CAPÍTULO I ANTECEDENTES

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. Problema.

1.1.1. Planteamiento.

El problema central en Tarija es que las comunidades desfavorecidas carecen de infraestructuras educativas adecuadas debido al deterioro y precariedad de las aulas existentes. Esta deficiencia impide una educación de calidad, genera desigualdad de oportunidades y limita el desarrollo futuro de los estudiantes, manifestándose en una carencia de ambientes estructurales seguros y funcionales tanto para el área estudiantil como administrativa.

1.1.2. Formulación.

El ámbito educativo es clave para el desarrollo social, pero en la comunidad Carrizal – El Puente la falta de infraestructura adecuada limita la calidad de la enseñanza y las oportunidades de los estudiantes. Surge entonces la pregunta: ¿la construcción de la Unidad Educativa "Andrés Zamora Adett" cubrirá estas necesidades sociales y educativas? Para responder a esta problemática se evaluaron distintas alternativas técnicas:

1. Rehabilitación y reforzamiento de la infraestructura existente, opción limitada por las malas condiciones estructurales detectadas.
2. Construcción parcial de nuevos bloques complementando la infraestructura actual, aunque esta alternativa implicaba discontinuidades funcionales y mayores costos futuros.
3. Construcción total de una nueva Unidad Educativa "Andrés Zamora Adett", con diseño estructural propio, cumpliendo las normativas vigentes (NB 1225001) e incorporando la elaboración de planos estructurales, el presupuesto de obra gruesa y la determinación del plazo de ejecución.

1.1.3. Sistematización.

La construcción de la nueva Unidad Educativa se presenta como la solución más adecuada al problema identificado. Si bien se evaluaron distintas opciones de fundaciones y sistemas estructurales conforme a la arquitectura y la topografía, la alternativa más viable fue la

edificación completa de una nueva infraestructura con un diseño estructural propio, cumpliendo la normativa vigente y garantizando seguridad y funcionalidad para la comunidad.

1.2. Objetivos.

1.2.1. General.

- Realizar el diseño estructural de la "Unidad Educativa "ANDRES ZAMORA ADETT" (Carrizal - El Puente), aplicando la normativa NB 1225001, garantizando la seguridad y el funcionamiento de la estructura.

1.2.2. Específicos.

- Evaluar y analizar el estudio de suelos proporcionado por parte de la alcaldía para determinar la capacidad portante del terreno de fundación de la estructura.
- Identificar cada una de las cargas actuantes dentro de la edificación.
- Diseñar los elementos de cimentación según el tipo de suelo de fundación.
- Verificar los elementos más solicitados en función a la normativa.
- Determinar el costo y plazo de ejecución estimado
- Aplicar el método de análisis matricial para evaluar y comparar el comportamiento estructural de la armadura de escaleras bajo distintas condiciones de apoyo, analizando variaciones en esfuerzos, deformaciones y distribución interna de cargas, con el fin de identificar la configuración estructural más eficiente y segura.

1.3. Justificación.

1.3.1. Académica.

El diseño estructural de una unidad educativa es esencial para asegurar un edificio seguro y funcional.

Este diseño requiere aplicar conocimientos de topografía, estudio de suelos y materiales, y realizar un análisis de cargas detallado. Además de plantear soluciones a problemas de cálculo, es crucial consultar con ingenieros estructurales y arquitectos para garantizar el cumplimiento de las normativas locales y códigos de construcción vigentes.

1.3.2. Técnica.

Se debe seleccionar la alternativa constructiva más viable (óptima en proceso, costos de ejecución, operación y mantenimiento) para la unidad educativa. El proyecto propuesto utilizará la normativa vigente y software especializado para obtener las solicitudes de la infraestructura, realizando luego una verificación manual antes de elaborar los planos estructurales. **Ver planos 1 (Planos arquitectónicos).**

1.3.3. Social.

El proyecto de construcción de la unidad educativa tendrá un impacto social significativo, beneficiando a la comunidad al mejorar la calidad de los ambientes educativos, garantizando un mejor aprendizaje y reduciendo la deserción o el traslado de estudiantes a otras comunidades, lo cual mejorará la calidad de vida y economía local.

1.4. Alcance del proyecto.

1.4.1. General.

El presente proyecto llegara a ser el diseño estructural de la “UNIDAD EDUCATIVA "ANDRES ZAMORA ADETT”, donde se tiene como principal objetivo el de realizar tanto el cálculo como el diseño estructural de la unidad educativa, como así también los cómputos métricos y precios unitarios (únicamente a los que corresponde como el diseño estructural u obra gruesa) y el cronograma de ejecución estimado.

