{f_c}{E}} = 0.505$$

Como el resultado es menor que 0.673, se puede decir que el elemento llega a la fluencia, por lo tanto, no hay pandeo local en el ala y no hace falta reducir su sección.

3.6.3.2.4.2.2. Análisis de estabilidad local del alma

Para el cálculo del coeficiente de pandeo de la placa se debe determinar el gradiente de tensiones que se da en el ala, este gradiente es la relación entre el esfuerzo en las fibras más alejadas del perfil la cuales se calcula mediante una relación de triángulos.

$$f_1 = \frac{f_n * (W - 2 * t)}{W - x'} = 95.67 \text{ MPa}$$

$$f_2 = \frac{f_n * (W - x' - 2 * t)}{W - x'} = 211.6 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{f_2}{f_1} = \frac{211.6}{95.67} = 2.212$$

El cálculo del coeficiente de pandeo de la placa se realiza mediante la ecuación (2.8).

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2 * (1 + \psi) = 76.68$$

Como una medida de seguridad para el cálculo del coeficiente de pandeo se suele tomar valor máximo de ($k = 24$) ya que al estar analizando perfiles conformados en frío estos no aseguran un empotramiento perfecto en los bordes.

Cálculo de la esbeltez relativa mediante la ecuación (2.9).

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \frac{b}{t} * \sqrt{\frac{f_c}{E}} = 0.088$$

Como el resultado es menor que 0.673, se puede decir que el elemento llega a la fluencia, por lo tanto, no hay pandeo local en el ala. El cálculo continúa usando la Tabla 3.7 Propiedades geométricas de los perfiles costanera, ya que no existe pandeo local en ningún elemento.

3.6.3.2.4.3. Cálculo del momento resistente

El cálculo del momento resistente se realiza mediante la ecuación (2.18), para el análisis a tracción y compresión.

$$M_{n1} = f_c * S_c = 0.776 \text{ kN.m}$$

$$M_{n2} = f_e * S_e = 0.778 \text{ kN.m}$$

Se elige de manera conservadora el menor, y se verifica que el momento resistente sea mayor que el momento requerido mediante la ecuación (2.12), adoptando un valor de ($\phi = 9$) para el factor de reducción de resistencia.

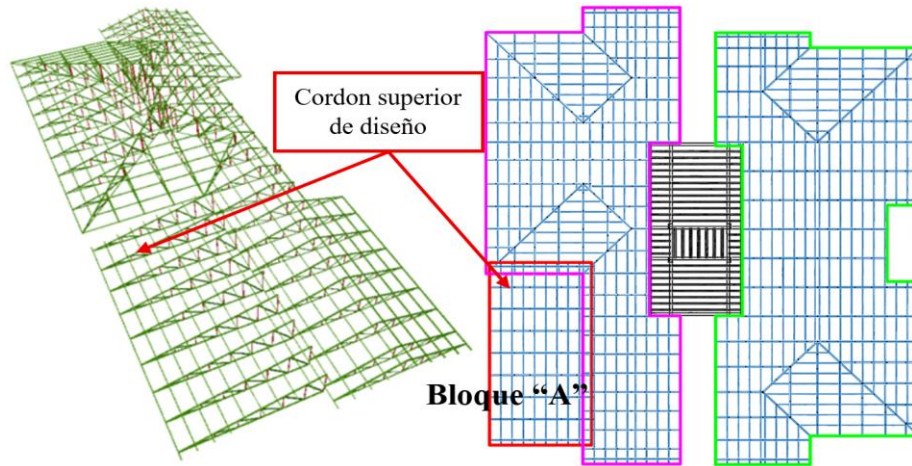
$$M_u \leq \phi M_n$$

$$0.25 \text{ kN} \leq 0.776 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

3.6.3.3. Diseño de cordón superior

El cordón superior de diseño se encuentra en el bloque A, está sometido principalmente a esfuerzos de compresión. Estos elementos se diseñaron con perfiles costanera de 80x40x15x3, teniendo una longitud de 1.2 m. y una carga axial de 48 kN.

Figura 3.3 Cordon superior de diseño



Fuente: Elaboración propia

3.6.3.3.1. Análisis a Compresión

3.6.3.3.1.1. Cálculo de esbeltez

Se debe determinar la esbeltez de la pieza tomando en cuenta el eje más desfavorable, que se adopta según el radio de giro menor de los 2 ejes, este deberá ser menor que 200.

$$\frac{KL}{r_{min}} \leq 200$$

$$82.34 \leq 200 \text{ Cumple}$$

3.6.3.3.1.2. Análisis de pandeo

El análisis de a flexión exige el cálculo de los pandeos flexionales y del pandeo torsional, esto se realizará mediante la aplicación de la ecuación (2.13), (2.14) y (2.15) respectivamente.

$$\text{Pandeo flexional en el eje "x"} \quad \sigma_x = \frac{(\pi * r_x)^2}{(k_x * L)^2} * E = 1335.975 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pandeo flexional en el eje "y"} \quad \sigma_y = \frac{(\pi * r_y)^2}{(k_y * L)^2} * E = 295.51 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pandeo torsional} \quad \sigma_z = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_z * L)^2} \right) = 317.177 \text{ MPa}$$

Se calcula el pandeo flexo-torsional con la ecuación (2.20), para analizar la interacción entre los pandeos.

$$\sigma_t = \frac{1}{2 * \beta} \left((\sigma_x + \sigma_z) - \sqrt{(\sigma_x + \sigma_z)^2 - 4 * \beta * \sigma_x * \sigma_z} \right) = 281.338 \text{ MPa}$$

El mínimo esfuerzo crítico de pandeo se define como el menor de los esfuerzos de pandeo calculados, para el caso de estudio será el de pandeo flexo-torsional.

$$f_e = 281.338 \text{ MPa}$$

3.6.3.3.1.3. Cálculo del esfuerzo crítico

El esfuerzo crítico del perfil se debe analizar según el rango de comportamiento que se encuentra, si es pandeo inelástico o elástico. Para el caso de estudio $2.25 * f_e = 633.01 \text{ MPa}$, es mayor que el esfuerzo de fluencia, por lo tanto, su comportamiento es inelástico, considerado un elemento robusto. Entonces el cálculo se realiza con la ecuación (2.21).

$$\sigma_{cr} = 0.658 \frac{f_y}{f_e} * f_y = 172.351 \text{ MPa}$$

3.6.3.3.1.4. Análisis de estabilidad local.

El análisis de estabilidad local en elementos sometidos a compresión se realizará para los 3 elementos que conforman el perfil: Ala, rigidizador y alma.

3.6.3.3.1.4.1. Análisis de estabilidad local del ala

El análisis inicial comparando la relación base (b) y espesor (t) de la placa con el límite de esbeltez del material.

$$\frac{b}{t} \leq 0.42 * \sqrt{\frac{E}{\sigma_{cr}}}$$

$$9.33 \leq 14.409 \quad \text{Cumple}$$

Ya que se cumple la condición no hace falta calcular la inercia requerida, ni el factor de esbeltez, es una simplificación que brinda la normativa AISI s100. De esta manera asegura que el elemento llega a la fluencia y no existe pandeo local en el mismo.

3.6.3.3.1.4.2. Análisis de estabilidad local del rigidizador

El rigidizador es un elemento el cual estará simplemente soportado en tres de sus bordes y libre en el cuarto. La normativa indica que el coeficiente de pandeo es ($k = 0.425$).

Se prosigue con el cálculo del factor de esbeltez con la ecuación (2.9).

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{b}{t}\right) * \sqrt{\frac{f_{cr}}{E}} = 0.14$$

Como el resultado es menor que 0.673, se puede decir que el elemento llega a la fluencia, por lo tanto, no hay pandeo local en el rigidizador y no hace falta reducir su sección.

3.6.3.3.1.5. Análisis de estabilidad local del alma.

Para realizar el análisis se debe notar que no existe inestabilidad en ninguno de los demás elementos, por lo tanto, el alma que es el elemento más importante se considera rigidizado, entonces el coeficiente de pandeo es igual a ($k = 4$). Cálculo de la esbeltez relativa:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{h}{t}\right) * \sqrt{\frac{f_{cr}}{E}} = 0.347$$

Como el resultado es menor que 0.673, se puede decir que el elemento llega a la fluencia, por lo tanto, no hay pandeo local en el ala. El cálculo continúa usando la Tabla 3.7 Propiedades geométricas de los perfiles costanera.

3.6.3.3.1.6. Cálculo de la resistencia a compresión del perfil

La resistencia a compresión del perfil se calcula mediante la ecuación (2.23). Donde el factor reductor de resistencia para elementos sometidos a compresión es igual a ($\phi = 0.85$).

$$\phi P_n = \phi * f_{cr} * A_e = 74.73 \text{ kN}$$

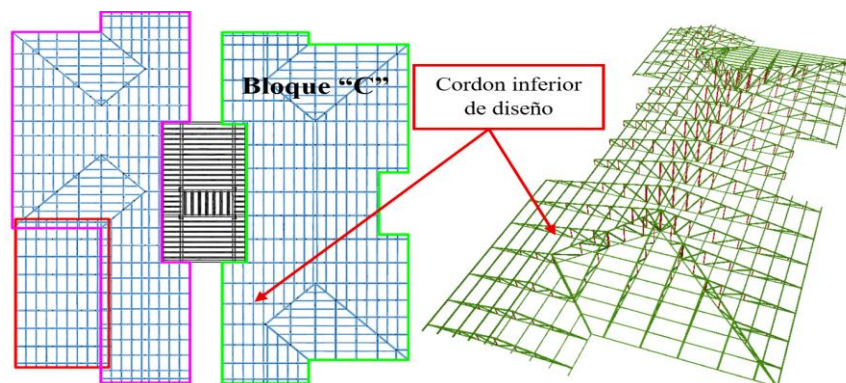
Se verifica la resistencia del elemento comparando con la máxima sollicitación a compresión del mismo, con la ecuación (2.24).

$$P_u \leq \phi P_n$$
$$48.7 \text{ kN} \leq 74.73 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

3.6.3.4. Diseño del cordón inferior

El cordón inferior de diseño se encuentra ubicado en la cubierta del bloque “C”, es un elemento el cual estará sometido principalmente a sollicitaciones de tracción. Estos elementos se diseñarán con perfiles costanera de 50x25x12x2, la longitud del elemento es de 1.25 m. con una carga axial de tracción de 12.59 kN.

Figura 3.4 Cordon inferior de diseño



Fuente: Elaboración propia

3.6.3.4.1. Análisis a tracción

El análisis contempla el cálculo a fluencia en la sección y el análisis por rotura de la sección.

3.6.3.4.1.1. Control de esbeltez

La esbeltez del elemento se determina con el radio de giro mínimo de la sección, y deberá ser menor que 300.

$$\frac{L}{r_{min}} < 300$$

$$133.34 < 300 \quad \text{Cumple}$$

3.6.3.4.1.2. Análisis a fluencia de la sección

Como el elemento está sometido a esfuerzos de tracción en toda su sección, se debe verificar que no llegue hasta la fluencia del acero. Para lo cual se calcula la carga axial resistente del elemento mediante la ecuación (2.25). además, se deberá notar que la normativa indica usar un factor de reducción de resistencia igual a ($\phi = 0.9$).

$$\phi P_n = \phi * f_y * A_e = 49.88 \text{ kN}$$

3.6.3.4.1.3. Análisis a rotura de la sección

Se verificará la resistencia del elemento a la rotura tomando en cuenta el área efectiva del mismo, en el caso de estudio se contempla uniones soldadas transversalmente. El cálculo del área efectiva se realizará mediante la ecuación (2.26).

$$A_e = A_g * U = 2.217 \text{ cm}^2$$

La carga axial resistente del elemento se determina mediante la ecuación (2.27). donde el coeficiente de reducción de resistencia es igual a ($\phi = 0.75$)

$$\phi P_n = \phi * f_y * A_e = 66.51 \text{ kN}$$

3.6.3.4.1.4. Verificación de la resistencia a tracción

La verificación se realiza eligiendo la menor resistencia entre el análisis a fluencia y rotura del elemento, comparándolo con la máxima sollicitación axial a tracción, con la ecuación (2.24).

$$P_u \leq \phi P_n$$

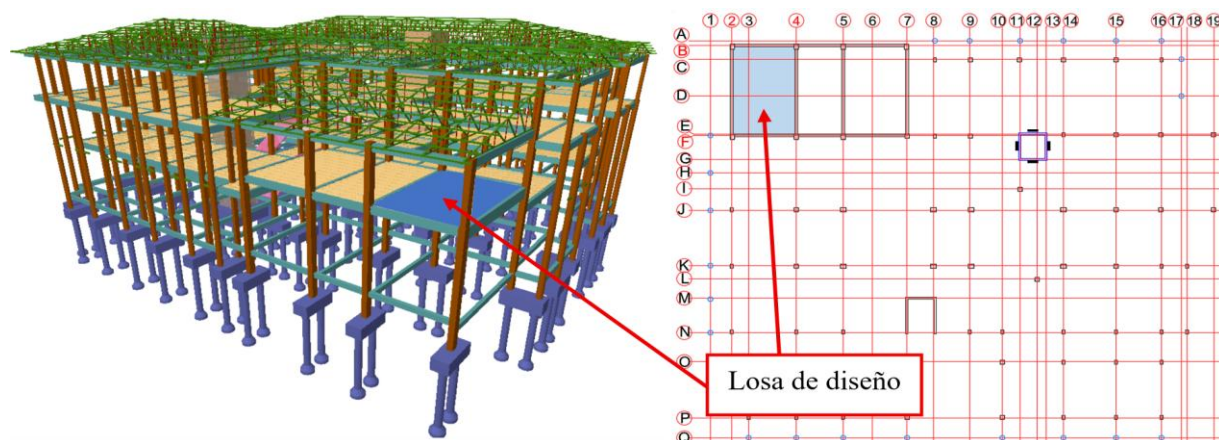
$$12.9 \text{ kN} \leq 49.88 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

3.6.4. Estructura de sustentación de la edificación

3.6.4.1. Diseño estructural de viguetas

El diseño de losa se realizará para el paño más desfavorable que corresponde al nivel de auditorio entre los ejes A, B, 2 y 4. El diseño estructural será de losa de viguetas pretensadas donde se asume una distancia entre ejes de viguetas de 50 cm como recomienda el fabricante, las viguetas tienen una longitud de 4.45m.

Figura 3.5 Losa de diseño



Fuente: Elaboración propia

Para la determinación de la altura de la losa se adoptarán las recomendaciones del fabricante CONCRETEC, aplicando la ecuación (2.31).

$$H = \frac{l_c}{25} = \frac{4.45}{25} = 17.8cm \approx 21 cm$$

Se optará por escoger un sistema de viguetas con complemento de 16 cm de altura, más 5 cm de carpeta de compresión para asegurar la integridad de la losa.

Tabla 3.8 Momentos admisibles de losas de viguetas

Vigüeta	H cm	h cm	Peso propio g (Kp) Complemento		e m	Momentos admisibles Kps-m/m Serie de armaduras					
			Hormigón	Tergopol		101	103	103	104	105	106
Simple	10	4	213	147	0.50	809	1197	1480	1741	1939	2194
		5	237	171		875	1296	1613	1896	2105	2394
	12	4	230	154	0.50	923	1369	1713	2013	2229	2545
		5	254	178		989	1467	1843	2165	2392	2741
	16	5	277	192	0.50	1274	1895	2411	2827	3103	3590
		6	301	216		1341	1994	2544	2982	3269	3790
	20	5	303	208	0.50	1492	2220	2800	3172	3639	3987
		6	327	232		1556	2316	2944	3311	3801	4164
	Doble	12d	4	255	194	0.63	1468	2161	2679	3132	3464
		5	279	218	0.63	1573	2319	2899	3377	3727	4232
		16d	5	304	236	0.63	2026	2996	3787	4424	4850
		6	328	260	0.63	2132	3156	4001	4673	5117	5895
	20d	5	345	269	0.63	2387	3533	4402	5012	5732	6262

Fuente: Ficha técnica Concrettec

3.6.4.1.1. Análisis de cargas

La carga de uso que se contempla en la losa corresponde a un auditorio, con una magnitud de ($C_V = 5 \frac{kN}{m^2}$). La carga permanente de piso y carpeta de nivelación es de ($C_{piso} = 2 \frac{kN}{m^2}$).

La carga de peso propio se extrae de la Tabla 3.8 Momentos admisibles de losas de viguetas

$$C_{pp} = 192 \frac{kg}{m^2} = 1.883 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo de la combinación de carga más desfavorable con las ecuaciones (2.1) y (2.2).

$$U = 1.4(C_M + C_V) = 1.4 * (2 + 1.883 + 5) = 12.4362 \frac{kN}{m^2}$$

$$U = 1.2 * C_M + 1.6 * C_V = 1.2 * (2 + 1.883) + 1.6 * 5 = 12.66 \frac{kN}{m^2}$$

El cálculo se realizará con la mayor carga, y las viguetas son elementos que trabajan como vigas simplemente apoyadas. Se debe notar que se trabaja con una carga por unidad de ancho.

$$q = 12.66 \frac{kN}{m^2} * 1m = 12.66 \frac{kN}{m}$$

Cálculo del momento máximo de las viguetas.

$$M_{max} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{12.66 * 4.45^2}{8} = 31.34 \text{ kN.m}$$

3.6.4.1.2. Comparación del momento máximo y el resistente

Para resistir las solicitaciones se deberá optar por viguetas de la serie 106 con un momento resistente de 3590 kg.m o lo que es equivalente a 35.22 kN.m. Verificando su resistencia.

$$M_{max} \leq M_{resistente}$$
$$31.35 \text{ kN} \leq 35.22 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

3.6.4.1.3. Cálculo de la armadura por retracción y temperatura

La armadura por retracción y temperatura será calculada mediante la ecuación (2.32) y se deberá escoger la de mayor área.

$$A_t = \frac{0.0018 * 420}{f_s} * A_g = 0.756 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.0014 * A_g = 0.7 \text{ cm}^2$$

Cálculo del número de barras con un diámetro de 6 mm.

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_{s \min}}{A_{s \emptyset 6}} = 2.7 \approx 3 \text{ barras}$$

Cálculo de la separación constructiva.

$$s = \frac{a}{N^{\circ}Barras} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

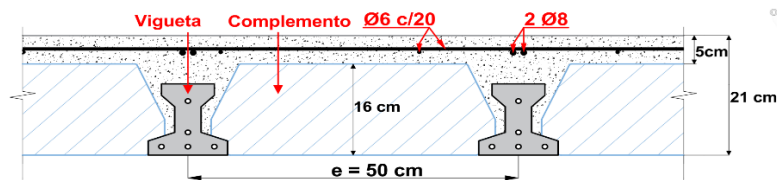
La separación deberá ser menor que 45 cm. y 5 veces el espesor de la losa, que en el caso de estudio es 105 cm, verificando así la separación adoptada, la disposición será de ($\emptyset 6 \text{ c}/30$)

La losa de viguetas si bien se considera simplemente apoyada, por su vaciado monolítico se generan momentos negativos en los apoyos, proporcionales a su longitud, para lo cual el fabricante recomienda colocar 2 barras de 8 mm. con una longitud de 1.5 m. encima de cada vigueta, en la losa de estudio por su gran luz se colocará este refuerzo.

3.6.4.1.4. Uso de nervio rigidizante

La losa al tener una luz mayor a los 4 m. es necesario el uso de nervio rigidizante, como indica la Tabla 2.5 Disposición de nervios rigidizantes en losa de viguetas

Figura 3.6 Disposición de viguetas y armadura en la losa

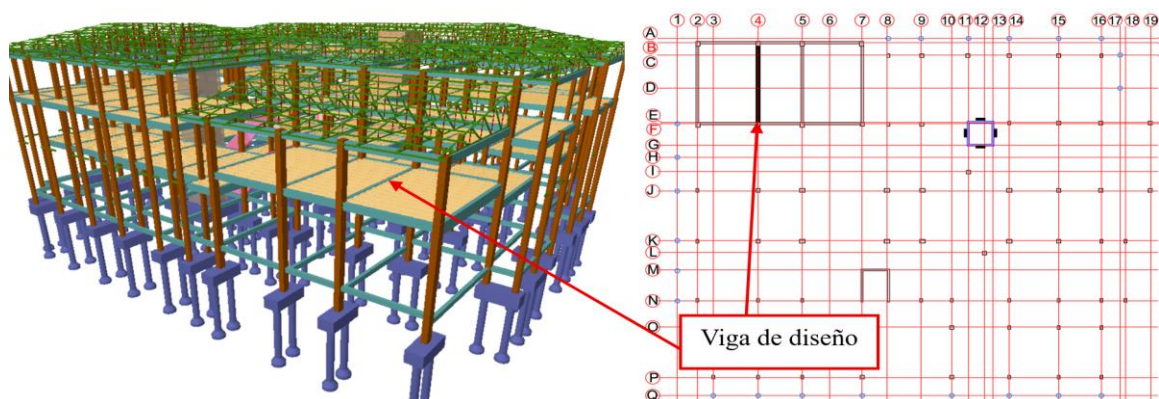


Fuente: Elaboración propia

3.6.4.2. Diseño estructural de viga

El diseño estructural de la viga a diseñar será la que este más solicitada, la cual es ubicada en el nivel de auditorio sobre el eje 4 entre los ejes B y F, la cual tiene una longitud de 6.45 metros. El hormigón empleado tiene una resistencia a la compresión de 21 MPa y el acero un esfuerzo de fluencia igual a 500 MPa.

Figura 3.7 Viga de diseñar



Fuente: Elaboración propia

3.6.4.2.1. Predimensionamiento

El predimensionamiento de las vigas se realiza mediante la ecuación (2.33), donde la variable es la luz libre de la viga.

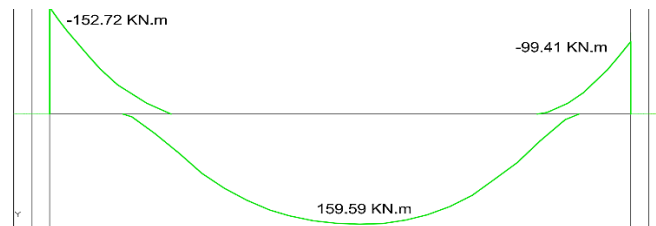
$$h = \frac{l}{10} = 64.5 \text{ cm} \quad ; \quad h = \frac{l}{12} = 53.75 \text{ cm}$$

Adoptando una altura constructiva de 60 cm de peralte con una base de 20cm.

3.6.4.2.2. Diseño a flexión de vigas

Las solicitaciones serán extraídas del software CYPECAD v2019.a, el cual brinda la envolvente de momentos flectores en la viga de diseño. El análisis se realizará para los máximos positivos y el máximo negativo. Donde se empleará un recubrimiento geométrico de ($r_g = 2 \text{ cm}$).

Figura 3.8 Solicitaciones de momentos de la viga de diseño



Fuente: Elaboración propia

Con la finalidad de verificar los diagramas de solicitaciones se modeló el pórtico en estudio en el software ETABS 22.1.0, para comparar las solicitaciones que se obtuvo con cada uno. El diagrama de momento y cortante se encuentra en el Anexo 2.2., donde la variación en el diagrama de momentos es menor al 10 %, teniendo un error máximo del 7.37 % para el momento máximo positivo.

3.6.4.2.2.1. Diseño a flexión del momento positivo

El momento de diseño será de ($M = 159.59 \text{ kN.m}$), donde se emplearán barras de 20 mm de diámetro. El cálculo inicia determinando el recubrimiento mecánico.

$$r_m = r_g + \phi_{estrivo} + \frac{\phi_{longitudinal}}{2} = 0.038 \text{ m}$$

Cálculo del canto útil de la viga.

$$d = h - r_m = 0.6 - 0.038 = 0.562 \text{ m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión necesario para resistir el momento con la ecuación (2.34).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right] = 0.0967 \text{ m}$$

Cálculo de la armadura necesaria con la ecuación (2.35).

$$A_{s \text{ necesaria}} = \frac{0.85 * f'c * b * a}{f_y} = 0.000690 \text{ m}^2 = 6.9 \text{ cm}^2$$

Para cumplir la cantidad de acero en la pieza se optará por colocar ($3\phi 20 = 9.42 \text{ cm}^2$).

3.6.4.2.2.1.1. Límites de aceros

La verificación de la armadura se realiza tanto para los límites superiores como los inferiores.

La cantidad mínima de acero se determina con las ecuaciones (2.36), eligiendo la mayor.

$$A_{s, \min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = 0.000258 \text{ m}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = 0.000314 \text{ m}^2 = 3.14 \text{ cm}^2$$

El cálculo de la armadura máxima necesita determinar la cuantía balanceada con la ecuación (2.38), donde el coeficiente β_1 se extrae de la Tabla 2.6 Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente.

$$\rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.0166$$

La cantidad máxima de acero se determina con la ecuación (2.37).

$$A_{s, \max} = 0.75 * \rho_b * b_w * d = 0.001395 \text{ m}^2 = 13.95 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero empleado se encuentra entre los límites recomendados por la norma.

$$3.14 \geq 9.42 \geq 13.95 \quad \text{Cumple}$$

La separación entre armaduras se debe verificar que sea mayor a la mínima, la separación real (s_r) de las barras longitudinales se calcula de la siguiente manera.

$$s_r = \frac{b - 2 * r_m - \phi * (n - 1)}{n - 1} \quad (3.2)$$

Donde:

ϕ = Diámetro de la barra

n = Número de barras

$$s_r = 42 \text{ mm}$$

La separación mínima se verifica con las separaciones mínimas de las ecuaciones (2.39).

$$S_{min} \geq \left\{ \begin{array}{c} d_b = 20 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \\ 1.33 * TM_{ag} = 1.33 * 15 \text{ mm} = 19.95 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{Cumple}$$

3.6.4.2.2.1.2. Cálculo del momento resistente

Para determinar el momento resistente se debe calcular la profundidad del bloque de compresiones corregida, con la cantidad de acero que se dispuso.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (3.3)$$

Donde:

A_s = Area de acero utilizada

f'_c = Resistencia característica del hormigón

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

b = Base de la viga

$$a = 13.19 \text{ cm}$$

El momento resistente de la viga se calcula con la siguiente ecuación.

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.4)$$

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = canto útil de la viga

A_s = Area de acero utilizada

a = Profundidad corregida del bloque de compresiones

$$\phi M_n = 210.28 \text{ kN.m}$$

3.6.4.2.2.2. Diseño a flexión para momento negativo al lado izquierdo

El momento de diseño será de ($M = 152.72 \text{ kN.m}$), donde se emplearán barras de 16 mm de diámetro. El cálculo inicia determinando el recubrimiento mecánico.

$$r_m = r_g + \phi_{estrivo} + \frac{\phi_{longitudinal}}{2} = 0.036 \text{ m}$$

En el análisis de vigas es necesario calcular el canto útil de la viga.

$$d = h - r_m = 0.6 - 0.036 = 0.564 \text{ m}$$

Se calcula la profundidad del bloque de compresión con la ecuación (2.34).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right] = 0.09174 \text{ m}$$

Cálculo de la armadura necesaria con la ecuación (2.35).

$$A_{s \text{ necesaria}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y} = 0.000655 \text{ m}^2 = 6.55 \text{ cm}^2$$

Para cumplir la cantidad de acero en la pieza se optará por colocar ($4\phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$).

3.6.4.2.2.1. Límites de aceros

La verificación de la armadura se realiza tanto para los límites superiores como los inferiores.

La cantidad mínima de acero se determina con las ecuaciones (2.36), eligiendo la mayor.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d = 0.000258 \text{ m}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = 0.000316 \text{ m}^2 = 3.16 \text{ cm}^2$$

La cantidad máxima de acero se determina con la ecuación (2.37).

$$A_{s,max} = 0.75 * \rho_b * b_w * d = 0.00141 \text{ m}^2 = 14.1 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero empleado se encuentra entre los límites recomendados por la norma.

$$3.16 \geq 8.04 \geq 14.1 \quad \text{Cumple}$$

La separación entre armaduras se debe verificar que sea mayor a la mínima, la separación real (sr) de las barras longitudinales se calcula con la ecuación (3.2).

$$s_r = \frac{b - 2 * r_m - \phi * (n - 1)}{n - 1} = 0.0267 \text{ m}$$

La separación mínima se verifica con las separaciones mínimas de las ecuaciones (2.39).

$$S_{min} \geq \left\{ \begin{array}{l} d_b = 20 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \\ 1.33 * TM_{ag} = 1.33 * 15 \text{ mm} = 19.95 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{Cumple}$$

3.6.4.2.2.2. Cálculo del momento resistente

Para determinar el momento resistente se debe calcular la profundidad del bloque de compresiones corregida, con la cantidad de acero que se dispuso con la ecuación (3.3).

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 11.26 \text{ cm}$$

El momento resistente de la viga se calcula con la ecuación (3.4).

$$\phi M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 183.68 \text{ kN.m}$$

3.6.4.2.2.3. Diseño a flexión para momento negativo al lado derecho

El momento de diseño será de ($M = 99.41 \text{ kN.m}$), donde se emplearán barras de 16 mm y 12 mm. de diámetro. El cálculo inicia determinando el recubrimiento mecánico.

$$r_m = r_g + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{longitudinal}}{2} = 0.03556 \text{ m}$$

En el análisis de vigas es necesario calcular el canto útil de la viga.

$$d = h - r_m = 0.6 - 0.036 = 0.5644 \text{ m}$$

Se calcula la profundidad del bloque de compresión con la ecuación (2.34).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right] = 0.05777 \text{ m} = 57.77 \text{ mm}$$

Cálculo de la armadura necesaria con la ecuación (2.35).

$$A_{s \text{ necesaria}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y} = 0.000412 \text{ m}^2 = 4.12 \text{ cm}^2$$

Para cumplir la cantidad de acero en la pieza se optará por colocar ($2\phi 16 + 1\phi 12 = 6.28 \text{ cm}^2$).

3.6.4.2.2.3.1. Límites de aceros

La verificación de la armadura se realiza tanto para los límites superiores como los inferiores.

La cantidad mínima de acero se determina con las ecuaciones (2.36), eligiendo la mayor.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d = 0.000258 \text{ m}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = 0.000316 \text{ m}^2 = 3.16 \text{ cm}^2$$

La cantidad máxima de acero se determina con la ecuación (2.37).

$$A_{s,max} = 0.75 * \rho_b * b_w * d = 0.0014 \text{ m}^2 = 14.0 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero empleado se encuentra entre los límites recomendados por la norma.

$$3.16 \geq 6.28 \geq 14.1 \quad \text{Cumple}$$

La separación entre armaduras se debe verificar que sea mayor a la mínima, la separación real (s_r) de las barras longitudinales se calcula con la ecuación (3.2).

$$s_r = \frac{b - 2 * r_m - \phi * (n - 1)}{n - 1} = 0.0267 \text{ m}$$

La separación mínima se verifica con las separaciones mínimas de las ecuaciones (2.39).

$$S_{min} \geq \left\{ \begin{array}{c} d_b = 20 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \\ 1.33 * TM_{ag} = 1.33 * 15 \text{ mm} = 19.95 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{Cumple}$$

3.6.4.2.2.3.2. Cálculo del momento resistente

Para determinar el momento resistente se debe calcular la profundidad del bloque de compresiones corregida, con la cantidad de acero que se dispuso con la ecuación (3.3).

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 7.213 \text{ cm}$$

El momento resistente de la viga se calcula con la ecuación (3.4).

$$\phi M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 122.45 \text{ kN.m}$$

3.6.4.2.2.4. Cálculo de la longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo de una viga debe cumplir dos criterios que exige la normativa, un valor mínimo de longitud de desarrollo que se calcula con la ecuación (2.30), o una longitud de 300 mm, los factores de modificación serán extraídos de la Tabla 2.4 Factores de modificación para el anclaje de las barras corrugadas. El cálculo se realizará para los 3 tamaños de barras usados.

$$l_{d-\phi 12} = \frac{12 * f_y * \psi_t * \psi_e}{25 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * d_b = 62.85 \text{ cm}$$

$$l_{d-\phi 16} = \frac{12 * f_y * \psi_t * \psi_e}{25 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * d_b = 83.8 \text{ cm}$$

$$l_{d-\phi 20} = \frac{12 * f_y * \psi_t * \psi_e}{25 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * d_b = 104.74 \text{ cm}$$

3.6.4.2.2.5. Cálculo de deflexiones

El cálculo de las deformaciones se desarrolla en el Anexo 2.3. Cálculo de deflexiones de la viga de diseño. El cálculo de la deformación en la viga determino una deformación de 12.4 mm. y el programa CYPECAD determina una deformación de 13.19 mm. En el diseño de vigas se establecen como límite la siguiente relación L/480. Verificando la deformación.

$$\frac{L}{480} \geq \delta_{dif} \quad (3.5)$$

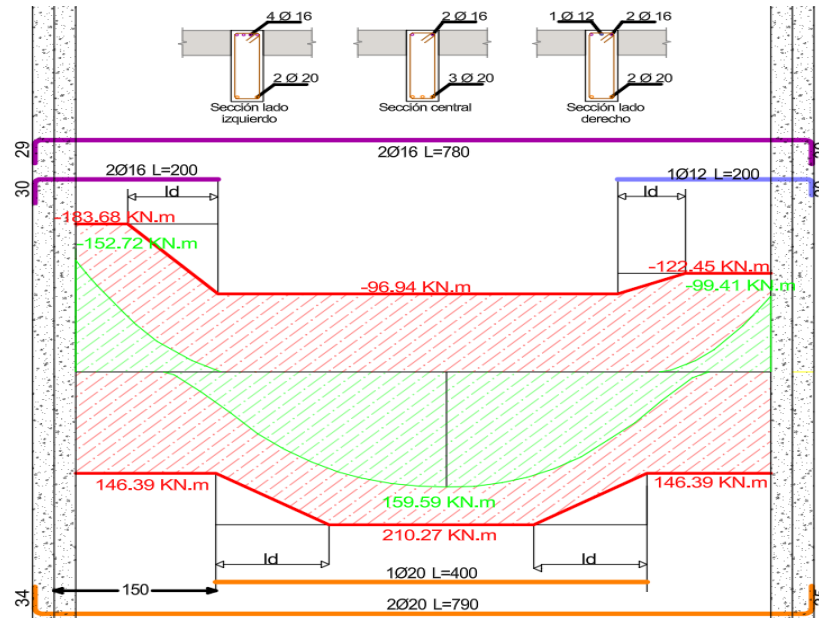
Donde:

L = Longitud de la viga

δ_{dif} = Deformacion diferida o de largo plazo

$$13.44 \text{ mm} \geq 12.4; 13.19 \text{ mm} \text{ Cumple}$$

Figura 3.9 Despiece de los refuerzos en la viga de diseño

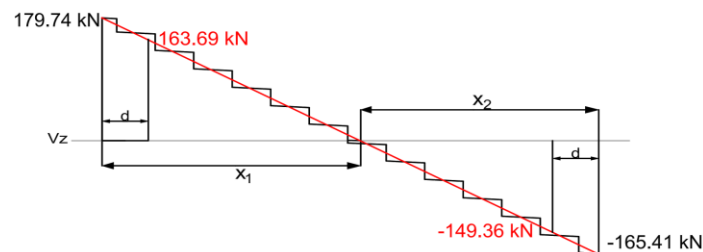


Fuente: Elaboración propia

3.6.4.2.3. Diseño a corte

El análisis a corte de la viga de diseño se realizará para las solicitaciones de corte de ambos extremos de la viga, y se extraerán del software CYPECAD v2019.a.

Figura 3.10 Solicitaciones de corte en la viga de diseño



Fuente: Elaboración propia

La verificación del diagrama de cortante se encuentra en Anexo 2.2. Donde la variación en el diagrama de corte es menor al 2%, teniendo un error máximo del 1.68 %.

Para el análisis a corte se optará por emplear estribos con un diámetro de 8 mm, además el factor de reducción de resistencia será de 0.75, según la Tabla 2.1 Factores de reducción de resistencia.

3.6.4.2.3.1. Diseño a cortante del lado izquierdo

La sollicitación de diseño en el lado izquierdo de la viga será de 163.69 kN, dicha sollicitación se encuentra a una distancia ($d = 0.564$ m) del borde.

El análisis inicia con el cálculo del cortante absorbido por el hormigón con la ecuación (2.41).

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d = 86152.42 \text{ N} = 86.152 \text{ kN}$$

El cortante que debe resistir el acero se calcula mediante el despeje de la ecuación (2.40),

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 132.1 \text{ kN}$$

La fuerza cortante que debe resistir el acero permite calcular su separación con la ecuación (2.42). El área de corte es de 100 mm^2 para la barra de diámetro de 8 mm.

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 179.32 \text{ mm} = 17.93 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

De manera constructiva se emplearán una disposición $\phi 8 \text{ c}/15 \text{ cm}$

El cortante proporcionada por el acero se corrige para la separación usada.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = 157920 \text{ N} = 157.920 \text{ kN}$$

3.6.4.2.3.2. Diseño a cortante del lado derecho

La sollicitación de diseño en el lado derecho de la viga será de 149.41 kN, dicha sollicitación se encuentra a una distancia ($d = 0.5644$ m) del borde.

El análisis inicia con el cálculo del cortante absorbido por el hormigón con la ecuación (2.41).

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d = 86213 \text{ N} = 86.213 \text{ kN}$$

El cortante que debe resistir el acero se calcula mediante el despeje de la ecuación (2.40),

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 112.934 \text{ kN}$$

La fuerza cortante que debe resistir el acero permite calcular su separación con la ecuación (2.42). El área de corte es de 100 mm^2 para la barra de diámetro de 8 mm.