En el diseño no se llegará a considerar el cálculo de:

- Instalaciones hidrosanitarias.
- Instalaciones eléctricas.
- Instalaciones de gas.
- Obra complementaria (Cancha, tinglado y gradería).

1.4.2. Resultados a lograr.

Dentro del desarrollo del diseño estructural de la unidad educativa "ANDRES ZAMORA ADETT”, se realizará lo siguiente:

- Las cargas que actúan en la estructura (cargas, vivas, cargas de viento, carga de sismo).

- Planos estructurales a detalle de cada uno de los elementos estructurales.
- Diseño y calculo estructural de la unidad educativa utilizando la herramienta CYPECAD 2018.
- Diseño de obras complementarias (escalera y rampa de hormigón).
- Especificaciones técnicas, volúmenes de obra, análisis de precios unitarios y presupuesto y plazo de ejecución de la obra.

1.4.3. Aporte académico.

El aporte académico se centra en analizar los resultados obtenidos mediante el análisis matricial aplicado a escaleras con diferentes condiciones de apoyo (simplemente apoyada y empotrada), permitiendo comprender cómo estas variaciones influyen en los esfuerzos y deformaciones de la armadura. Además, se destaca la aplicación de la norma NB 1225001 para asegurar la conformidad con los criterios estructurales vigentes en Bolivia.

1.5. Localización del proyecto

1.5.1. Localización

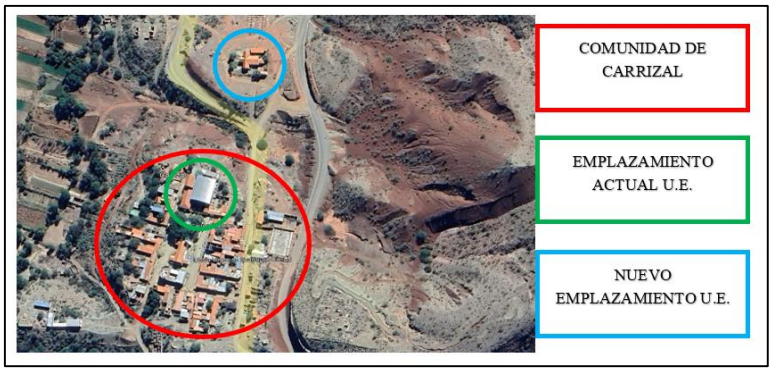
El proyecto se localiza en la comunidad de Carrizal, municipio de El Puente correspondiente a la Segunda sección de la Provincia Méndez del departamento de Tarija.

Tabla 1.1 Coordenadas de emplazamiento del proyecto.

Coordenadas UTM	Este	Norte	Altura (m.s.n.m.)
	267950.00 m	7627763.00 m	2428

Fuente: *Elaboración propia*

Figura 1.1. Imagen Satelital del emplazamiento del proyecto



Fuente: *Imagen Google Earth*

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico consiste en realizar las operaciones necesarias para representar un terreno, identificando su forma, elementos naturales y construcciones, mediante la obtención de datos que permiten elaborar su representación gráfica o curvas de nivel con instrumentos topográficos.

2.2. Estudio de suelos

Dentro del estudio de suelos de un proyecto, se puede distinguir diferentes procedimientos y métodos, entre los que se destacan las pruebas de campo o in situ. Las pruebas de campo adquieren gran importancia en los suelos muy susceptibles a la perturbación y cuando las condiciones del terreno varían en sentido horizontal y vertical. El método de prueba in situ más ampliamente utilizado es el de penetración.

2.2.1. Ensayo de penetración normal estándar S.P.T.

El método consiste en hincar un muestreador en el suelo mediante la caída de una maza de 63,5 kg desde 76 cm, registrando los golpes necesarios para penetrar 30 cm (valor N). Con las muestras obtenidas se realizan ensayos de clasificación y se determina principalmente la capacidad portante del suelo para el diseño de cimentaciones, definiendo la profundidad según criterios técnicos.

2.2.2. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico es un procedimiento esencial en geotecnia e ingeniería de suelos que permite determinar la distribución de tamaños de partículas en una muestra. Su objetivo es conocer las propiedades físicas del suelo y su comportamiento en obras como cimentaciones, carreteras o presas. Este método se aplica tanto a materiales propuestos como a los ya utilizados como agregados, y sus resultados se expresan mediante una curva granulométrica, la cual muestra gráficamente la composición y estructura del suelo según el tamaño de sus partículas.

2.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico es el proceso de crear espacios estéticos, funcionales y tecnológicos para uso social. Este proceso incorpora creatividad, organización, entorno físico, método constructivo y morfología, y se plasma en una representación gráfica a escala mediante planos arquitectónicos (cortes, plantas, cubiertas, fachadas, etc.). En el caso de la Unidad Educativa "Andrés Zamora Adett", el diseño y los planos fueron proporcionados por el Gobierno Autónomo Municipal de El Puente.

2.4. Idealización de las estructuras.

Es el proceso de diseño implica la configuración de un conjunto de componentes para crear un sistema o producto que se ajuste a los requisitos y normas establecidas, y que cumpla con los objetivos deseados.

2.4.1. Sustentación de la cubierta.

El diseño de la estructura de sustentación de la cubierta (compuesta por perfiles conformados en frío y calamina) se basa en un modelo simplificado para analizar su estabilidad y seguridad, verificando que soporte adecuadamente los esfuerzos de flexión, compresión y tracción generados por el peso propio, el viento, el granizo y otras cargas externas.

2.4.2. Sustentación de edificación.

La estructura de sustentación de la edificación es un modelo aporticado (compuesto por columnas y vigas) cuyo diseño busca garantizar la estabilidad y seguridad ante cargas gravitacionales y sísmicas. Para lograrlo, se analiza la interacción viga-columna y la distribución de esfuerzos internos (flexión, compresión, tracción y cortante) generados por las cargas actuantes.

2.4.3. Fundaciones

El propósito de una cimentación es transferir las cargas de la estructura superior y su propio peso al suelo, garantizando la estabilidad y seguridad de la construcción. Además, la cimentación debe:

- Proporcionar un apoyo sólido a la estructura, distribuyendo las cargas de manera uniforme y segura.

- Controlar los asentamientos y movimientos de la estructura, evitando daños a la construcción y a las estructuras adyacentes.
- Mantener la posición vertical de la estructura, resistiendo las fuerzas externas.

Tabla 2.1. Profundidades aproximadas de perforaciones para edificios.

No de Pisos	Profundidad de perforación (m)
1	3,5
2	6
3	10
4	16
5	24

Fuente: *Braja M. Das (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (p. 251)*

Para nuestro proyecto estará presente:

2.4.3.1. Zapatas aisladas

Estas zapatas son responsables de transferir la carga de una columna individual al suelo. Pueden variar en su forma geométrica según las necesidades específicas, siendo ideales para estructuras de hasta cinco plantas o terrenos con una buena capacidad de resistencia

2.4.3.2.Zapatas combinadas

Una zapata combinada es un tipo de cimentación superficial que soporta dos o más columnas o cargas verticales, donde está sometida a esfuerzos de compresión vertical, flexión y cortante debido a la distribución de cargas entre las columnas y posibles momentos de torsión si las cargas no están alineadas simétricamente. En ambas zapatas, las verificaciones incluyen:

- Verificación al hundimiento: Verificar que la zapata no se hunda en el suelo debido a las cargas aplicadas.
- Verificación al deslizamiento: Verificar que la zapata no se deslice horizontalmente debido a las cargas aplicadas.
- Verificación al vuelco: Verificar que la zapata no vuelque o rote debido a las cargas aplicadas.

2.5. Diseño estructural

Un diseño estructural es el proceso de planificación y creación de una estructura, como un edificio, puente, o cualquier otra construcción, para garantizar su estabilidad, seguridad y funcionalidad.

2.5.1. Análisis de cargas

La estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse en una estructura es difícil de estimar durante el su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerar cargas que pueden presentarse con cierta probabilidad razonable de ocurrencia.

2.5.1.1. Combinación de cargas para el hormigón armado

Basándose en la "Norma Boliviana Estructural NB 1225001" establece que:

$$Resistencia\ de\ diseño \geq Resistencia\ requerida \rightarrow \emptyset Rn = Ru \qquad (Ec.2.1)$$

La resistencia requerida debe ser suficiente para resistir la carga máxima combinada de todas las cargas que puedan actuar sobre la estructura, incluyendo cargas permanentes, variables y excepcionales.

Tabla 2.2 Combinaciones de carga

Estructura vacía:	$U = 1{,}4\ (D + F)$
Estructura con sobrecargas:	$U = 1{,}2\ (D + F + T) + 1{,}6\ (L + H) + 0{,}5\ (L_r\ ó\ S\ ó\ R)$
Estructuras de cubierta:	$U = 1{,}2\ D + 1{,}6\ (L_r\ ó\ S\ ó\ R) + (1\ L\ ó\ 0{,}80\ W)$
Acción de viento:	$U = 1{,}2\ D + 1\ W + 1\ L + 0{,}5(L_r\ ó\ S\ ó\ R)$
Acción sísmica:	$U = 1{,}2\ D + 1\ E + 1\ L + 0{,}20\ S$
Acción de viento + empujes de suelo:	$U = 0{,}9\ D + 1\ W + 1{,}6\ H$
Acción sísmica + empujes de suelo:	$U = 0{,}9\ D + 1\ E + 1{,}6\ H$

Fuente: Norma Boliviana 1225001 (Tabla 5.3.1.)