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 209.9 \text{ mm} = 20.09 \text{ cm}$$

De manera constructiva se emplearán una disposición $\phi 8 \text{ c}/15 \text{ cm}$

El cortante proporcionada por el acero se corrige para la separación usada.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = 158032 \text{ N} = 158.032 \text{ kN}$$

Verificación de la separación con la Tabla 2.8 Separación máxima entre refuerzos transversales.

$$s \leq \left\{ \frac{d}{2} = 27.7 \text{ cm} \right\} \text{ Cumple}$$

3.6.4.2.3.3. Diseñó a corte de la zona central

El cálculo del refuerzo transversal en la parte central se basa en determinar la fuerza cortante que puede resistir empleando acero mínimo, y por regla de tres simple se puede calcular cuanta longitud de la viga se armara de esta manera.

Resistencia a corte proporcionada por el hormigón.

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d = 85846 \text{ N} = 85.846 \text{ kN}$$

La separación mínima de la viga es de aproximadamente de 27.7 centímetros, por lo cual se puede asumir una separación constructiva de 25 centímetros. Teniendo la separación se calcula el acero mínimo mediante la Tabla 2.7 Refuerzo mínimo a corte.

$$A_{v,min} = 0.33 * \frac{b_w * s}{f_y} = 0.33 * \frac{200 * 250}{420} = 39.28 \text{ mm}^2$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} * \frac{b_w * s}{f_y} * \sqrt{f'_c} = \frac{1}{16} * \frac{200 * 250}{420} * \sqrt{21} = 34.1 \text{ mm}^2$$

Se dispondrá armadura transversal de $\phi 8$ c/25 cm para la zona central, de manera que se obtiene $A_v = 40 \text{ mm}^2$, cumpliendo la armadura mínima.

La resistencia a cortante proporcionada por el acero se corrige para la separación constructiva.

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d}{s} = \frac{100 * 420 * 564}{250 * 1000} = 94.752 \text{ kN}$$

3.6.4.2.4. Cálculo de la capacidad resistente a corte

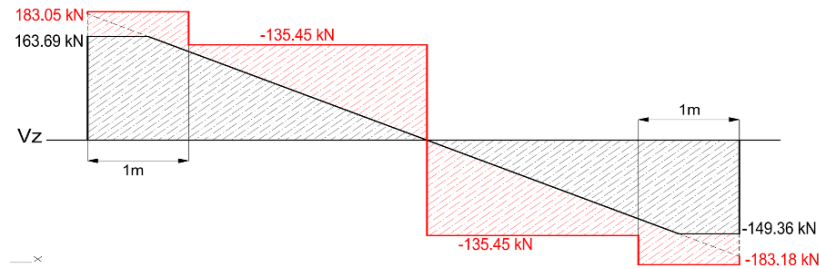
Se calcula la capacidad resistente a corte para las tres zonas en estudio.

$$(\text{Lado izquierdo}) \phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 183.05 \text{ kN}$$

$$(\text{Lado derecho}) \phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 183.18 \text{ kN}$$

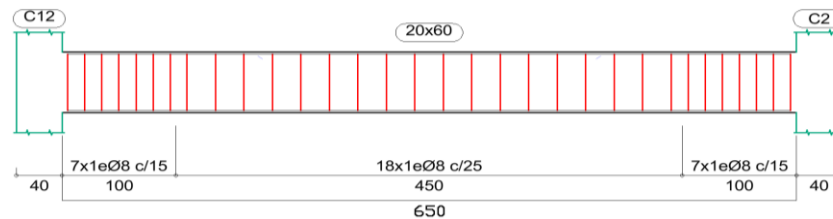
$$(\text{Zona central}) \phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 135.447 \text{ kN}$$

Figura 3.11 Diagrama de solicitaciones a corte en la viga



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.12 Disposición del estribo sobre la viga de diseño



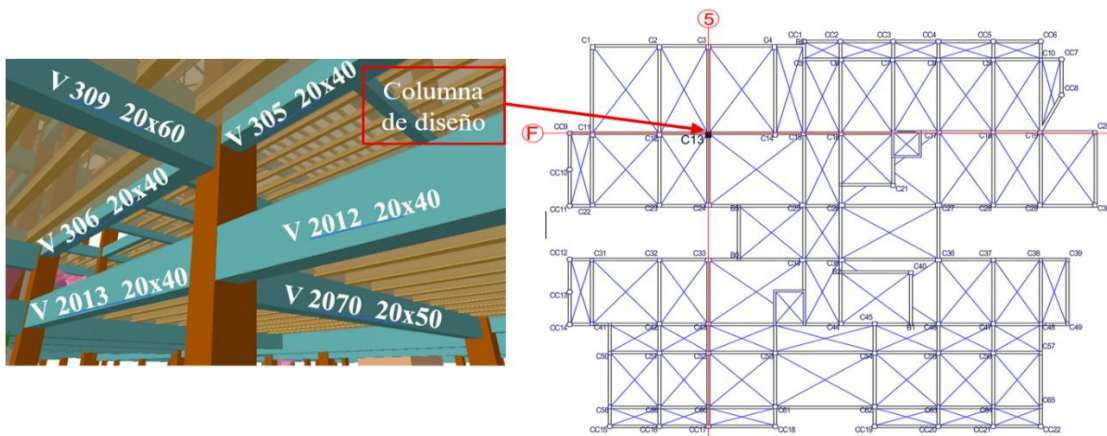
Fuente: Elaboración propia

3.6.4.3. Diseño estructural de la columna

La columna de diseño es la C13. la cual es la más desfavorable a flexo compresión como a corte, si bien la longitud del tramo en estudio es bastante corta esta zona exige un armado muy denso de refuerzo longitudinal y transversal. La columna C13 se encuentra ubicada en la intersección de los ejes “5” y “F”, entre el 1er piso y el auditorio. Datos para el diseño de la columna:

$$\begin{array}{llll} f'c = 21 \text{ MPa} & \beta_1 = 0.85 & fs = 500 \text{ MPa} & \epsilon_c = 0.003 \\ h = 0.3 \text{ m} & b = 0.4 \text{ m} & rg = 0.02 \text{ m} & lu = 0.7 \text{ m} \end{array}$$

Figura 3.13 Ubicación de la columna a diseñar



Fuente: Elaboración propia

3.6.4.3.1. Diseño a flexión

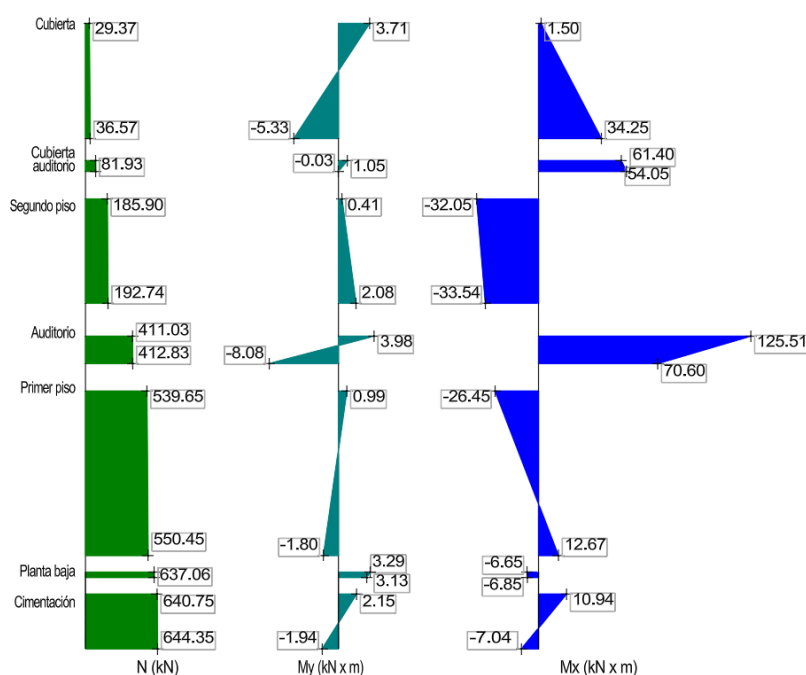
Para el diseño a flexión la combinación más desfavorable es la obtenida con la ecuación (2.2), se puede observar que las solicitaciones a momento son muy elevadas en el eje “x” en comparación del eje “y”.

Cálculo del radio de giro de la columna en estudio.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 0.11547$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 0.0866$$

Figura 3.14 Solicitaciones a flexión más desfavorables



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.9 Geometría e inercias de vigas y columna

Elemento	L (m)	b (x) (m)	h (y) (m)	Ixx (m)	Iyy (m)
Columna superior	2	0.3	0.4	0.00160	0.00090
Columna de diseño	0.7	0.3	0.4	0.00160	0.00090
Columna inferior	3.1	0.3	0.4	0.00160	0.00090
Viga 309	6.45	0.2	0.6	0.00360	0.00040
Viga 306	4.2	0.2	0.4	0.00107	0.00027
Viga 305	3	0.2	0.4	0.00107	0.00027
Viga 2070	5.2	0.2	0.5	0.00208	0.00033
Viga 2013	4.2	0.2	0.4	0.00107	0.00027
Viga 2014	3	0.2	0.4	0.00107	0.00027

Fuente: Elaboración propia

3.6.4.3.1.1. Verificación de esbeltez

Para determinar la esbeltez de una pieza se debe caracterizar una columna como riostrada o no riostrada, en base del método que expone la norma NB 12250001, con la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{\Sigma P_u * \Delta_o}{V_{us} L_c} \leq 0.05 \quad (3.6)$$

Donde:

ΣP_u = Sumatoria de las cargas verticales totales

Δ_o = Desplazamiento lateral relativo o deriva

V_{us} = Cortante horizontal mayorado del piso

L_c = Longitud del elemento en compresión

$$0.03 \leq 0.05 \text{ Cumple}$$

Para determinar la longitud efectiva del elemento se deberá calcular los factores “ ψ ”, posteriormente el factor “ k ”. Para el cálculo de los factores “ ψ ”, se debe tomar en cuenta las recomendaciones de la normativa sobre el uso de valores realistas de las inercias, y se analizará el nudo inferior y superior que delimita la columna con la siguiente columna.

$$\psi_{A,B} = \frac{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ Columnas que concurren al nudo}}{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ Vigas que concurren al nudo}} \quad (3.7)$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad

I = Inercia de la sección

L = Longitud del elemento

Análisis sobre el eje “x” $\psi_{Ax} = 11.06$

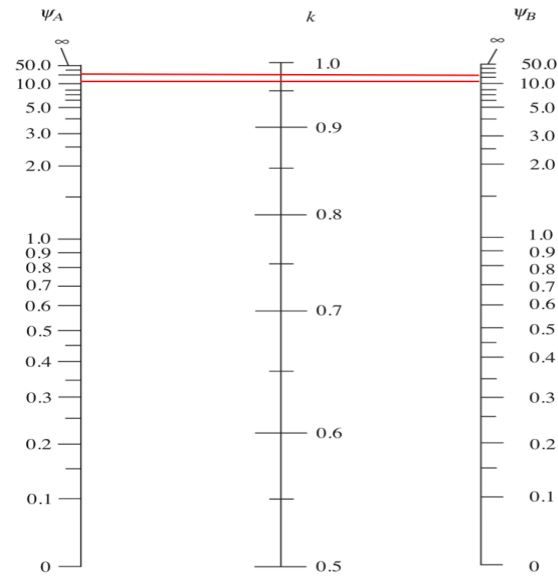
$$\psi_{Bx} = 13.99$$

Análisis sobre el eje “y” $\psi_{Ay} = 22.78$

$$\psi_{By} = 20.73$$

Determinación del factor “ k ” mediante el ábaco de alineamiento de Jackson y Moreland.

Figura 3.15 monograma del factor k de Jackson y Moreland.



Fuente: Elaboración propia

Factores: $k_x = 0.965$; $k_y = 0.98$

En el diseño de elementos sometidos a compresión se debe determinar si un elemento se considera esbelto o robusto, para ellos la normativa lo verificar con las siguientes expresiones:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.8)$$

$$\frac{kl_u}{r} \leq 40 \quad (3.9)$$

Donde:

k = Factor de longitud efectiva

l_u = Longitud del elemento

r = Radio de giro

M_1 = El menor momento mayorado de la columna

M_2 = El mayor momento mayorado de la columna

Análisis sobre el eje “x”, ecuación (3.8): $5.85 \leq 27.25$ elemento robusto

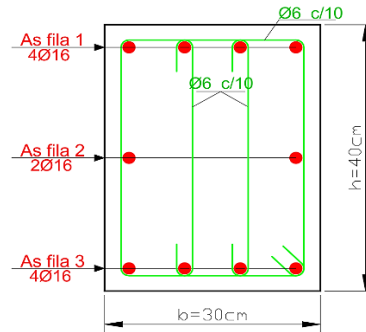
Análisis sobre el eje “x”, ecuación (3.9): $5.85 \leq 40$ elemento robusto

Análisis sobre el eje “y”, ecuación (3.8): $7.92 \leq 39.92$ elemento robusto

Análisis sobre el eje “y”, ecuación (3.9): $57.92 \leq 40$ elemento robusto

Tras determinar que la pieza se comporta como un elemento robusto, no hace falta realizar la mayoración de los momentos. El cálculo se realizará como una columna corta. Para el diseño de columnas se debe predefinir la configuración de armaduras.

Figura 3.16 disposición de armando en la columna de diseño



Fuente: Elaboración propia

3.6.4.3.1.2. Diseño a flexión alrededor del eje “x”

El diseño a flexión de columnas cortas se basa en obtener su diagrama de interacción, y verificar que las diferentes combinaciones de carga de axial y momento se encuentren dentro del mismo.

3.6.4.3.1.2.1. Punto de compresión pura

En el análisis a compresión se asume que no existe momento actuante y todo es fuerza axial.

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y \quad (3.10)$$

Donde:

A_g = Area de la seccion bruta

A_{st} = Area de acero

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

f'_c = Resistencia caracteristica del hormigon

$$P_o = 0.85 * 21 * (120000 - 2010) + 2010 * 500 = 3111.12 \text{ kN}$$

La normativa NB 1225001 se debe aplicar el factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.65$), además se debe penalizar con un factor de 0.8 para contemplar excentricidades mínimas.

$$0.8 * \phi * P_o = 0.8 * 0.65 * 3111.12 \text{ kN} = 1617.78 \text{ kN}$$

3.6.4.3.1.2.2. Punto de tracciones puras

El análisis se realiza tomando en cuenta la resistencia a tracción del acero, sin tomar en cuenta la resistencia del hormigón, y sin la presencia de momentos. El factor de reducción de

resistencia es ($\phi = 0.65$). En el diagrama de interacción las fuerzas de tracción tienen signo negativo.

$$\phi P_t = A_{st} * f_y = 2010 * 500 = 1005000 \text{ N} = 1005 \text{ kN}$$

$$\phi P_t = 0.9 * 1005 = 904.5$$

3.6.4.3.1.2.3. Punto de carga balanceada

La carga balanceada se define como el punto donde el hormigón llega a su máxima deformación unitaria ($\epsilon_c = 0.003$) y el acero a su deformación unitaria de fluencia ($\epsilon_{yt} = 0.0025$), el cálculo de la profundidad del eje neutro se determina por una relación de triángulos.

$$\frac{cb}{0.003} = \frac{36.6}{0.003 + 0.0025}$$

$$cb = 19.96 \text{ cm}$$

Con la profundidad del eje neutro se determina la profundidad de bloque de compresión.

$$a = \beta_1 * cb \quad (3.11)$$

Donde:

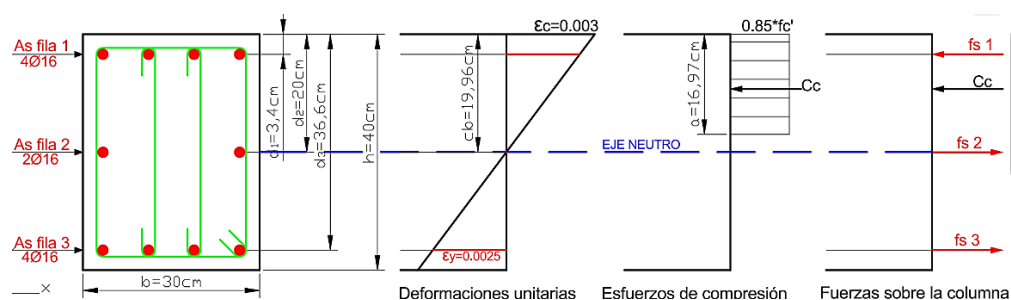
a = Profundidad del bloque de compresiones

cb = Profundidad del eje neutro

β_1 = Factor β_1 para la distribución rectangular equivalente

$$a = 0.85 * 19.96 = 16.97 \text{ cm}$$

Figura 3.17 diagrama de columna en punto de carga balanceada



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la deformación unitaria de los aceros mediante relación de triángulos.

$$\epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_y}{d_3} (c_b - d_1) = 0.00249 \text{ (Compresión)}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_y}{d_3} (d_2 - c_b) = 0.0000055 \text{ (Tracción)}$$

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_y = 0.0025 \text{ (Traccion)}$$

Cálculo de los esfuerzos en los aceros.

$$f_{s1} = (\varepsilon_{s1} * E_s) = 498 \text{ MPa (Compresio)}$$

$$f_{s2} = (\varepsilon_{s2} * E_s) = 1.09 \text{ MPa (Traccion)}$$

$$f_{s3} = (\varepsilon_{s3} * E_s) = 500 \text{ MPa (Traccion)}$$

Cálculo de las fuerzas resultantes en los aceros y el hormigón.

$$c_c = 0.85 * f'_c * b * a = 908.74 \text{ kN (Compresion)}$$

$$F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = 400.40 \text{ kN (Compresion)}$$

$$F_{s2} = f_{s2} * A_{s2} = 0.4824 \text{ kN (Traccion)}$$

$$F_{s3} = f_{s3} * A_{s3} = 402.0 \text{ kN (Traccion)}$$

Se calcula el valor de la carga axial y minorarlo por el factor de reducción de resistencia.

$$P_n = c_c + \Sigma F_{si} = 906.65 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 * 906.65 = 589.33 \text{ kN}$$

El centroide plástico de la sección será igual a 20 cm. ya que dicha sección es simétrica.

Cálculo de los momentos generados por las fuerzas en los aceros y le hormigón.

$$M_{s1} = F_{s1} * (Y_p - d_1) = 67.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{s2} = F_{s2} * (Y_p - d_2) = 0$$

$$M_{s3} = F_{s3} * (d_3 - Y_p) = 66.732 \text{ kN.m}$$

$$M_c = c_c \left(Y_p - \frac{a}{2} \right) = 104.64 \text{ kN.m}$$

Sumatoria de momentos

$$M_n = M_c + \Sigma M_{si} = 238.502 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0.65 * 238.502 = 155.026 \text{ kN.m}$$

3.6.4.3.1.2.4. Punto en zona frágil

Para el análisis en la zona frágil, se debe de asumir una profundidad del eje neutro mayor al de la carga balanceada. Se asumirá una profundidad de 30 centímetros.