- **Carga muerta.**

La carga muerta también conocida como carga permanente es el peso de los elementos estructurales y no estructurales que forman parte de una edificación o estructura, y que permanecen en su lugar durante toda la vida útil de la estructura.

- **Carga de uso**

Las cargas de uso son cargas adicionales sobre una estructura y que están conformadas por las personas que usan el edificio y lo que deciden colocar en la estructura (muebles, equipos, etc.). **(Ver NB 1225002-1, Tabla 4.1).**

- **Carga dinámica**

Las fuerzas dinámicas provocan movimientos y oscilaciones en la estructura, a diferencia de las cargas estáticas que son constantes y no varían con el tiempo. Estas fuerzas, como el viento o los terremotos, se producen de manera repentina y pueden desaparecer rápidamente. Para determinar la carga del viento, se puede calcular mediante:

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * l \qquad (Ec\ 2.2)$$

Donde:

$q_z =$ Presión dinámica del viento a la altura z.

$K_z =$ Factor de exposición.

$K_{zt} =$ Factor topográfico.

$K_d =$ Factor de direccionalidad del viento

$V =$ Velocidad básica del viento.

$l =$ longitud o ancho tributario.

2.5.2. Estructura de sustentación

2.5.2.1. Cubierta de estructura metálica

2.5.2.1.1. Norma de diseño

El diseño estructural de la cubierta metálica se basa en el 'Reglamento del LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño), que busca garantizar una fiabilidad uniforme en las estructuras de acero bajo diferentes condiciones de carga. El enfoque LRFD se resume en una fórmula que considera la relación entre la carga y la resistencia de la estructura.

2.5.2.1.2. Limitaciones y consideraciones de secciones abiertas conformadas en frío.

Limitación de espesores: El uso de espesores pequeños mejora la eficiencia peso-resistencia, pero incrementa el riesgo de deformaciones durante el transporte y montaje, lo que puede reducir la capacidad resistente del elemento y afectar la seguridad y el desempeño estructural.

Análisis estructural: En el análisis estructural de secciones abiertas conformadas en frío no se permite aplicar el análisis plástico, ni realizar redistribuciones de momentos elásticos en vigas o barras de pórticos. Esto se debe a que las relaciones ancho-espesor de estas secciones y la limitada restricción al giro de sus partes planas impiden la formación de rótulas plásticas, ya que antes de alcanzarlas ocurre el pandeo local del elemento.

Campo de validez: El reglamento define los criterios mínimos para el diseño y construcción de elementos conformados en frío de acero al carbono o baja aleación, estableciendo como límite de aplicación un espesor máximo de 25,4 mm para los procedimientos de dimensionamiento.

2.5.2.1.3. Formas seccionales, consideraciones de diseño

Las formas seccionales de acero conformadas en frío, comercializadas en Tarija (según catálogo Metalco), siguen la nomenclatura de las Normas IRAM-IAS. El reglamento CIRSOC 303 exige que estos aceros cumplan específicamente con las normas IRAM-IAS U 500-206 y U 500-205

Además, establece las siguientes propiedades generales del acero.

a) Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 200000\ MPa$

b) Módulo de elasticidad transversal: $G = 77200\ MPa$

c) Coeficiente de Poisson en periodo elástico: $\mu = 0.30$

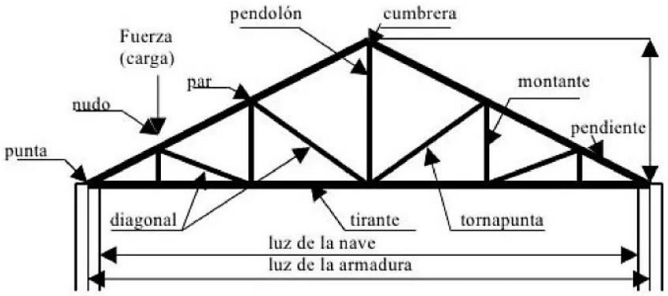
d) Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha_a = 12 * 10^{-6}\ \frac{cm}{cm℃}$

e) Peso específico: $\gamma_a = 77.30\ \frac{kN}{m^3}$

2.5.2.1.4. Elementos estructurales

La estructura se estabiliza mediante un sistema de cerchas formadas por elementos metálicos unidos en nudos, donde cada pieza trabaja a esfuerzos axiales de compresión o tracción.