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

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones con la ecuación (3.11).

$$a = \beta_1 * cb = 0.85 * 30 = 25.5 \text{ cm}$$

Cálculo de la deformación unitaria de los aceros.

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_c}{c}(c - d_1) = 0.00266 \text{ (Compresion)}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_c}{c}(c - d_2) = 0.001 \text{ (Compresion)}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_c}{c}(d_3 - c) = 0.00066 \text{ (Traccion)}$$

Cálculo de esfuerzos. Se debe tomar en cuenta que el diagrama de esfuerzo-deformación del acero es elastoplástico, por lo cual no se contemplan esfuerzos mayores al de fluencia.

$$f_{s1} = (\varepsilon_{s1} * E_s) = 0.00266 * 200000 = 532 \text{ MPa} = 500 \text{ (Compresion)}$$

$$f_{s2} = (\varepsilon_{s2} * E_s) = 0.001 * 200000 = 200 \text{ MPa (Compresio)}$$

$$f_{s3} = (\varepsilon_{s3} * E_s) = 0.00066 * 200000 = 132 \text{ MPa (Traccion)}$$

Cálculo de las fuerzas resultantes en los aceros.

$$c_c = 0.85 * f'c * b * a = 0.85 * 21 * 30 * 25.5 * 0.1 = 1365.525 \text{ kN (Compresion)}$$

$$F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = 500 \text{ MPa} * 0.000804 \text{ m}^2 * 1000 = 402 \text{ kN (Compresio)}$$

$$F_{s2} = f_{s2} * A_{s2} = 200 \text{ MPa} * 0.000402 \text{ m}^2 * 1000 = 120.6 \text{ kN (Compresio)}$$

$$F_{s3} = f_{s3} * A_{s3} = 132 \text{ MPa} * 0.000804 \text{ m}^2 * 1000 = 106.128 \text{ kN (Traccion)}$$

Sumatoria de fuerzas axiales

$$P_n = c_c + \Sigma F_{si} = 1365.525 + 402 + 120.6 - 106.128 = 1781.99 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 * 1781.99 = 1158.3 \text{ kN}$$

El centroide plástico de la sección será igual a 20 cm. ya que dicha sección es simétrica.

Cálculo de momentos

$$M_{s1} = F_{s1} * (Y_p - d_1) = 402 * (20 - 3.4) * 0.01 = 66.732 \text{ kN.m}$$

$$M_{s2} = F_{s2} * (Y_p - d_2) = 120.6(20 - 20) * 0.01 = 0$$

$$M_{s3} = F_{s3} * (d_3 - Y_p) = 120.6 * (30 - 20) * 0.01 = 12.06 \text{ kN.m}$$

$$M_c = c_c \left(Y_p - \frac{a}{2} \right) = 1365.525 \left(20 - \frac{25.5}{2} \right) 0.01 = 99.00 \text{ kN.m}$$

Sumatoria de momentos

$$M_n = M_c + \Sigma M_{si} = 99.00 + 66.732 + 12.06 = 177.79 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0.65 * 177.79 = 116.66 \text{ kN.m}$$

3.6.4.3.1.2.5. Punto en zona dúctil

Para analizar un punto en la zona dúctil se debe de asumir una profundidad del eje neutro menor a la profundidad balanceada. Se asumirá una profundidad de 10 centímetros.

$$c = 10 \text{ cm}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones con la ecuación (3.11).

$$a = \beta_1 * cb = 0.85 * 10 = 8.5 \text{ cm}$$

Cálculo de la deformación unitaria de los aceros.

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_c}{c} (c - d_1) = \frac{0.003}{10} (10 - 3.4) = 0.00198 \text{ (Compresion)}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_c}{c} (d_2 - c) = \frac{0.003}{10} (20 - 10) = 0.003 \text{ (Traccion)}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_c}{c} (d_3 - c) = \frac{0.003}{10} (36.6 - 10) = 0.00798 \text{ (Traccion)}$$

Cálculo de esfuerzos. Se debe tomar en cuenta que el diagrama de esfuerzo-deformación del acero es elastoplástico, por lo cual no se contemplan esfuerzos mayores al de fluencia.

$$f_{s1} = (\varepsilon_{s1} * E_s) = 0.00198 * 200000 = 396 \text{ MPa (Compresio)}$$

$$f_{s2} = (\varepsilon_{s2} * E_s) = 0.003 * 200000 = 600 \text{ MPa} = 500 \text{ (Traccion)}$$

$$f_{s3} = (\varepsilon_{s3} * E_s) = 0.00798 * 200000 = 1596 \text{ MPa} = 500 \text{ (Traccion)}$$

Cálculo de las fuerzas resultantes en los aceros.

$$c_c = 0.85 * f'_c * b * a = 0.85 * 21 * 30 * 8.5 * 0.1 = 455.175 \text{ kN (Compresion)}$$

$$F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = 396 \text{ MPa} * 0.000804 \text{ m}^2 * 1000 = 318.38 \text{ kN (Compresio)}$$

$$F_{s2} = f_{s2} * A_{s2} = 500 \text{ MPa} * 0.000402 \text{ m}^2 * 1000 = 201 \text{ kN (Traccion)}$$

$$F_{s3} = f_{s3} * A_{s3} = 500 \text{ MPa} * 0.000804 \text{ m}^2 * 1000 = 402 \text{ kN (Traccion)}$$

Cálculo del factor de reducción de resistencia con la ecuación (2.28).

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right) = 1.2 = 0.9$$

Sumatoria de fuerzas axiales.

$$P_n = c_c + \Sigma F_{si} = 455.175 + 318.38 - 201 - 402 = 170.55 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 170.55 = 153.5 \text{ kN}$$

El centroide plástico de la sección será igual a 20 cm. ya que dicha sección es simétrica.

Cálculo de los momentos.

$$M_{s1} = F_{s1} * (Y_p - d_1) = 318.38 * (20 - 3.4)0.01 = 52.85 \text{ kN.m}$$

$$M_{s2} = F_{s2} * (Y_p - d_2) = 201 * (20 - 20)0.01 = 0$$

$$M_{s3} = F_{s3} * (d_3 - Y_p) = 402 * (36.6 - 10)0.01 = 106.932 \text{ kN.m}$$

$$M_c = c_c \left(Y_p - \frac{a}{2} \right) = 455.175 * \left(20 - \frac{8.5}{2} \right) 0.01 = 71.69 \text{ kN.m}$$

Sumatoria de momentos.

$$M_n = M_c + \Sigma M_{si} = 52.85 + 106.932 + 71.69 = 231.472 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 150 = 208.32 \text{ kN.m}$$

3.6.4.3.1.3. Verificación de la armadura mínima y máxima

La verificación de la armadura máxima y mínima en columnas se realizará con los límites que exige la normativa boliviana del 1% para el límite inferior y 8% para el límite superior.

$$\text{Acero minimo} \quad A_{s_{min}} = 0.01 * 40 * 30 = 12 \text{ cm}^2$$

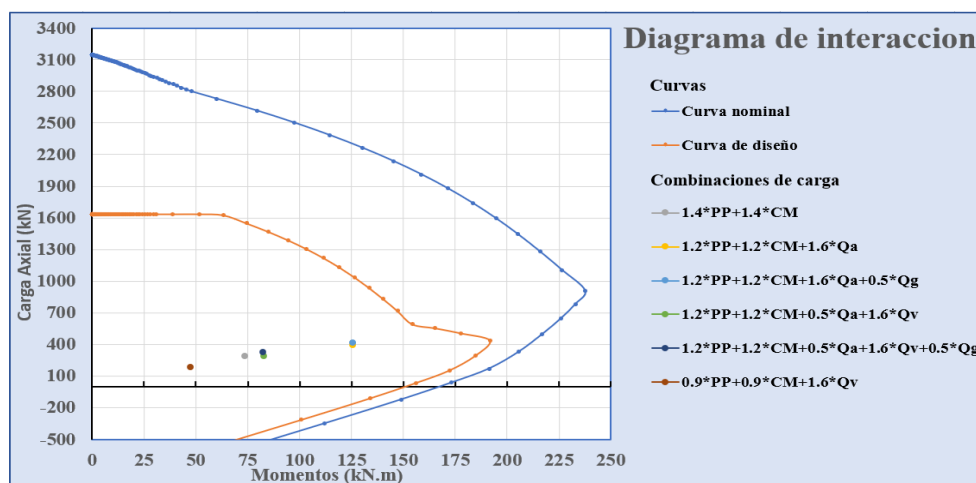
$$\text{Acero maximo} \quad A_{s_{max}} = 0.08 * 40 * 30 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Verificacion} \quad 12 \leq 20.1 \leq 96 \quad \text{Cumple}$$

3.6.4.3.1.4. Grafica del diagrama de interacción de la columna de diseño

El diagrama de interacción debe tener un límite horizontal que corresponde a columnas con estribos de $0.8 * \phi * P_n$. La tabla con los datos completos del diagrama de interacción se encuentra en el Anexo 2.4.1. Además, en el análisis de columnas se debe realizar el análisis sobre los dos ejes, la tabla y diagrama de interacción se encuentra en el Anexo 2.4.2.

Figura 3.18 Diagrama de interacción para columna C 13 alrededor el eje “x”

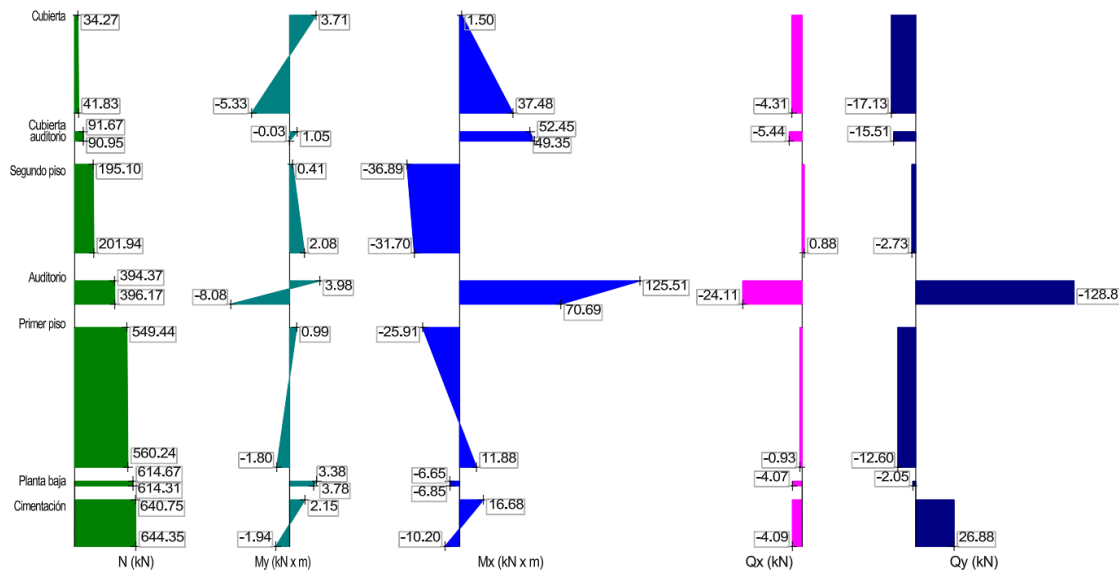


Fuente: Elaboración propia

3.6.4.3.2. Análisis a corte

La combinación más desfavorable a corte se obtuvo con la ecuación (2.3).

Figura 3.19 Solicitaciones a corte más desfavorables



Fuente: Elaboración propia

Datos de cálculo:

$$V_{ux} = 24.11 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 128.8 \text{ kN}$$

$$N_u = 396.17 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 8.08 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 125.51 \text{ kN}$$

La resistencia de fluencia del acero se debe limitar a 420 MPa, y se debe tomar en cuenta que para elementos sometidos a corte el factor de reducción de resistencia debe ser ($\phi = 0.75$).

3.6.4.3.2.1. Análisis sobre el eje “x”

Cálculo del centroide de los aceros.

$$d_x = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} = \frac{3 * 26.6 + 2 * 18.867}{5} = 23.51 \text{ cm}$$

Cálculo de la fuerza de corte absorbido por el hormigón con la ecuación (2.46) y por un método más detallado con la ecuación (2.47). Se deberá escoger el menor de los dos.

$$V_{cx} = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g} \right) b_w d_y = 85515.9 \text{ N} = 85.51 \text{ kN}$$

$$V_{cx} = \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 * \rho_w \frac{V_{ux} * d_x}{M_{ux}} \right) b_w d_x = 69396.68 \text{ N} = 69.4 \text{ kN}$$

Se calculará la fuerza cortante necesaria que deberá absorber el acero, mediante la ecuación (2.40). En caso que el resultado sea negativo se proporcionará armadura mínima en la sección.

$$V_s = \frac{V_{ux}}{\phi} - V_{cx} = \frac{24.110}{0.75} - 69.4 = -37.25 \text{ kN}$$

Se requiere una cantidad mínima de acero.

3.6.4.3.2.2. Análisis sobre el eje “y”

Cálculo del canto útil.

$$d_y = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} = \frac{4 * 36.6 + 2 * 20}{6} = 31.1 \text{ cm}$$

Cálculo de la fuerza de corte absorbido por el hormigón con la ecuación (2.46) y por un método más detallado con la ecuación (2.47). Se deberá escoger el menor de los dos.

$$V_{cy} = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g} \right) b_w d_y = 87.99 \text{ kN}$$

$$V_{cy} = \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 * \rho_w \frac{V_{uy} * d_y}{M_{uy}} \right) b_w d_y = 71.35 \text{ kN}$$

Se calculará la fuerza cortante necesaria que deberá absorber el acero, mediante la ecuación (2.40). En caso que el resultado sea negativo se proporcionará armadura mínima en la sección.

$$V_{sy} = \frac{V_{uy}}{\phi} - V_{cy} = \frac{128.8}{0.75} - 71.35 = 100.38 \text{ kN}$$

Cálculo de la separación entre estribos.

$$s = \frac{A_{vy} * f_y * d_y}{V_{sy}} = \frac{112 * 420 * 31.1}{100380} = 14.57 \text{ cm}$$

Se adopto un valor constructivo de 10 cm.

Verificación de la cantidad mínima de acero transversal.

$$\text{Cantidad real de acero} \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{56 \text{ mm}^2}{100 \text{ mm}} = 0.56 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.273 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \\ 0.34 * \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.324 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \end{array} \right\} \text{ Cumple}$$

3.6.4.3.3. Verificaciones del refuerzo.

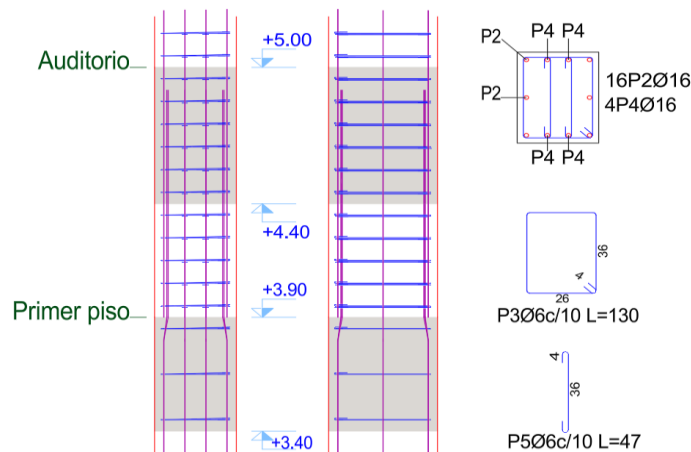
Verificación de la separación mínima de aceros longitudinales.

$$s_{min} = \left\{ \begin{array}{l} 1.5 * d_b = 24 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} = 40 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = 20 \text{ mm} \end{array} \right\} \leq 61 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Verificación de la separación máxima de aceros transversales:

$$s_{max} = \left\{ \begin{array}{l} 16 * d_b = 16 * 16 = 256 \text{ mm} \\ 48 * d_{bt} = 288 \text{ mm} \\ b \text{ o } h = 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \geq 100 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Figura 3.20 Disposición del refuerzo en la columna



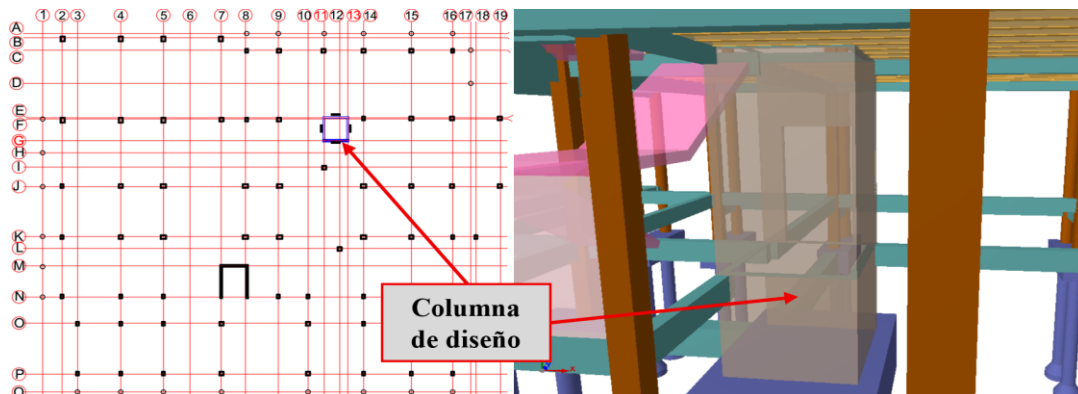
Fuente: Elaboración propia

3.6.5. Estructuras complementarias

3.6.5.1. Diseño de muro de hormigón armado

El muro de diseño será el número 3 del cajón de montacarga, el cual se encuentra sobre el eje “G” y entre los ejes “11” y “13”. Dicho muro cuenta con un espesor de 15 cm., un largo de 200 cm. y una altura de 390 cm.

Figura 3.21 muro a diseñar



Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de muros de hormigón armado se extrajeron 3 combinaciones más desfavorables, las cuales corresponden a los casos más desfavorables de flexo-compresión en el plano y fuera del plano, además que una tercera combinación que proporciona el mayor cortante en el muro.