Figura 2.1. Elementos estructurales de una cercha



Fuente: *Imágenes Google*

2.5.2.1.5. Diseño de elementos.

- **Elementos sometidos a tensión axial.**

Al analizar la carga axial bajo tensión, el método LRFD considera dos límites de resistencia clave para determinar el área de la sección que soportará las cargas. El primer límite busca evitar la deformación excesiva del elemento, asegurando que no supere su punto de fluencia. El segundo límite evalúa el riesgo de fractura del elemento cuando alcanza su máxima resistencia.

$$Tu \leq \emptyset_t * Tn \rightarrow Tu \leq \emptyset_t * fy * Ag \qquad (Ec\ 2.3)$$

Sustituyendo en la ecuación anterior el valor de $\emptyset$ se deduce una ecuación para obtener el área de la sección transversal (área gruesa) del elemento a tensión para soportar el estado límite de tensión por fluencia.

$$Tu \leq 0.9 * fy * Ag \qquad (Ec\ 2.4)$$

De la misma manera para la obtención de la ecuación de diseño límite de ruptura de un elemento a tensión, se deduce a la siguiente ecuación.

$$Tu \leq \emptyset_t * Tn \rightarrow Tu \leq \emptyset_t * fu * Ae \qquad (Ec\ 2.5)$$

$$Tu \leq \emptyset_t * fu * Ae \qquad (Ec\ 2.6)$$

Donde:

Tu = Fuerza solicitante factorizada

Tn = Resistencia nominal

$\emptyset_t$ = Factor de reducción de resistencia

fy = Esfuerzo de fluencia

fu = Esfuerzo ultimo

Ag = Área bruta

Ae = Área efectiva neta

- **Elementos sometidos a compresión axial.**

Los elementos estructurales bajo compresión axial se diseñan según la siguiente ecuación:

$$Cu \leq \emptyset_c * fcr * Ag \qquad (Ec\ 2.7)$$

El esfuerzo critico fcr por pandeo se define bajo las siguientes condicionantes:

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow f_{cr} = \left[0.658^{\frac{fy}{fe}}\right] f_y \qquad (Ec\ 2.8)$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow f_{cr} = 0.877 f_e \qquad (Ec\ 2.9)$

Donde:

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad (Ec\ 2.10)$$

Nota. Los valores de esfuerzo crítico de pandeo (fcr) se calculan utilizando las ecuaciones previamente mencionadas:

$$Cu \leq 0.85 * fcr * Ag \qquad (Ec\ 2.11)$$

Donde:

Cu = Carga ultima solicitante a compresión.

fcr = Esfuerzo critico a compresión.

- **Elementos sometidos a esfuerzos de flexión**

El diseño de elementos sometidos a flexión, que suele basarse en las tablas del AISC y el método LRFD, se fundamenta en una ecuación que se deriva de la siguiente forma:

$$Mu \leq \emptyset_b * Mn \qquad (Ec\ 2.12)$$

Factor de reducción de resistencia "Øb" igual a 0,90 se aplica a elementos sometidos a flexión en el método LRFD, con el fin de garantizar un margen de seguridad en la determinación del momento resistente.

$$Mn = f_y Z_x \qquad (Ec\ 2.13)$$

2.5.3. Estructura de sustentación de la edificación

2.5.3.1. Resistencia del hormigón

La resistencia característica $f´c$ es el valor de diseño para la resistencia a compresión, asociado a un nivel de confianza del 95%, y se denomina resistencia especificada en el proyecto.

2.5.3.2. Resistencia de cálculo

La especificación del valor de $f´c$ en los documentos de construcción debe ajustarse a ciertos criterios, como límites para $f´c$, durabilidad y resistencia estructural.

Tabla 2.3. Resistencia especificada a compresión $f´c$

Aplicación	Hormigón	f'_c Mínimo, MPa	f'_c Máximo, MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35 [1]

Fuente: *NB 1225001 (Tabla 19.2.1.1.)*

Consideraciones en estructuras de hormigón armado:

El módulo de elasticidad referencial para hormigón de peso norma en MPa es de:

$$E_c = 3830 * \sqrt{f'c} \qquad (Ec\ 2.13)$$

Para efectos de esta Guía le resistencia mínima debe ser de 21 MPa, pero se recomienda utilizar 25 MPa.