Tabla 3.10 Combinaciones del muro de diseño

Maximo axial en el Muro 3				
Nx (kN)	My (kN.m)	Mx (kN.m)	Qy (kN.m)	Qx (kN.m)
328.76	-15.06	-3.21	14.26	-3.63
Maxima flexion en el Muro 3				
Nx (kN)	My (kN.m)	Mx (kN.m)	Qy (kN.m)	Qx (kN.m)
245.81	-114.26	-2.56	-38.24	-2.13
Maximo cortante en el Muro 3				
Nx (kN)	My (kN.m)	Mx (kN.m)	Qy (kN.m)	Qx (kN.m)
274.01	66.64	-2.59	60.16	-2.03

Fuente: Elaboración propia

3.6.5.1.1. Diseño estructural

Para realizar el cálculo del muro se empleará el método simplificado que proporciona la normativa NB 1225001. Para lo cual se debe verificar que la excentricidad sea menor a un sexto del espesor, en este caso menor a 25 milímetros.

$$e = \frac{M_x}{N_x} = 0.013 \text{ m} = 13 \text{ mm}$$

$$13 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} \text{ Cumple}$$

Antes de realizar el diseño estructural se debe verificar si es necesario tener elementos de borde. Para lo cual se debe verificar que la máxima compresión sea menor que el 20% de la resistencia característica del hormigón.

Cálculo del esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema.

$$\sigma_{max} = \frac{N_x}{h * l_w} + \frac{M_x * c}{\frac{h * l_w^3}{12}} = 1.96 \text{ MPa}$$

Comparándolos:

$$0.2 * f'_c \geq \sigma_{max}$$

$$4.2 \text{ MPa} \geq 1.96 \text{ MPa} \text{ Cumple}$$

No hace falta emplear un elemento de borde en la pieza.

3.6.5.1.1.1. Análisis fuera del plano del muro

Cálculo de la carga axial del muro por el método simplificado con la ecuación (2.48).

$$P_n = 0.55 * f'_c * A_g \left[1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right] = 2863437.5 \text{ N} = 2863.4 \text{ kN}$$

La capacidad de carga del muro se debe minorar con el factor de minoración de cargas, en este caso el coeficiente ϕ será 0.65. Y se compara con la máxima fuerza axial del muro.

$$\phi P_n \geq N_x$$

$$1861.21 \geq 328.76 \text{ Cumple}$$

3.6.5.1.2. Diseño a corte

El análisis a corte del muro se basará en comparar la resistencia a corte proporcionado por el hormigón y la sollicitación a corte. Para el cálculo de la resistencia a corte que aporta el hormigón se emplea la ecuación (2.49), y para el canto útil del muro se adopta el 80% del largo del muro.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * d * h = \frac{\sqrt{21}}{6} * 1600 * 150 = 183303.03 \text{ N} = 183.3 \text{ kN}$$

Se debe comparar la resistencia a corte que aporta el hormigón minorado por el factor de reducción de resistencia de ($\phi = 0.75$), con la sollicitación a corte mayoradas que generan las cargas, y verificar si hace falta incluir refuerzo a cortante.

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$60.16 \text{ kN} \leq 137.475 \text{ kN} \text{ Cumple}$$

No es necesario el uso de acero a corte ya que el hormigón puede resistir toda la sollicitación a corte. Y se proporcionara una cantidad mínima de refuerzo que exige la normativa.

3.6.5.1.3. Verificación del refuerzo

El muro debe cumplir con una cantidad mínima de acero que exige la normativa NB 1225001, en la Tabla 2.9 Cuantías mínimas de muros, indica las cuantías.

En el caso del refuerzo longitudinal (vertical) la cuantía mínima es de $\rho_l = 0.0012$.

$$A_{sl} = 0.0012 * h * l_w = 0.0012 * 15 * 200 = 3.6 \text{ cm}^2$$

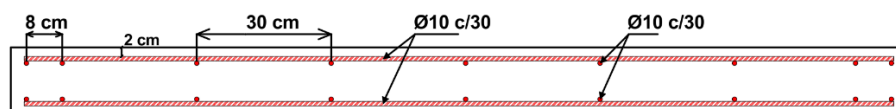
En el caso de refuerzo transversal (horizontal) la cuantía mínima es de $\rho_t = 0.0020$

$$A_{st} = 0.002 * h * h_w = 0.002 * 15 * 390 = 14.9 \text{ cm}^2$$

Tomando como referencia la separación máxima entre refuerzos de 30 centímetros o 3 veces el espesor del muro igual a 45 centímetros, se adoptará una separación de 30 centímetros y un acero de 10 milímetros de diámetro. Se emplearán 18 barras de manera vertical con un área igual a 14.13 cm^2 y 26 barras de manera horizontal obteniendo 20.41 cm^2 .

Distribución de armaduras en el muro de diseño.

Figura 3.22 distribución del refuerzo en el muro



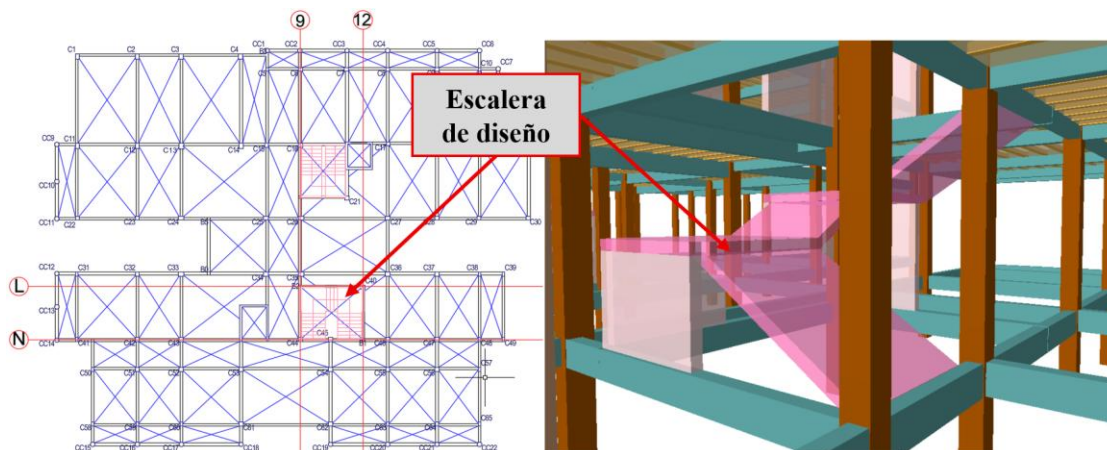
Fuente: Elaboración propia

3.6.5.2. Diseño de escalera

La escalera de diseño será la escalera N°1, la cual se encuentra entre los ejes “L”, “N”, “9” y “12”. El diseño de la escalera se dividirá en 2 partes, para un primer tramo de escalera que arranca de una viga peraltada y llega a un muro de albañilería, luego se diseña un segundo tramo el cual se apoya en dos muros de albañilería, el tercer tramo no se calcula ya al tener la misma configuración y características del primer tramo, la verificación de este ya no es necesaria.

La escalera de diseño tiene un espesor de losa igual a 15cm., un ancho de escalera de 180 cm. y un recubrimiento geométrico de 3 cm. En cuanto a la ergonomía de la escalera se optó por usar una huella de 28 cm. y una contrahuella de 17.5 cm.

Figura 3.23 vista de la escalera de planta baja – primer piso



Fuente: Elaboración propia

Cálculo del espesor de la losa equivalente con la ecuación (2.50)., para el cálculo de peso propio.

$$h_m = \frac{CH}{2} + \frac{t * \sqrt{H^2 + CH^2}}{H} = 0.264 \text{ cm}$$

3.6.5.2.1. Análisis de cargas

Para el análisis de cargas se tomará en cuenta la carga por peso propio, carga de las barandillas, carga del revestimiento y carga de uso. Se deberá notar que las cargas serán diferentes para los tramos inclinados como para los tramos horizontales (descansos).

La carga de uso se toma de 5 kN/m², la carga de barandilla se toma 0.5 kN/m y la carga de revestimiento será de 1 kN/m².

Carga de peso propio del tramo inclinado:

$$C_{PP} = \gamma_{H^\circ A^\circ} * h_m * a = 25 * 0.264 * 1.8 = 11.88 \frac{kN}{m}$$

Carga de peso propio del descanso:

$$C_{PP} = \gamma_{H^\circ A^\circ} * h * a = 25 * 0.15 * 1.8 = 6.75 \frac{kN}{m}$$

En el caso del tramo inclinado al tener los peldaños la carga de revestimiento debe ser mayorada por un factor de incremento (f_{inc}).

$$f_{inc} = \frac{H + CH}{H} \quad (3.12)$$

Donde:

H = Longitud de la huella

CH = Longitud de la contrahuella

$$f_{inc} = 1.62$$

Carga de revestimiento en el tramo inclinado.

$$Cr = f_{inc} * 1 = 1.62 \frac{kN}{m^2}$$

Tabla 3.11 Resumen de cargas de escalera

Tipo de cargas	Cargas	Tramo inclinado	Descanso
		kN/m	kN/m
Carga permanente	Carga de peso propio	11.88	6.75
	Carga de barandillas	0.5	0.5
	Carga de recubrimiento	1.62	1.8
	Carta total	14.0	9.05
Carga viva o variable	Carga de uso	9	9
	Carga total	9	9

Fuente: Elaboración propia

Se realiza la combinación de cargas con las ecuaciones (2.1), para ambos tramos.

$$Tramo 1 \quad U1 = 1.4 * CM + 1.4 * CV = 1.4 * 14.0 + 1.4 * 9 = 32.2 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Tramo 2} \quad U1 = 1.4 * CM + 1.4 * CV = 1.4 * 9.05 + 1.4 * 9 = 25.27 \frac{kN}{m}$$

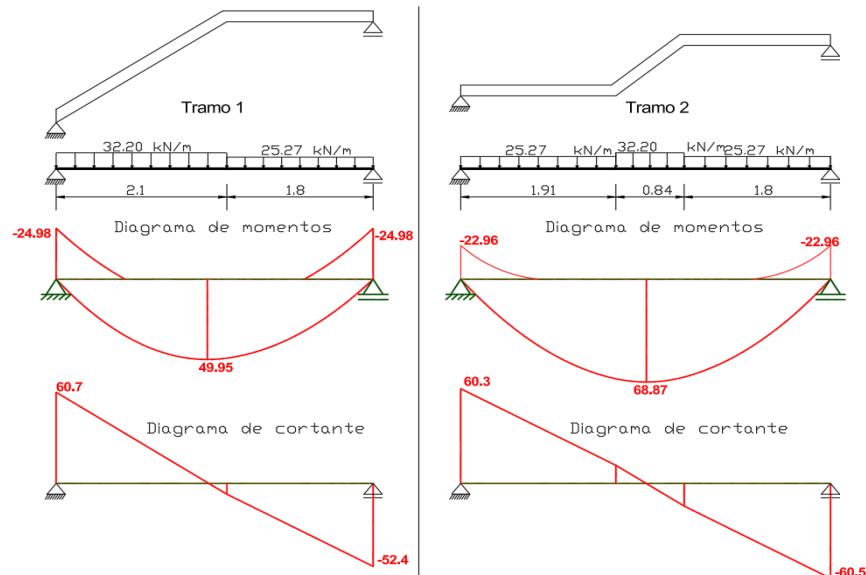
Se debe notar que el modelo es como una viga simplemente apoyada, pero existen momentos en los extremos, ya que los apoyos brindan rigidez a la pieza. Dependiendo de la rigidez que brinda el apoyo se empleara la ecuación (2.53) para calcular el momento negativo.

En el tramo 1 se apoya en una viga peraltada, por lo cual el coeficiente de momento por rigidez es de 2, y en el tramo 2 se apoya en muros de albañilería y su coeficiente será de 3.

$$(\text{Tramo 1}) \quad M_d^- = \frac{1}{n} * M_d^+ = 24.98$$

$$(\text{Tramo 2}) \quad M_d^- = \frac{1}{n} * M_d^+ = 22.96$$

Figura 3.24 análisis de la escalera.



Fuente: Elaboración propia

3.6.5.2.2. Análisis a flexión

3.6.5.2.2.1. Cálculo para el tramo 1

3.6.5.2.2.1.1. Análisis del momento positivo

El momento de diseño es 49.95 kN.m, y se empleara acero longitudinal de diámetro 12 mm. Cálculo del recubrimiento mecánico.

$$r_m = 0.03 + \frac{0.012}{2} = 0.036 \text{ m}$$

Cálculo del canto útil.

$$d = h - r_m = 0.114 \text{ m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones con la ecuación (2.34).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right] = 0.01632 \text{ m}$$

Cálculo de la armadura necesaria con la ecuación (2.52).

$$A_{s \text{ necesaria}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y} = 0.001049 \text{ m}^2 = 1049 \text{ mm}^2$$

Cálculo del número de barras necesarias.

$$N^\circ \text{Barras} = \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_{s \phi 12}} = 9.28 \approx 10 \text{ barras}$$

Cálculo de la separación constructiva.

$$s = \frac{a}{N^\circ \text{Barras} - 1} = \frac{180}{10 - 1} = 20 \text{ cm}$$

La disposición de armado será: 10 Ø12 c/20

3.6.5.2.2.1.2. Análisis del momento negativo

El momento de diseño es 24.98 kN.m, y se empleara acero longitudinal de diámetro 8 mm.

Cálculo del recubrimiento mecánico.

$$r_m = 0.03 + \frac{0.008}{2} = 0.034 \text{ m}$$

Cálculo del canto útil.

$$d = h - r_m = 0.15 - 0.034 = 0.116 \text{ m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones con la ecuación (2.34).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right] = 0.007703 \text{ m}$$

Cálculo de la armadura necesaria con la ecuación (2.52).

$$A_{s \text{ necesaria}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y} = 0.000495 \text{ m}^2 = 495 \text{ mm}^2$$

Cálculo del número de barras.

$$N^\circ \text{Barras} = \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_{s \phi 8}} = \frac{495}{50} = 9.89 \approx 10 \text{ barras}$$

Cálculo de la separación constructiva.

$$s = \frac{a}{N^\circ \text{Barras} - 1} = \frac{180}{10 - 1} = 20 \text{ cm}$$

La disposición de armado será: 10 Ø8 c/20

3.6.5.2.2.1.3. Verificación de los aceros

Se debe verificar que la armadura cumple con los requerimientos de la normativa NB 1225001.

Cálculo de la cantidad mínima de acero con la ecuación (2.36).

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = 4.78 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Cálculo de la cantidad máxima de acero con la ecuación (2.37).

$$A_{s,max} = 0.75 * \rho_b * b_w * d = 25.47 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Para verificar la separación entre armaduras se debe calcular la separación máxima con las ecuaciones (2.39), y así también la separación mínima que es de 25 mm, diámetro de las barras o 4/3 del tamaño máximo nominal del agregado. Cálculo de la separación de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 * r_m - \phi * (n - 1)}{n - 1} = 0.18 \text{ m} = 180 \text{ mm}$$

Cálculo de la separación máxima.

$$380 * \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 * C_c = 380 * \left(\frac{280}{333.33}\right) - 2.5 * 35 = 231.7 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$300 * \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 * \left(\frac{280}{333.33}\right) = 252.002 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Cálculo de la separación mínima

$$S_{min} \geq \left\{ \begin{array}{l} d_b = 12 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \\ 1.33 * TM_{ag} = 1.33 * 15 \text{ mm} = 19.95 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Cumple}$$

3.6.5.2.2.2. Cálculo para el tramo 2

3.6.5.2.2.2.1. Análisis del momento positivo

El momento de diseño es 68.87 kN.m, y se empleara acero longitudinal de diámetro 10 mm.

Cálculo del recubrimiento mecánico.

$$r_m = 0.03 + \frac{0.010}{2} = 0.035 \text{ m}$$

Cálculo del canto útil.

$$d = h - r_m = 0.115 \text{ m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones con la ecuación (2.34).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right] = 0.02301 \text{ m}$$

Cálculo de la armadura necesaria con la ecuación (2.52).

$$A_{s \text{ necesaria}} = \frac{0.85 * f'c * b * a}{f_y} = 0.001479 \text{ m}^2 = 1479 \text{ mm}^2$$

Cálculo del número de barras necesarias.

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_{s \phi 10}} = \frac{1478}{78.5} = 18.84 \approx 19 \text{ barras}$$

Separación constructiva:

$$s = \frac{a}{N^{\circ} \text{Barras} - 1} = \frac{180}{19 - 1} = 10 \text{ cm}$$

La disposición de armado será: 19 Ø10 c/10

3.6.5.2.2.2. Análisis del momento negativo

El momento de diseño es 22.96 kN.m, y se empleara acero longitudinal de diámetro 8 mm.

Cálculo del recubrimiento mecánico.

$$r_m = 0.03 + \frac{0.08}{2} = 0.034 \text{ m}$$

Cálculo del canto útil.

$$d = h - r_m = 0.116 \text{ m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones con la ecuación (2.34).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right] = 0.007058 \text{ m}$$

Cálculo de la armadura necesaria con la ecuación (2.52).

$$A_{s \text{ necesaria}} = \frac{0.85 * f'c * b * a}{f_y} = 0.0004535 \text{ m}^2 = 453.5 \text{ mm}^2$$

Cálculo del número de barras necesarias.

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_{s \phi 8}} = \frac{453.5}{50} = 9.072 \approx 10 \text{ barras}$$

Cálculo de la separación constructiva.

$$s = \frac{a}{N^{\circ} \text{Barras} - 1} = \frac{180}{10 - 1} = 20 \text{ cm}$$

La disposición de armado será: 10 Ø8 c/20

3.6.5.2.2.3. Verificación de los aceros

Cálculo de la cantidad mínima de acero con la ecuación (2.36).

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = 4.78 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Cálculo de la cantidad máxima de acero con la ecuación (2.37).

$$A_{s,max} = 0.75 * \rho_b * b_w * d = 25.69 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Para verificar la separación entre armaduras se debe calcular la separación máxima con las ecuaciones (2.39), y así también la separación mínima que es de 25 mm, diámetro de las barras o 4/3 del tamaño máximo nominal del agregado.