2.5.3.3. Resistencia de diseño

La resistencia de diseño se obtiene al multiplicar la resistencia nominal $\boldsymbol{Sn}$ por el factor de reducción de resistencia ϕ. El diseño por resistencia se rige por el siguiente principio básico:

$$Resistencia\ de\ diseño\ \geq Resistencia\ requerida \qquad (Ec\ 2.14)$$

2.5.3.4. Factores de reducción de resistencia para elementos de hormigón estructural y conexiones.

Los factores de reducción de resistencia, son coeficientes que se aplican a la resistencia nominal de un elemento o conexión para obtener la resistencia de diseño.**(Ver NB 1225001, Tabla 21.2.1.)**

2.5.3.5. Características y geometría de los aceros

Los aceros utilizados en la construcción poseen características y geometrías específicas que los hacen adecuados para diversas aplicaciones estructurales. Algunas de las características clave incluyen:

- **Resistencia:** Los aceros pueden tener diferentes niveles de resistencia a la tracción, compresión y flexión, lo que los hace adecuados para soportar cargas específicas.
- **Ductilidad:** La capacidad del acero para deformarse sin romperse es fundamental en la construcción, ya que permite absorber energía y reducir el riesgo de fallas catastróficas.
- **Soldabilidad:** La capacidad del acero para ser soldado es crucial en la construcción, ya que permite unir elementos estructurales de manera segura y eficiente.

2.5.3.5.1. Módulo de deformación longitudinal

El módulo de elasticidad, E para barras y alambres no pretensados puede tomarse como 200.000 MPa.

2.5.3.5.2. Diámetros de aceros comerciales en Bolivia

Los diámetros comerciales que establece en la NB 1225001, se llega a plasmar en la siguiente tabla:

Tabla 2.4. Diámetros de barras comerciales en Bolivia

DIÁMETRO NOMINAL d_b, mm	DIÁMETRO REAL mm	ÁREA NOMINAL mm^2	MASA NOMINAL, kg/m
4,2	4,2	14,0	0,111
6	6,0	28,0	0,222
8	8,0	50,0	0,395
10	10,0	78,5	0,616
12	12,0	113,0	0,888
16	16,0	201,0	1,578
20	20,0	314,0	2,466
25	25,0	491,0	3,853
32	32,0	804,0	6,313

Fuente: *NB 1225001 (Anexo A-2)*

2.5.3.5.3. Requisitos para recubrimientos especifico de hormigón

El recubrimiento mínimo en función a la NB 1225001 esta especificado en la siguiente tabla:

Tabla 2.5. Recubrimientos mínimos para hormigón armado colocado en obra

	CONDICIÓN	Recubrimiento mínimo, en mm
a)	Hormigón colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él. (NO incluye el espesor de la capa de limpieza)	40
b)	Hormigón expuesto a la intemperie:	
	Barras d_b > 16 mm	30
	Barras $d_b \leq$ 16 mm, alambre MW200 o MD200	25
c)	Hormigón no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
	Losas, muros, viguetas:	
	Barras d_b > 32 mm	25
	Barras $d_b \leq$ 32 mm	20
		pero $\geq d_b$
	Vigas, columnas:	
	Armadura principal.	d_b
		$20 \leq rec \leq 40$
	Estribos abiertos y cerrados.	20
	Zunchos en espirales	30

Fuente: *NB 1225001 (Anexo A-2)*

2.5.3.5.4. Armaduras en vigas y columnas.

a) En vigas, la armadura de compresión debe estar confinada con estribos que cumplan con los límites de tamaño del agregado y espaciamiento. Estos estribos deben colocarse en toda la longitud donde se necesite armadura de compresión. En elementos de pórticos sometidos a flexión o torsión, se requieren estribos cerrados o zunchos alrededor de la armadura de flexión para proporcionar confinamiento adecuado.

Límites para el espaciamiento de la armadura

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

$$S_{l,min}\begin{cases}\geq d_b \\ \geq 25\ mm \\ \geq \frac{4}{3}\,del\ tamaño\ maximo\ del\ agregado\ grueso\end{cases} \qquad (Ec\ 2.15)$$

b) Columnas.

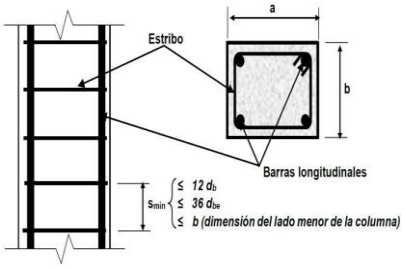
Estribos: Todas las barras, excepto las pretensadas, deben estar confinadas por estribos transversales cerrados. El diámetro de estos estribos debe ser al menos 6 mm o un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales sometidas a compresión.

$$d_{be}\begin{cases}\geq 6\ mm \\ \geq 0.25\ d_b\end{cases} \qquad (Ec\ 2.16)$$

El espaciamiento vertical de los estribos debe cumplir con:

$$S_{l,min}\begin{cases}\leq 12\ d_b \\ \leq 36\ d_{be} \\ \leq b\ dimension\ del\ lado\ menor\ de\ la\ columna\end{cases} \qquad (Ec\ 2.17)$$

Figura 2.2. Separación vertical de los estribos



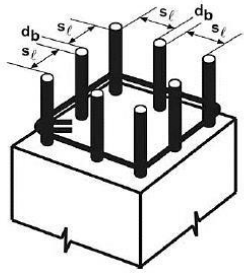
Fuente: *NB 1225001 (Figura 7.10.5.2)*

Barras longitudinales

En elementos a compresión armados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales debe cumplir con:

$$d_{be}\begin{cases}\geq 1.5\ d_b\\ \geq 40\ mm\\ \geq \frac{4}{3} del\ tamaño\ maximo\ del\ agregado\ grueso\end{cases} \qquad (Ec\ 2.18)$$

Figura 2.3. Separación de armadura en columnas



Fuente: *NB 1225001 (Figura 7.6.3)*

2.5.3.5.5. Disposición general del refuerzo, en función a la NB 1225001

Requisitos para la separacion de estribos en vigas.

- $s_1 \leq 0.25\ d$
- $s_1 \leq 6\ d'_b (barra\ a\ flexion\ de\ menor\ diametro)$ $(Ec\ 2.19)$
- $s_1 \leq 15\ cm$
- $s_2 \leq 0.50\ d$
- $s_2 \leq 20\ cm$ $(Ec\ 2.20)$

Requisitos para el diametro de estribos en vigas.

- Para $12\ mm \leq d'_b \leq 16\ mm$, entonces $d_1 \geq 6\ mm$ $(Ec\ 2.21)$
- Para $d'_b \geq 20\ mm$, entonces $d_1 \geq 8\ mm$
- Para $d'_b \geq 10\ mm$, entonces $d_2 \geq 6mm$ $(Ec\ 2.22)$

Requisitos para el refuerzo longitudinal columnas.

- Diámetro mínimo de la barra: $d_b \geq 12\ mm$ $(Ec\ 2.23)$
- Acero longitudinal mínimo: $As_{min} \geq 0.01\ A_g$ $(Ec\ 2.24)$
- Acero longitudinal máximo: $As_{min} \geq 0.06\ A_g$ $(Ec\ 2.25)$

Requisitos para diámetros de estribos en columnas.

- Para $12\ mm \leq d_b \leq 16\ mm$, entonces $d_s \geq 6\ mm$. $(Ec\ 2.26)$
- Para $d_b > 16\ mm$, entonces $d_s \geq 8\ mm$. $(Ec\ 2.27)$

Requisitos para separación de estribos en columnas:

En la longitud confinada:

- $s_o \leq C_1/4$
- $s_o \leq C_2/4$
- $s_o \leq 6d_b\ (barra\ de\ menor\ diametro)$ $(Ec\ 2.28)$
- $s_o \leq 15\ cm$

En el tramo:

- $s \leq 6d_b(barra\ de\ menor\ diametro)$
- $s \leq 15\ cm$ $(Ec\ 2.29)$

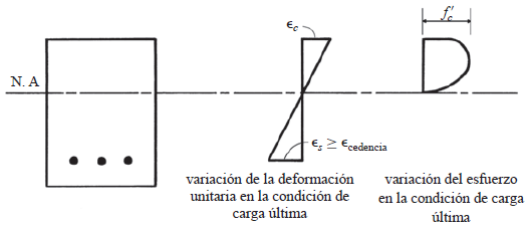
Longitud de confinamiento:

- $l_o \geq l_n/6$
- $l_o \geq C_1$ $(Ec\ 2.30)$
- $l_o \geq C_2$

2.5.3.6.Diseño de vigas.

En el diseño de estructuras de hormigón armado, el método de factores de carga y resistencia se enfoca en evaluar la resistencia de la sección en el estado límite de falla.