Cálculo de la separación de las armaduras

$$s = \frac{b - 2 * r_m - \phi * (n - 1)}{n - 1} = 0.861 \text{ m} = 86.1 \text{ mm}$$

Cálculo de la separación máxima.

$$380 * \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 * C_c = 380 * \left(\frac{280}{333.33}\right) - 2.5 * 35 = 231.7 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$300 * \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 * \left(\frac{280}{333.33}\right) = 252.002 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Cálculo de la separación mínima

$$S_{min} \geq \left\{ \begin{array}{l} d_b = 12 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \\ 1.33 * TM_{ag} = 1.33 * 15 \text{ mm} = 19.95 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Cumple}$$

3.6.5.2.3. Refuerzo transversal por retracción y temperatura

3.6.5.2.3.1. Cálculo del tramo 1

En el diseño de escaleras no se proporciona acero para corte, por lo cual el acero transversal corresponde al exigido por normativa NB 1225001 para absorber los efectos de la retracción y temperatura, están descritos en las ecuaciones (2.32).

$$A_t = \frac{0.0018 * 420}{f_s} * A_g = \frac{0.0018 * 420}{500} * 2.7 * 0.15 = 0.0006124 \text{ m}^2 = 6.124 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.0014 * A_g = 0.0014 * 2.7 * 0.15 = 0.000567 \text{ m}^2 = 5.67 \text{ cm}^2$$

Cálculo del número de barras.

$$N^\circ \text{Barras} = \frac{A_{s,min}}{A_{s,\emptyset 8}} = \frac{612.4}{50} = 12.25 \approx 13 \text{ barras}$$

Determinación de una separación constructiva.

$$s = \frac{a}{N^{\circ}Barras - 1} = \frac{270}{13 - 1} = 22.5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Para cumplir la cantidad de acero en la pieza se optará por colocar: 13 Ø8 c/20

3.6.5.2.3.2. Cálculo del tramo 2

En el diseño de escaleras no se proporciona acero para corte, por lo cual el acero transversal corresponde al exigido por normativa NB 1225001 para absorber los efectos de la retracción y temperatura, están descritos en las ecuaciones (2.32).

$$A_t = \frac{0.0018 * 420}{f_s} * A_g = \frac{0.0018 * 420}{500} * 1.2 * 0.15 = 0.000272 \text{ m}^2 = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.0014 * A_g = 0.0014 * 1.2 * 0.15 = 0.000252 \text{ m}^2 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo del número de barras.

$$N^{\circ}Barras = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_{s \text{ Ø8}}} = \frac{272}{50} = 5.04 \approx 6 \text{ barras}$$

Determinación de una separación constructiva.

$$s = \frac{a}{N^{\circ}Barras - 1} = \frac{120}{6 - 1} = 24 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Para cumplir la cantidad de acero en la pieza se optará por colocar: 6 Ø8 c/20

3.6.5.2.4. Análisis a corte

Para verificar el corte no se toma en cuenta acero, la resistencia a cortante del hormigón deberá ser mayor a las solicitaciones. El factor de reducción de resistencia se toma $\theta = 0.75$.

3.6.5.2.4.1. Tramo 1

El cortante mayorado de la pieza es de 60.7 kN.

Para determinar el cortante absorbido por el hormigón se usará la ecuación (2.41).

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * b_w * d = 156724 \text{ N} = 156.7 \text{ kN}$$

Verificación con la ecuación (2.40), sin tomar en cuenta la resistencia a corte del acero.

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$60.7 \text{ kN} \leq 117.5 \text{ kN} \text{ Cumple}$$

3.6.5.2.4.2. Tramo 2

El cortante mayorado de la pieza es de 60.5 kN

Para determinar el cortante absorbido por el hormigón se usará la ecuación (2.41).

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * b_w * d = 159473 \text{ N} = 159.5 \text{ kN}$$

Verificación con la ecuación (2.40), sin tomar en cuenta la resistencia a corte del acero.

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$60.5 \text{ kN} \leq 119.6 \text{ kN} \text{ Cumple}$$

3.7. Desarrollo de la estrategia para la ejecución de proyecto

3.7.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas brindan una información detallada sobre el ítem o elemento a ejecutar. Este apartado logra su cometido mediante 5 puntos:

- Definición: Es la descripción del ítem
- Materiales: Especifica que materiales se debe usar en el ítem.
- Herramientas y equipos: Especifica que herramientas y equipos se deberá usar.
- Medición: Todo trabajo debe ser cuantificable, por lo tanto, este apartado indica la forma de medición.
- Forma de pago: especifica la forma de pago de cada ítem en base a la forma de medición.

Las especificaciones técnicas del presente proyecto se encuentran definidas en el Anexo 3.

3.7.2. Precios unitarios

Los precios unitarios facilitan el cálculo del presupuesto general del proyecto, ya que esta desglosado de la siguiente manera:

- Materiales: Se establece el material necesario para generar 1 unidad de la medida de medición y con el rendimiento se determina su costo.
- Mano de obra: Determina el costo de la mano de obra en base al rendimiento.
- Equipo, materiales y herramientas: Estos costos están en referencia al rendimiento de cada uno, además que siempre se toma como base el uso de herramientas menores igual al 6% de la mano de obra.
- Gastos generales y administrativos: Es el 10% de materiales, mano de obra y equipos.
- Utilidad: Es el 10% de materiales, mano de obra, equipos y gastos generales.
- Impuestos: Es el impuesto a las transacciones y es el 3.09% de materiales, mano de obra, equipos, gastos generales y utilidades.

Cada ítem tendrá el análisis de su precio unitario, calculado según las características del mismo en el Anexo 5.

3.7.3. Cálculos métricos

Los cálculos métricos se determinarán mediante planillas Excel y se encargan de cuantificar la cantidad de material por cada ítem, estos cálculos métricos se encuentran desglosados en el Anexo 4.

3.7.4. Planteamiento y cronograma

El cronograma de ejecución de la obra se realizará con el programa Microsoft Project, para realizar el cronograma de obra para el proyecto estimado los tiempos para cada actividad, el orden en que se realizan dichas actividades y se obtiene el tiempo estimado de duración del proyecto, dicho análisis se encuentra en el Anexo 6.

3.7.5. Presupuesto

El presupuesto del proyecto se realizará con planillas Excel, y está basado en el análisis de precios unitarios y los volúmenes de obra obtenidos previamente en los cálculos métricos. El presupuesto es el valor total del estimado costo que tendrá el proyecto. Este análisis se encuentra desarrollado en el Anexo 7.

CAPÍTULO IV

CAPÍTULO IV

4. Aporte académico (Análisis, calculo y diseño de las cimentaciones con pilotes)

El presente proyecto desarrolla, como aporte académico, el análisis, cálculo y diseño estructural de cimentaciones profundas mediante pilotes, en respuesta a la necesidad técnica de garantizar la estabilidad y seguridad de la edificación. Los pilotes son elementos de fundación profunda cuya característica distintiva es su elevada relación longitud–sección transversal, lo que les permite transmitir cargas a estratos competentes ubicados a mayor profundidad.

El objetivo fundamental de este sistema de cimentación es transferir las cargas provenientes de la superestructura, atravesando estratos superficiales de baja capacidad portante o alta compresibilidad, hasta alcanzar niveles del terreno que presenten condiciones adecuadas para soportar dichas cargas de manera segura y eficiente.

4.1. Marco conceptual del aporte académico

4.1.1. Clasificación de pilotes

4.1.1.1. Clasificación de pilotes por su material

Los pilotes pueden ser contruidos de diferentes materiales, los más comunes son de: hormigón armado y pretensado, acero, madera y mixtos. En la actualidad se emplean más de hormigón armado por su versatilidad que brinda en obra.

4.1.1.2. Clasificación de pilotes por su método constructivo

Los pilotes pueden clasificarse, según su método de ejecución, en:

- Pilotes excavados u hormigonados in situ: Se ejecutan mediante la perforación previa del terreno hasta alcanzar la profundidad de diseño. Posteriormente, se coloca la armadura de refuerzo y se procede al vaciado del hormigón.
- Pilotes prefabricados hincados: Son elementos estructurales fabricados previamente, usualmente de hormigón armado o pretensado. Su instalación se realiza mediante hincado en el terreno, empleando equipos de percusión (martillos de impacto) o vibración, desplazando el suelo circundante durante su penetración.

4.1.1.3. Clasificación de pilotes por su mecanismo resistente

Los pilotes, según su mecanismo de transferencia de carga, se clasifican en:

- Pilotes de fricción (o flotantes): Se emplean cuando no existe un estrato competente a una profundidad económicamente alcanzable. La carga se transmite principalmente

mediante esfuerzos de fricción lateral desarrollados entre el fuste del pilote y el suelo circundante.

- Pilotes de punta: Se utilizan cuando existe un estrato resistente a una profundidad accesible. El pilote atraviesa las capas superficiales débiles y transmite la mayor parte de la carga directamente a dicho estrato a través de su base, comportándose de manera análoga a un elemento apoyado.
- Pilotes mixtos: Corresponden a la mayoría de los casos reales, en los cuales la carga se transfiere mediante una combinación de fricción lateral y resistencia de punta, en proporciones que dependen de las condiciones del suelo y de la geometría del pilote.

4.1.2. Encepados

Las columnas o muros no se conectan directamente a los pilotes, sino que requieren un elemento de transición denominado encepado, cuya función es distribuir las solicitaciones de la superestructura hacia el grupo de pilotes. El flujo de esfuerzos desde la columna hacia los pilotes se modela mediante el método de bielas y tirantes. En este esquema, el hormigón actúa como biela de compresión, transmitiendo la carga hacia los cabezales de los pilotes. Para un comportamiento mecánico adecuado, se recomienda que el ángulo de inclinación de la biela se encuentre entre 45° y 60° , con un límite inferior de 25° . Por su parte, el acero de refuerzo actúa como tirante, resistiendo las fuerzas de tracción y garantizando el equilibrio interno del sistema.

4.2. Alcance del aporte académico

El aporte académico tendrá como alcance determinar la cantidad y geometría de los pilotes que garanticen la seguridad del proyecto, así como el diseño estructural del encepado para la adecuada transferencia de cargas. El diseño estructural se realizará conforme a la norma NB 1225001, complementariamente, se emplearán como referencia las especificaciones de la Federal Highway Administration (FHWA) en el documento “Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods”, basado en la normativa de la AASHTO LRFD.

4.3. Objetivos

4.3.1. Objetivo general del aporte académico

Realizar el análisis, cálculo y diseño estructural de las cimentaciones profundas mediante pilotes para la Estación Policial Integral (EPI) y el Cuartel de Bomberos del municipio de San Lorenzo, aplicando la norma NB 1225001 para el diseño estructural y metodologías

geotécnicas basadas en las recomendaciones de la FHWA, para garantizar la estabilidad y adecuado desempeño de la cimentación.

4.3.2. Objetivos específicos del aporte académico

- Definir la tipología, disposición y geometría de los pilotes en función de las condiciones geotécnicas del suelo.
- Determinar la capacidad portante última de los pilotes, considerando los mecanismos de resistencia por fricción lateral y resistencia de punta.
- Evaluar el comportamiento del grupo de pilotes, mediante la determinación de la eficiencia grupal, por efectos de interacción entre pilotes y de la falla por bloque.
- Diseñar estructuralmente el encepado mediante el método de bielas y tirantes, conforme a la norma NB 1225001, garantizando una adecuada transferencia y distribución de cargas hacia los pilotes.

4.4. Marco teórico del aporte académico

4.4.1. Capacidad de carga por punta

La capacidad de carga por punta en un pilote es la resistencia que se desarrolla en su extremo inferior (base), la cual depende de las propiedades mecánicas del suelo en la zona de contacto. El escenario óptimo se alcanza cuando la punta se empotra en un estrato competente, permitiendo que el pilote funcione de manera similar a una zapata profunda. En los pilotes, puede disponerse un ensanchamiento en la base, al incrementarse el área de contacto con el terreno, se aumenta significativamente la capacidad de carga por punta en comparación con un pilote de sección constante.

4.4.2. Capacidad de carga por fricción

La capacidad de carga por fricción es la resistencia que se desarrolla en la interfaz entre la superficie del pilote y el suelo circundante. Este mecanismo depende de la adherencia y la fricción a lo largo del fuste, variando según la naturaleza del terreno (granular o cohesivo). En suelos granulares, la fricción depende de la presión lateral del suelo y del ángulo de fricción interna, en suelos cohesivos depende de la cohesión no drenada del suelo.

4.4.3. Métodos de cálculo

El método de cálculo se basa en las especificaciones de la (FHWA). El análisis se basa en comparar la carga última del pilote con las cargas mayoradas. La carga última de un pilote se determina mediante la siguiente ecuación.

$$Q_u = \varphi_B * Q_{BN} + \varphi_S * Q_{SN} \quad (4.1)$$

Donde:

Q_u = Carga ultima del pilote

Q_B = Resistencia base nominal

Q_S = Resistencia lateral nominal

φ_B = Factor de resistencia para la resistencia de la base

φ_S = Factor de resistencia para la resistencia lateral

Los factores de resistencia se extraen de la “FHWA”.

Tabla 4.1 Factores de resistencia

Tipo de suelo	Resistencia lateral	Resistencia de base
Suelo Cohesivo	0.45	0.4
Suelo no cohesivo	0.55	0.5

Fuente: Elaboración propia

4.4.3.1. Cálculo de la capacidad de carga por punta

Los métodos empleados determinan la resistencia base unitaria (q_{BN}), esta se multiplica por el área de la base, obteniendo así la resistencia base nominal (Q_{BN}).

4.4.3.1.1. Suelos cohesivos

En el análisis para suelos cohesivos depende del valor de la cohesión (c_u). Con la siguiente ecuación se determina la resistencia base unitaria (q_{BN}).

$$q_{BN} = N_c^* \cdot c_u \quad (4.2)$$

Donde:

N_c^* = Factor de capacidad portante

c_u = Cohesion del suelo

El Factor (N_c^*), se debe obtener mediante la interpolación de la siguiente tabla.

Tabla 4.2 Factor de capacidad portante

$I_r \approx \frac{E}{3c_u}$	N_c^*
50	6.5
150	8.0
300	9.0

Fuente: Elaboración propia

Donde:

E = Modulo de elasticidad del suelo

Nota: El módulo de elasticidad del suelo se determina mediante la siguiente ecuación.

$$E = m * Pa \quad (4.3)$$

Donde:

m = Factor del suelo

Pa = Presión atmosférica del suelo

Nota: Los valores del factor del suelo varían de 100 a 200 para los suelos sueltos, de 200 a 500 para los suelos medio menudos y de 500 a 100 para los suelos densos.

Para el cálculo de la resistencia base nominal (Q_{BN}) en pilotes circulares se determina con la siguiente ecuación.

$$Q_{BN} = \frac{\pi D_b^2}{4} * q_{BN} \quad (4.4)$$

Donde:

D_b = Diámetro de la base del pilote

q_{BN} = Resistencia base unitaria

4.4.3.1.2. Suelos no cohesivos

El método para determinar la resistencia base unitaria (q_{BN}) en suelos no cohesivos depende de una correlación empírica entre los valores del (N_{60}), la cual es la recomendada por la “FHWA”

$$q_{BN} = 57.5 * N_{60} \quad (4.5)$$

Donde:

N_{60} = Número de golpes corregido

Para el cálculo de la resistencia base nominal (Q_{BN}) se emplea la ecuación (4.4).

4.4.3.2. Cálculo de la capacidad de carga por fricción

Los métodos empleados determinan la resistencia lateral unitaria (q_{SN}), esta se multiplica por el área perimetral en contacto entre el suelo y pilote, obteniendo así la resistencia lateral nominal (Q_{SN}). Por lo general se realiza el cálculo dividiéndolo por capaz de suelo.

4.4.3.2.1. Suelos cohesivos

La resistencia lateral unitaria (q_{SN}), se determina mediante el método “Alfa”, el cual depende de la cohesión y el coeficiente de resistencia lateral (α).

$$q_{SN} = c_u * \alpha \quad (4.6)$$

Donde:

c_u = Cohesion del suelo

α = coeficiente de resistencia lateral

El coeficiente de resistencia lateral se determina mediante la siguiente ecuación.

$$\alpha = 0.3 + \frac{0.18}{\frac{c_u}{pa}} \quad (4.7)$$

Donde:

c_u = Cohesion del suelo

Pa = Presion atmosferica del suelo

Para el cálculo de la resistencia lateral nominal (Q_{SN}) en pilotes circulares se determina con la siguiente ecuación.

$$Q_{SN} = A_p * q_{SN} \quad (4.8)$$

Donde:

A_p = Area perimetral del fuste

Δz = espesor del estrato en estudio

q_{SN} = Resistencia lateral unitaria

4.4.3.2.2. Suelos no cohesivos

La resistencia lateral nominal unitaria (q_{SN}), se determina mediante el método “Beta”, el cual depende del esfuerzo efectivo vertical y el coeficiente de resistencia lateral (β).

$$q_{SN} = \sigma'_v * \beta \quad (4.9)$$

Donde:

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical

β = Coeficiente de resistencia lateral

El coeficiente “Beta” se debe ser calculado mediante la siguiente ecuación.

$$\beta = (1 - \sin \phi') * \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\sin(\phi')} * \tan(\phi') \quad (4.10)$$

Donde:

ϕ' = Angulo de fricción interna del suelo

σ'_p = Esfuerzo de preconsolidación

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical

El esfuerzo de preconsolidación se determina mediante una correlación con el valor de (N_{60}).

$$\sigma'_p = 0.4762 * (N_{60})^m * Pa \quad (4.11)$$

Donde:

Pa = Presión atmosférica del suelo

N_{60} = Número de golpes corregido

m = Coeficiente del tipo de suelo

Nota: El coeficiente “m” será igual a 0.6 en caso de arenas limpias y 0.8 para un limo arenoso.

La resistencia lateral nominal (Q_{SN}) en pilotes circulares se determina con la ecuación (4.8).

4.4.4. Transferencia de carga

La transferencia de carga de un pilote al suelo es un proceso complejo que depende directamente del asentamiento. Este comportamiento se divide en tres etapas principales:

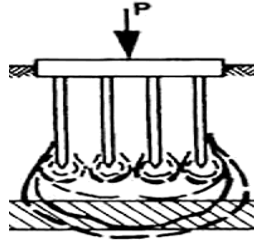
- Fase Elástica: Bajo cargas iniciales, el comportamiento es casi lineal y la resistencia es aportada íntegramente por la fricción en el fuste. La capacidad máxima por fuste se moviliza con asentamientos pequeños, de apenas (0.3-2)% del diámetro.
- Fase Plástica: Al incrementar la carga, el sistema entra en una zona no lineal. La fricción alcanza su valor máximo y comienza a activarse la resistencia por punta.
- Agotamiento Teórico (Punta): La capacidad total es la suma de ambos mecanismos. El agotamiento del sistema ocurre al alcanzar la máxima resistencia por punta, lo que requiere desplazamientos mayores, de entre (3-25)% del diámetro.

4.4.5. Eficiencia de grupo

La capacidad de carga de un pilote individual se compone de la resistencia por punta y por fricción. Sin embargo, al emplear un grupo de pilotes vinculados por un cabezal, se modifica la capacidad por punta debido al solapamiento de bulbos de presiones.

La eficiencia de grupo es la relación entre la capacidad portante real del conjunto y la suma de las capacidades individuales de cada pilote. Esta medida permite cuantificar la pérdida o ganancia de resistencia derivada de la proximidad entre los elementos. Cuando la separación entre pilotes es igual o mayor a 4 veces el diámetro del pilote se puede prescindir de esta reducción, cuando sea menor que 4 veces el diámetro del pilote se emplean métodos empíricos para determinar la eficiencia del grupo.

Figura 4.1 Bulbo de presiones de un grupo de pilotes



Fuente: Geotecnia y cimientos II, Jiménez Salas

Ecuación de Los Ángeles Group Action:

$$\eta_1 = 1 - \frac{D}{\pi * d * n_1 * n_2} * (n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)) \quad (4.12)$$

Donde:

n_1 = Numero de filas

n_2 = Numero de columnas

d = Distancia entre pilotes

D = Diametro del pilote

4.4.6. Modo de falla en bloque

Las zonas de influencia superpuestas en un grupo a apoyarse en los suelos subyacentes, tienden a hacer que los pilotes perforados con el sistema del encepado y el suelo que rodea los pilotes perforados actúen como una unidad única y exhiban un modo de falla tipo bloque. El modo de falla por bloque para grupos de pilotes perforados generalmente solo controlará el diseño de los grupos de pilotes perforados en suelos cohesivos.

$$R_{Block} = f_{max} * (2 * D * (Z + B)) + q_{max} * (Z * B) \quad (4.13)$$

Donde:

f_{max} = Resistencia lateral unitaria de la base

q_{max} = Resistencia unitaria de la base

D = Profundidad del bloque

Z = Longitud del bloque

B = Ancho de bloque

La eficiencia del grupo de pilotes se encuentra definida por la siguiente ecuación.

$$\eta_2 = \frac{R_{Block}}{\sum_{i=1}^n (Q_{BN i} + Q_{SN i})} \quad (4.14)$$

Donde:

R_{Block} = Resistencia del bloque de pilotes

$Q_{BN\ i}$ = Resistencia base nominal de cada pilote

$Q_{SN\ i}$ = Resistencia lateral nominal de cada pilote

n = Numero de pilotes que conforma el grupo

4.4.7. Recomendaciones estructurales y constructivas

La bibliografía propone las siguientes recomendaciones:

- El hormigón empleado en encepados y pilotes debe tener una resistencia mínima de 25 MPa por razones de durabilidad.
- Los pilotes generalmente trabajan en grupo para transmitir la carga al suelo, aunque un pilote aislado puede hacerlo, los criterios de diseño recomiendan emplear al menos dos pilotes para asegurar la integridad de la fundación.
- El canto mínimo del encepado no será menor al diámetro del pilote ni 400 mm.
- La distancia entre el perímetro del pilote y el borde del encepado no deberá ser inferior a 250 mm o al radio del pilote.
- El pilote debe introducirse en el encepado entre 100 mm y 150 mm.

4.4.8. Tipos de encepados

Los encepados se pueden clasificar en dos tipos: rígidos y flexibles.

Los encepados rígidos se caracterizan por tener una altura suficiente en relación con la separación entre pilotes, lo que permite asumir que las deformaciones son despreciables y que la distribución de cargas hacia los pilotes es uniforme. En este caso, el diseño suele basarse en modelos de bielas y tirantes, considerando una transmisión directa de esfuerzos.

Por otro lado, los encepados flexibles presentan menores alturas, lo que implica deformaciones significativas y una distribución de cargas no uniforme entre los pilotes. Su análisis se realiza generalmente mediante teoría de placas o métodos elásticos, considerando la interacción suelo–estructura y la rigidez relativa del sistema.

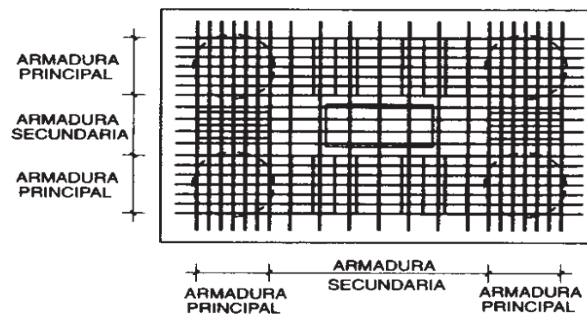
4.4.9. Refuerzo del encepado

En el encepado deben considerar 4 tipos de refuerzos:

- Refuerzo principal: Mediante el método de bielas y tirantes se determina la fuerza de tracción en los tirantes y la cantidad de acero requerida.

- Refuerzo secundario en la cara inferior: Según recomendaciones del libro Cálculo de estructuras de cimentación del ingeniero José Calavera, el armado de los tirantes deja zonas sin armadura, por lo que se debe disponer un refuerzo reticular cuya capacidad mecánica no sea inferior a 1/4 de la correspondiente a los tirantes.
- Refuerzo secundario en la cara superior: El refuerzo en la cara superior debe tener una capacidad mecánica de al menos el 10% de la armadura principal, según el libro “Hormigón Armado” del autor Jiménez Montoya.
- Refuerzo lateral: Se emplea en elementos de gran peralte para controlar la fisuración de las caras y contribuir al confinamiento y sujeción de las armaduras.

Figura 4.2 Disposición de armaduras sobre encepados rígidos



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya.

4.5. Selección del tipo de pilote a emplear en el proyecto

El tipo de pilote a emplear será de hormigón armado, elaborado con una resistencia de 25 MPa, valor mínimo recomendado por la bibliografía. Su método constructivo será mediante hormigonado in situ, requiriendo una excavación previa. El diseño se realizará considerando un pilote que trabaje por fricción y por punta. El pilote tendrá un diámetro de 45 cm, con un ensanchamiento en la base (campana) para incrementar la capacidad de carga por punta, el diámetro de la base será de 100 cm, aumentando significativamente el área de contacto.

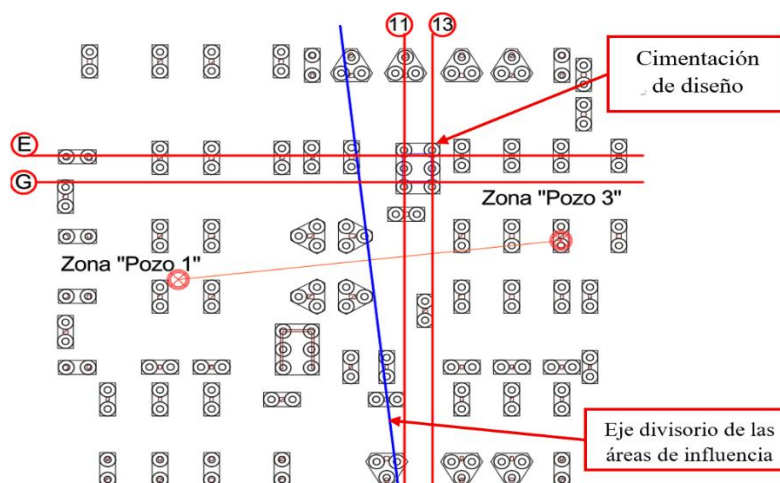
4.6. Memoria de cálculo del aporte académico

El cálculo de la cimentación será elaborado para la cimentación más crítica, este es el caso de la cimentación del cajón de montacargas, el cual se encuentra definido entre los ejes “12”, “13”, “E” y “G”, el proyecto cuenta con un estudio de suelos de 3 pozos, de los cuales se trabajará con 2 (Pozo 1 y Pozo 3), esta decisión se toma verificando que las cimentaciones obtenidas a partir de las características geotécnicas del Pozo 2 no son posibles de construir,

ya que se debería llegar a profundidades extremadamente altas. El cálculo de la cimentación más desfavorable para dicho pozo se encuentra en el Anexo 2.5.

Para el cálculo se optó por tomar áreas de influencia para cada pozo y diseñar según estas áreas las cimentaciones. La cimentación de diseño cae sobre la zona del pozo 3.

Figura 4.3 Ubicación de la cimentación de diseño

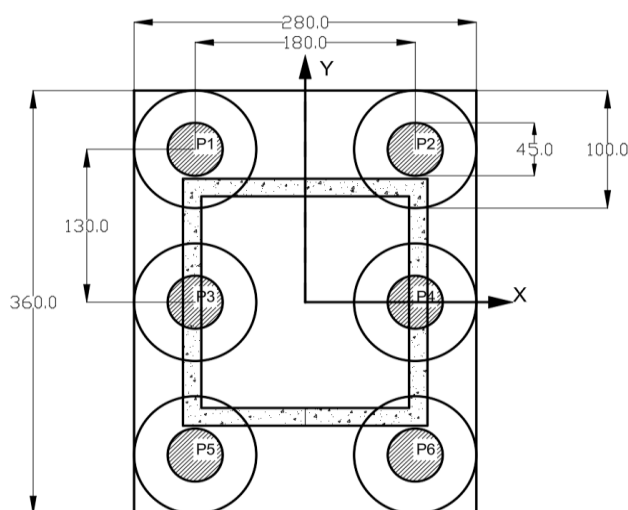


Fuente: Elaboración propia

4.6.1. Solicitaciones de la cimentación

Las solicitaciones que se debe contemplar corresponden a las cargas que llegan de los muros, además de la carga por peso propio del encepado y de los pilotes, estas cargas serán comparadas con la carga ultima de los pilotes determinada con la ecuación (4.1).

Figura 4.4 Geometría del encepado



Fuente: Elaboración propia

Se debe considerar que la carga de peso propio del pilote varía según su longitud, y la longitud a su vez modifica la resistencia lateral nominal, por lo cual se debe realizar un proceso iterativo. El encepado dispuesto para transferir las cargas tiene un espesor de 1 metro.

Las cargas se extraen del programa CYPE CAD y se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.3 Solicitaciones del cajón de ascensor

Naturaleza de las cargas	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Peso propio	695.7	-20	-8.5
Carga muerta	198.1	-9.3	-0.7
Carga viva	192	-13.5	6.9
Viento sentido X+ exc +	-11.1	185.9	-20
Viento sentido X+ exc -	-9	151.1	17.8
Viento sentido X- exc +	9.9	-185.8	19.8
Viento sentido X- exc -	7.8	-151	-18
Viento sentido Y+ exc +	28.2	-16.7	138.1
Viento sentido Y+ exc -	6.1	20.3	98.1
Viento sentido Y- exc +	-25	21.2	-133.1
Viento sentido Y- exc -	-12.8	-15.7	-93.1
Granizo	28.7	0.1	-0.1

Fuente: Elaboración propia

Para realizar el análisis se debe mayorar las cargas por las combinaciones de carga de las ecuaciones: (2.1), (2.2), (2.3), (2.4) y (2.5), se debe notar que las dos primeras combinaciones no interviene el viento, por lo tanto será un solo valor.

Tabla 4.4 Combinaciones de carga de la cimentación

Combinación: U = 1,4 (D + F)				Combinación: U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr ó S ó R)			
Naturaleza de las cargas	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Naturaleza de las cargas	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Permanentes y variables	1200.92	-41.02	-12.88	Permanentes y variables	1394.11	-56.71	-0.05

Combinación: U = 1,2 D + 1,6 (Lr ó S ó R) + (1,0 L ó 0,8 W)				Combinación: U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr ó S ó R)			
Naturaleza de las cargas	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Naturaleza de las cargas	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Viento sentido X+ exc +	1109.6	113.72	-27.2	Viento sentido X+ exc +	1267.81	137.29	-24.19
Viento sentido X+ exc -	1111.28	85.88	3.04	Viento sentido X+ exc -	1269.91	102.49	13.61
Viento sentido X- exc +	1126.4	-183.64	4.64	Viento sentido X- exc +	1288.81	-234.41	15.61
Viento sentido X- exc -	1124.72	-155.8	-25.6	Viento sentido X- exc -	1286.71	-199.61	-22.19
Viento sentido Y+ exc +	1141.04	-48.36	99.28	Viento sentido Y+ exc +	1307.11	-65.31	133.91
Viento sentido Y+ exc -	1123.36	-18.76	67.28	Viento sentido Y+ exc -	1285.01	-28.31	93.91
Viento sentido Y- exc +	1098.48	-18.04	-117.68	Viento sentido Y- exc +	1253.91	-27.41	-137.29
Viento sentido Y- exc -	1108.24	-47.56	-85.68	Viento sentido Y- exc -	1266.11	-64.31	-97.29

Combinación: U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H			
Naturaleza de las cargas	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Viento sentido X+ exc +	868.92	159.53	-28.28
Viento sentido X+ exc -	871.02	124.73	9.52
Viento sentido X- exc +	889.92	-212.17	11.52
Viento sentido X- exc -	887.82	-177.37	-26.28
Viento sentido Y+ exc +	908.22	-43.07	129.82
Viento sentido Y+ exc -	886.12	-6.07	89.82
Viento sentido Y- exc +	855.02	-5.17	-141.38
Viento sentido Y- exc -	867.22	-42.07	-101.38

Fuente: Elaboración propia

4.6.2. Cálculo de la carga absorbida en cada pilote

Al tener momentos actuantes se deben distribuir las solicitaciones en los pilotes, la distribución se realiza con la ecuación de Navier generalizada.

$$P_u = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x * y_i}{\Sigma(y_i^2)} \pm \frac{M_y * x_i}{\Sigma(x_i^2)} \quad (4.15)$$

Donde:

$N =$ Carga axial

$M_x =$ Momento en el eje "x"

$M_y =$ Momento en el eje "y"

$y_i =$ Distancia entre el centro de gravedad y el centro del pilote

$x_i =$ Distancia entre el centro de gravedad y el centro del pilote

Se determina la carga que llega a cada pilote y se debe elegir el más desfavorable, además se verificara que ningún pilote se encuentre trabajando a tracción.

La combinación que arroja una mayor carga de compresión es de la ecuación (2.4), para el viento en sentido "y" negativo con excentricidad positiva.

$$NP_1 = -\frac{N_x}{n} - \frac{M_x * Y}{\Sigma Y_i^2} - \frac{M_y * X}{\Sigma X_i^2} = -262.77 \text{ kN}$$

$$NP_2 = -\frac{N_x}{n} - \frac{M_x * Y}{\Sigma Y_i^2} + \frac{M_y * X}{\Sigma X_i^2} = -256.99 \text{ kN}$$

$$NP_3 = -\frac{N_x}{n} - \frac{M_x * Y}{\Sigma Y_i^2} - \frac{M_y * X}{\Sigma X_i^2} = -217.69 \text{ kN}$$

$$NP_4 = -\frac{N_x}{n} + \frac{M_x * Y}{\Sigma Y_i^2} + \frac{M_y * X}{\Sigma X_i^2} = -211.91 \text{ kN}$$

$$NP_5 = -\frac{N_x}{n} + \frac{M_x * Y}{\Sigma Y_i^2} - \frac{M_y * X}{\Sigma X_i^2} = -172.61 \text{ kN}$$

$$NP_6 = -\frac{N_x}{n} + \frac{M_x * Y}{\Sigma Y_i^2} + \frac{M_y * X}{\Sigma X_i^2} = -166.83 \text{ kN}$$

Demás se debe verificar que no existan tracciones en ningún pilote, para lo cual la combinación de la ecuación (2.5), para el viento en sentido "x" negativo con excentricidad positiva brinda la fuerza mínima de compresión en el pilote 6.

$$NP_6 = -\frac{N_x}{n} + \frac{M_x * Y}{\Sigma Y_i^2} + \frac{M_y * X}{\Sigma X_i^2} = -105.38 \text{ kN}$$

4.6.3. Cálculo de la capacidad de carga por punta

Para la determinación de la capacidad de carga por punta en un pilote, se debe realizar el cálculo según el tipo de suelos en el que se va fundar. Para el presente proyecto se llegará hasta una profundidad de 16.5 metros, siendo este un suelo cohesivo. Este suelo tiene una cohesión de 43 kN/m², se debe hacer notar que un cajón de ascensor requiere tener una profundidad libre por debajo del último nivel, en este caso el fabricante “Orona” exige una profundidad mínima de 1.3 metros, se adoptó una profundidad de 1.5 metros.

4.6.3.1. Cálculo de la resistencia base unitaria

Para determinar la resistencia base unitaria se debe determinar el factor de capacidad, para lo cual se debe calcular el módulo de elasticidad del suelo con la ecuación (4.3) tomando en cuenta que es un suelo suelto.

$$E = m * Pa = 200 * 100 = 20000 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo del factor de capacidad mediante una iteración de la Tabla 4.2 Factor de capacidad portante.

$$\frac{E}{3 * c_u} = \frac{20000}{3 * 43} = 155.04 \rightarrow \text{Iterando } N_c^* = 8.033$$

Cálculo de la resistencia base unitaria con la ecuación (4.2).

$$q_{BN} = N_c^* \cdot c_u = 8.033 * 43 = 345.4 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo de la resistencia base nominal mediante la ecuación (4.4).

$$Q_{BN} = \frac{\pi D_b^2}{4} * q_{BN} = \frac{\pi * 1^2}{4} * 345.4 = 271.31 \text{ kN}$$

4.6.4. Cálculo de la capacidad de carga por fricción del pilote

El cálculo de la capacidad por fricción del pilote se realiza para cada estrato de suelo, ya que cada uno tiene características diferentes.

El proceso iterativo exigió que se llegue a una profundidad de 16.5 metros, teniendo una longitud de fuste igual a 13.5 metros y 0.5 metros adicionales de la campana en la base.

La cimentación de diseño cae sobre el área de influencia del pozo 3, por lo cual se diseñará con sus propiedades geotécnicas.

Cálculo del primer estrato que comprende desde la cota -2.5 a la cota -3.0 metros, este estrato tiene un espesor de 0.5 metros, corresponde a un suelo cohesivo con una cohesión de

19 kN/m², por lo cual se emplea el método “Alfa”. El cálculo inicia con la determinación del coeficiente de resistencia lateral mediante la ecuación (4.7), tomando en cuenta que la presión atmosférica se adoptara igual a 100 kN/m².

$$\alpha = 0.3 + \frac{0.18}{\frac{c_u}{pa}} = 0.3 + \frac{0.18}{\frac{19}{100}} = 1.25$$

Cálculo de la resistencia lateral unitaria con la ecuación (4.6).

$$q_{SN} = c_u * \alpha = 19 * 1.25 = 23.70 \frac{\text{kN}^2}{\text{m}}$$

Cálculo del área perimetral del fuste.

$$A_p = \pi * D_f * \Delta z = \pi * 0.45 * 0.5 = 0.707 \text{ m}^2$$

Cálculo de la resistencia lateral nominal del estrato, con la ecuación (4.8).

$$Q_{SN} = A_p * q_{SN} = 0.707 * 23.7 = 16.75 \text{ kN}$$

Análisis del segundo estrato comprende desde la cota -3.0 a la cota -4.0 metros, teniendo una longitud de 1 m. el tipo de suelo es cohesivo por lo cual se sigue aplicando el método “Alfa”. Cálculo del coeficiente de resistencia lateral mediante la ecuación (4.7).

$$\alpha = 0.3 + \frac{0.18}{\frac{c_u}{pa}} = 0.3 + \frac{0.18}{\frac{4.7}{100}} = 4.13$$

Cálculo de la resistencia lateral unitaria con la ecuación (4.6).

$$q_{SN} = c_u * \alpha = 4.7 * 4.13 = 19.41 \frac{\text{kN}^2}{\text{m}}$$

Cálculo del área perimetral del fuste.

$$A_p = \pi * D_f * \Delta z = \pi * 0.45 * 1 = 1.414 \text{ m}^2$$

Cálculo de la resistencia lateral nominal del estrato, con la ecuación (4.8).

$$Q_{SN} = A_p * q_{SN} = 1.414 * 19.41 = 27.44 \text{ kN}$$

Análisis del tercer estrato comprende desde la cota -4.0 a la cota -5.0 metros, teniendo una longitud de 1 m. el tipo de suelo es cohesivo por lo cual se sigue aplicando el método “Alfa”. Cálculo del coeficiente de resistencia lateral mediante la ecuación (4.7).

$$\alpha = 0.3 + \frac{0.18}{\frac{c_u}{pa}} = 0.3 + \frac{0.18}{\frac{4.3}{100}} = 0.72$$

Cálculo de la resistencia lateral unitaria con la ecuación (4.6).

$$q_{SN} = c_u * \alpha = 43 * 0.72 = 30.90 \frac{\text{kN}^2}{\text{m}}$$

Cálculo del área perimetral del fuste.

$$A_p = \pi * D_f * \Delta z = \pi * 0.45 * 1 = 1.414 \text{ m}^2$$

Cálculo de la resistencia lateral nominal del estrato, con la ecuación (4.8).

$$Q_{SN} = A_p * q_{SN} = 1.414 * 30.9 = 43.68 \text{ kN}$$

Se debe notar que por la carencia de un estudio de suelos a mayor profundidad los siguientes estratos tendrán las mismas características que este, por lo cual la resistencia lateral nominal es la misma para todos los siguientes estratos

La resistencia lateral nominal total corresponde a la **suma de todos los estratos**.

$$\Sigma Q_{SN} = 568.40 \text{ kN}$$

4.6.5. Capacidad última del pilote

Para determinar la capacidad última del pilote se debe reducir por los factores resistencia de la *Tabla 4.1 Factores de resistencia*, como indica la ecuación (4.1).

$$Q_u = \varphi_B * Q_{BN} + \varphi_S * Q_{SN} = 0.4 * 271.31 + 0.45 * 568.40 = 364.39 \text{ kN}$$

Tabla 4.5 Resistencia nominal de los estratos del pilote

Capacidad por fricción							
Cota (m)		Longitud del estrato (m)	Tipo de suelo	Cohesion (kN/m²)	Coef. de resistencia lateral (α)	Resistencia lateral unitaria (kN/m²)	Resistencia lateral nominal (kN)
Inicio	Fin						
-2.5	-3.0	0.5	Limo Arenoso	19	1.25	23.70	16.75
-3.0	-4.0	1.0	Limo Arenoso	4.7	4.13	19.41	27.44
-4.0	-5.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-5.0	-6.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-6.0	-7.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-7.0	-8.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-8.0	-9.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-9.0	-10.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-10.0	-11.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-11.0	-12.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-12.0	-13.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-13.0	-14.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-14.0	-15.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
-15.0	-16.0	1.0	Limo Arenoso	43	0.72	30.90	43.68
ΣQ _{SN} =							568.40
φ _S *ΣQ _{SN} =							255.78
Capacidad por punta							
Profundidad (m)	Tipo de suelo		Cohesion (kN/m²)	I _r = $\frac{E}{(3^*c_u)}$	Factor de capacidad portante (N _c *)	Resistencia base unitaria (kN/m²)	Resistencia base nominal (kN)
-16.0	Limo Arenoso		43	155.04	8.03	345.4	271.31
φ _B *ΣQ _{BN} =							108.52

Capacidad total reducido por efecto de grupo = 340.34 kN

Fuente: Elaboración propia

4.6.6. Efectos de grupo en pilotes

4.6.6.1. Reducción por interacción de grupo

La reducción por interacción de grupo se calculará para una sola línea de pilotes, ya que la distancia entre una línea y otra es de 1.8 metros, equivalente a 4 veces el diámetro, y la bibliografía indica que no existe interferencia entre los pilotes. El cálculo se realiza mediante la ecuación (4.12).

$$\eta_1 = 1 - \frac{D}{\pi * d * n_1 * n_2} * \left(n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1) \right) = 0.923$$

La reducción se realiza a la resistencia base del pilote.

4.6.6.2. Reducción por modo de falla en bloque

La resistencia de un grupo de pilotes no está definida simplemente por la suma de la capacidad de los pilotes que lo conforman, sino también de la resistencia de todo el grupo.

Cálculo de la resistencia del bloque con la ecuación (4.13).

$$R_{Block} = f_{max} * (2 * D * (Z + B)) + q_{max} * (Z * B) = 0.927$$

Cálculo de la eficiencia del grupo de pilotes con la ecuación (4.14).

$$\eta_2 = \frac{R_{Block}}{\sum_{i=1}^n (Q_{BN i} + Q_{SN i})} = 0.931$$

La reducción de resistencia se realiza a la resistencia base y lateral.

4.6.7. Capacidad última del pilote corregido por efecto de grupo

Se debe reducir la resistencia por los efectos de grupo en pilotes y escoger el más desfavorable entre los 2 siguientes casos:

Reducción por interacción de grupo:

$$Q_u = \eta_1 * \varphi_B * Q_{BN} + \varphi_S * Q_{SN} = 0.923 * 0.4 * 271.31 + 0.45 * 568.4$$

$$Q_u = 356.33 \text{ kN}$$

Reducción por modo de falla en bloque:

$$Q_u = \eta_2(\varphi_B * Q_{BN} + \varphi_S * Q_{SN}) = 0.931 * (0.4 * 271.31 + 0.45 * 568.4)$$

$$Q_u = 340.34 \text{ kN}$$

La resistencia ultima de diseño de un pilote es igual a 340.34 kN

4.6.8. Cálculo del peso propio del pilote

Para la verificación de la resistencia geotécnica se debe aumentar la carga por peso propio del pilote con la longitud definida. Para lo cual se debe calcular el volumen del pilote y multiplicar por el peso específico de 25 kN/m³.

Cálculo del volumen del pilote, contemplando el fuste y campana.

$$Vol = \frac{\pi}{4} * D_f * H + \frac{h_1 * \pi}{3} * (D_f^2 + D_b^2 + D_f * D_b) + \frac{\pi}{4} * D_b * h_2 \quad (4.16)$$

Donde:

D_f = *Diametro del fuste*

H = *Longitud del fuste*

h_1 = *Longitud del tronco de la campana del pilote*

h_2 = *Longitud del cilindro de la base de apoyo*

$$Vol = 2.43 \text{ m}^3$$

Cálculo del peso propio del pilote, mayorando un 20 % como corresponde a la ecuación (2.4), combinación de carga más desfavorable.

$$W_{pilote} = 1.2 * \gamma * Vol = 73.02 \text{ kN}$$

4.6.9. Verificación de la resistencia del pilote más cargado.

La resistencia de la cimentación en análisis se realiza verificando el pilote más cargado con la siguiente ecuación.

$$NP_{max} + W_{pilote} \leq \eta_2(\varphi_B * Q_{BN} + \varphi_S * Q_{SN}) \quad (4.17)$$

Donde:

NP_{max} = *Carga axial externa y peso propio del encepado*

W_{pilote} = *Peso propio del pilote*

$\eta_2(\varphi_B * Q_{BN} + \varphi_S * Q_{SN})$ = *Capacidad ultima del pilote corregido*

$$335.79 \text{ kN} \leq 340.34 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

4.6.10. Diseño estructural del encepado

El diseño estructural del encepado será realizado por el método de bielas y tirantes, para idealizar el sistema resistente se determinará una carga de diseño, que se ubique en el centro geométrico del encepado aplicando el método de superposición de carga-momento, lo cual brinda una carga axial pura equivalente.

$$P_{ue} = 6 * \left(\frac{P_u}{6} + \frac{M_{ux}}{4 * s} + \frac{M_{uy}}{2\sqrt{3} * s} \right) \quad (4.18)$$

Donde:

P_u = Carga axial mayorada

M_{ux} = Momento mayorado en el eje "x"

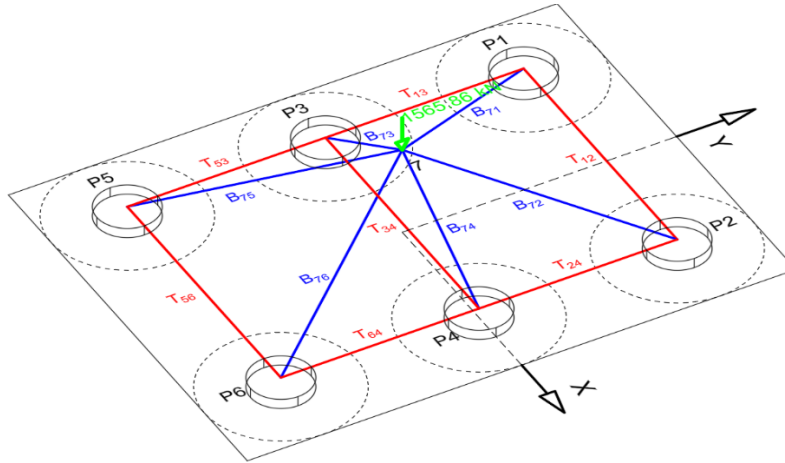
M_{uy} = Momento mayorado en el eje "y"

s = Separación entre pilotes

$$P_{ue} = 1565.86 \text{ kN}$$

En la siguiente figura se muestra la idealización del sistema resistente.

Figura 4.5 Idealización del sistema resistente del encepado



Fuente: Elaboración propia

4.6.10.1. Análisis en bielas y tirantes

Las solicitaciones de las bielas y tirantes se analizarán con el software CYPE 3D,

4.6.10.1.1. Ángulo vertical de las bielas

El ángulo vertical de las bielas "B71", "B72", "B75" y "B76" es el mismo.

$$\alpha_{71v} = \alpha_{72v} = \alpha_{75v} = \alpha_{76v} = 28.26^\circ$$

El ángulo vertical de las bielas "B73" y "B74" es el mismo.

$$\alpha_{73v} = \alpha_{74v} = 43.36^\circ$$

Los ángulos verticales cumplen el mínimo de 25° que exige la normativa.

4.6.10.1.2. Cálculo de los ángulos horizontales

El ángulo horizontal de las bielas "B71", "B72", "B75" y "B76" es el mismo.

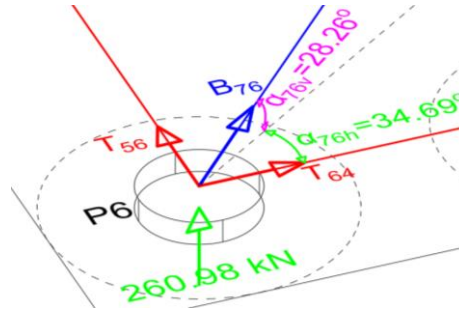
$$\alpha_{71h} = \alpha_{72h} = \alpha_{75h} = \alpha_{76h} = 34.69^\circ$$

El ángulo horizontal de las bielas "B73" y "B74" es igual a 90 grados.

4.6.10.1.3. Cálculo de las fuerzas en bielas y tirantes

Para calcular las solicitaciones en las bielas y los tirantes, se aplicará suma de fuerzas sobre los ejes “X”, “Y” y “Z”, obteniendo 3 ecuaciones para las 3 incógnitas. La solicitación de cada pilote corresponde a la carga axial pura equivalente dividido entre el número de pilotes, en este caso es de $P_{up} = 260.98 \text{ kN}$.

Figura 4.6 Descomposición de fuerzas del pilote "P6"



Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned}\Sigma F_z = 0 & \rightarrow B_{76} = \frac{P_{up}}{\sin(\alpha_{76v})} = -551.2 \text{ kN (C)} \\ \Sigma F_x = 0 & \rightarrow T_{64} = B_{76} * \cos(\alpha_{76v}) * \cos(\alpha_{76h}) = 399.20 \text{ kN (T)} \\ \Sigma F_y = 0 & \rightarrow T_{56} = B_{76} * \cos(\alpha_{76v}) * \cos(90 - \alpha_{76h}) \\ & = 276.32 \text{ kN (T)}\end{aligned}$$

Al ser una estructura simétrica se puede reducir el cálculo ya que las bielas de la esquina serán iguales y los tirantes serán iguales si son paralelos.

$$B_{76} = B_{75} = B_{71} = B_{72} = -551.2 \text{ kN (C)}$$

$$T_{64} = T_{24} = T_{53} = T_{13} = 399.20 \text{ kN (T)}$$

$$T_{56} = T_{12} = T_{34} = 276.32 \text{ kN (T)}$$

Cálculo de las bielas B_{74} y B_{73} .

$$\Sigma F_z = 0 \rightarrow B_{74} = B_{73} = \frac{P_{up}}{\sin(\alpha_{73v})} = -380.11 \text{ kN (C)}$$

4.6.10.2. Cálculo del acero de refuerzo principal en el encepado

Cálculo del refuerzo de los tirantes paralelos al eje “y”. Al tener una misma solicitación de tensión, el refuerzo será el mismo para todos los casos. El coeficiente de reducción de resistencia será de 0.75 según exige la norma NB 1225001 para el método de bielas y tirantes.

$$A_{s13} = A_{s24} = A_{s53} = A_{s64} = \frac{T_{13}}{\phi * f_y} = 10.645 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo de los tirantes paralelos al eje “x”.

$$A_{s56} = A_{s34} = A_{s12} = \frac{T_{34}}{\phi * f_y} = 7.37 \text{ cm}^2$$

Cálculo del número de barras necesarias para los tirantes paralelos al eje “y” y “x”. con barras de 16 milímetros de diámetro.

$$\text{Eje x} \quad N^\circ = \frac{A_{s13}}{A_{\phi 16}} = 5.3 \approx 6 \text{ barras}$$

$$\text{Eje "y"} \quad N^\circ = \frac{A_{s56}}{A_{\phi 16}} = 3.7 \approx 4 \text{ barras}$$

4.6.10.3. Cálculo del acero secundaria inferior en el encepado

Para el cálculo de la armadura secundaria se optará por tomar las recomendaciones del libro “Calculo de estructuras de cimentación” del ingeniero José Calavera, como una cantidad mínima de refuerzo.

4.6.10.3.1. Refuerzo mínimo de acero en el sentido X

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{7.37 + 7.37}{4} = 3.685 \text{ cm}^2$$

Cálculo del número de barras.

$$A_s = \frac{3.685}{1.13} = 3.26 \approx 4 \text{ barras}$$

Separación de las barras.

$$s = \frac{85}{4 - 1} = 28.3 \approx 25 \text{ cm}$$

Distribución constructiva: $5 \text{ } \phi 12 \text{ c}/25 = 5.65 \text{ cm}^2$

4.6.10.3.2. Refuerzo mínimo de acero en el sentido Y

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{10.64 + 10.64}{4} = 5.32 \text{ cm}^2$$

Cálculo del número de barras.

$$A_s = \frac{5.32}{1.13} = 4.7 \approx 5 \text{ barras}$$

Separación de las barras.

$$s = \frac{135}{5 - 1} = 33.75 \approx 30 \text{ cm}$$

La separación es muy baja por lo cual se optará por el refuerzo usado en el eje X, además el refuerzo de se distribuye en los espacios entre los pilotes: $6 \text{ } \phi 12 \text{ c}/30 = 6.78 \text{ cm}^2$

4.6.10.4. Cálculo de la armadura secundaria de la cara superior del encepado

La bibliografía recomienda usar un valor mínimo de 1/10 de la capacidad del refuerzo principal, este valor lleva a refuerzos muy bajos, por lo que se optará por usar un emparrillado similar al usado en la cara inferior.

$$\emptyset 12 \text{ c/30}$$

4.6.10.5. Refuerzo perimetral

Si bien no se establece un valor dado para este tipo de refuerzo se optará por colocar armadura con una separación menor de 30 cm

Si se emplean 4 barras se tiene la siguiente separación:

$$s = \frac{100 - 10 - 5}{4 - 1} = 28.33 \text{ cm}$$

Distribución constructiva: 5 $\emptyset 12$

4.6.11. Verificación estructural de la resistencia del pilote

La verificación de la resistencia del pilote ante cargas axiales se realiza como una columna corta, ya que no está sometida a esfuerzos de flexión.

$$P_r = \varphi * \beta (0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y) \quad (4.19)$$

Donde:

φ = Factor de reduccion de resistencia

β = Factor de reducci3n por el tipo de refuerzo transversal

f'_c = Resistencia caracteristica del hormigon

A_g = Area de la seccion bruta de hormigon

A_s = Area de la seccion de acero

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Nota: El factor de reducci3n de resistencia se optará por 0.65, asumiendo una falla frágil como el caso más desfavorable, el factor de reducci3n por el tipo de refuerzo transversal será igual a 0.8 ya que se diseñó con estribo.

$$P_r = 2155.75 \text{ kN}$$

Comparando la resistencia estructural del pilote con la máxima de 335.79 kN se verifica su capacidad estructural.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5. Conclusiones y recomendaciones del proyecto

5.1. Conclusiones

Tras culminar el proyecto se llegaron a las siguientes conclusiones:

- Se comprobó que la viga de diseño fue controlada por el estado límite de servicio, debido a la magnitud de las deformaciones, lo que implicó el uso de una mayor cuantía de acero respecto a la exigida por el estado límite último.
- Se evidenció que la presencia de un desnivel de 1.1 m entre el primer piso y el auditorio genera incrementos significativos en los esfuerzos de flexión en las columnas, lo que exigió una mayor cuantía de refuerzo en dicha zona para garantizar su adecuada capacidad resistente.
- Se observó la variación en la contribución de la resistencia por fricción y por punta según el tipo de suelo, evidenciando que en suelos granulares predomina la resistencia por punta, lo que resulta favorable para el diseño de cimentaciones profundas.
- Se determinó que, ante la baja capacidad portante del suelo de uno de los pozos, una solución al problema fue desplazamiento del edificio, de modo que las cimentaciones se ubiquen dentro de las áreas de influencia de los pozos con mejores propiedades geotécnicas, permitiendo que estos rijan el diseño y evitando el uso de zonas desfavorables por razones económicas y constructivas.
- Se determinó que el cajón de ascensor, debido a su elevada rigidez, tiende a concentrar una mayor proporción de las cargas horizontales de viento, transfiriendo esfuerzos significativos a la cimentación.
- Se determinó un plazo de ejecución de 267 días calendario a ejecutarse, mediante el diagrama Gantt adjunto en los anexos, con un presupuesto total de 5.155.128,60 Bs.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda asegurar desde un inicio la compatibilidad entre el planteamiento estructural y el diseño arquitectónico, verificando la coherencia geométrica y funcional entre ambos, con el fin de evitar interferencias y modificaciones durante la ejecución, garantizando así una adecuada integración del sistema estructural en el proyecto.

- Considerar en un diseño estructural los aspectos técnicos, en concordancia con los constructivos, tales como procedimientos de ejecución y disponibilidad de materiales, ya que en muchos casos estos condicionan el diseño.
- Se recomienda realizar un estudio de suelos a mayor profundidad, con el fin de verificar que las propiedades geotécnicas no sean menores que las consideradas en el diseño, considerando la variabilidad evidenciada en el sitio.
- Se recomienda que el uso de programas de cálculo estructural esté acompañado de una adecuada comprensión de sus configuraciones, hipótesis de modelación y parámetros por defecto, así como de una verificación independiente de resultados, a fin de evitar interpretaciones erróneas del comportamiento estructural por desconocimiento del programa.