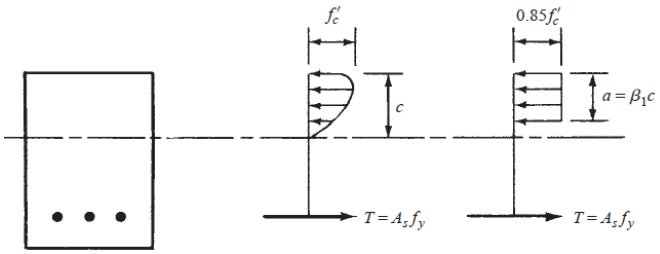
Figura 2.4. Sección transversal de una viga



Fuente: *Análisis por resistencia de Vigas, Jack C.McCormac – Russell H.*

Al reemplazar el bloque de esfuerzos curvo por un bloque rectangular equivalente, se considera una intensidad de 0,85 $f´c$ y una altura $a = \beta 1c$. El área del bloque rectangular debe ser equivalente al área del bloque curvo de esfuerzos, y los centroides de ambos bloques deben coincidir.

Figura 2.5. Forma de distribución de esfuerzos



Fuente: *Análisis por resistencia de Vigas, Jack C. McCormac – Russell H.*

El valor de β_1 se establece en 0,85 para resistencias de concreto de hasta 30 MPa. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se reduce en 0,05 por cada 7 MPa de exceso, pero no puede ser inferior a 0,65.

Para concretos con $f´c > 30\ MPa$: β_1 se puede determinar con la siguiente expresión:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.008(f'_c - 30) \geq 0.65 \qquad (Ec\ 2.31)$$

La resistencia utilizable por flexión de un miembro, $\emptyset M_n$ al menos debe ser igual al momento factorizado calculado, M_u causado por las cargas factorizadas.

$$\emptyset M_n \geq M_u \qquad (Ec\ 2.32)$$

Para la deducción de las expresiones de la viga se aplicará la siguiente figura. Igualando las fuerzas horizontales C y T y despejando a se obtiene:

$$0.85\ f'_c ab = A_s f_y \qquad (Ec\ 2.33)$$

Por otro lado, sabemos que la cuantía del acero es:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \qquad (Ec\ 2.34)$$

Donde:

ρ = Cuantía del acero

A_s = Área de acero de refuerzo

b = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo

Como el acero de refuerzo está limitado a una cantidad tal que lo haga ceder antes de que el concreto alcance se resistencia ultima, el valor del momento nominal Mn se puede escribir como:

$$M_n = T\left(d - \frac{a}{2}\right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (Ec\ 2.35)$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \rho b d f_y \left(d - \left(\frac{\rho d f_y}{1.70 f'_c}\right)\right) \qquad (Ec\ 2.36)$$

$$M_u = \emptyset \rho b d f_y \left(d - \left(\frac{\rho d f_y}{1.70 f'_c}\right)\right) \qquad (Ec\ 2.37)$$

Finalmente se tiene:

$$\rho = \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y}\right)\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\emptyset 0.85\ f'_c b d^2}}\right) \qquad (Ec\ 2.38)$$

La norma NB 1225001 establece que, en secciones de elementos sometidos a flexión que necesitan armadura de tracción, la armadura mínima (As) debe cumplir con un valor mínimo calculado según una fórmula mostrada a continuación:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d \qquad (Ec\ 2.39)$$

Como la norma NB 1225001 Esta en base a la filosofía de diseño americana, (ACI 318 14) en el apartado 9.6.1.2 la armadura mínima también debe cumplir con:

- $As_{min} = \frac{1.40}{f_y} b_w d$ $(Ec\ 2.40)$

- Si A_s colocado en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que el A_s requerido por el análisis, no es necesario cumplir con las dos expresiones anteriores.

Profundidad del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \emptyset * f'_c * b}} \qquad (Ec\ 2.41)$$

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} \qquad (Ec\ 2.42)$$

$\beta_1 = 0.85$ para hormigones que cumplan con $17 \leq f'_c \leq 28$

Determinación de la cantidad de acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad (Ec\ 2.43)$$

Calculo de la armadura que soporta el cortante:

En función a la NB 1225001, La resistencia para el cortante en una dirección en una sección, V_n se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (Ec\ 2.44)$$

Para el cálculo de V_c se determina según la siguiente tabla:

Tabla 2.6. Método detallado para calcular V_c

$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17\,\rho_w \frac{V_u\, d}{M}\right) b_w\, d$	(11-5) (a)
	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17\,\rho_w\right) b_w\, d$	(b)
	$0{,}29\,\lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	(c)

Fuente: *NB 1225001 (Tabla 25.5.5.1)*

Pero V_c no debe considerarse mayor que $0.42\lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$, donde λ es igual a 1 para hormigones de peso normal. En cada sección donde $V_u > \phi V_c$ debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la siguiente ecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad (Ec\ 2.45)$$

Donde ϕ es igual a 0.75 para cortante.

Una vez que cumpla con la condición el cálculo de V_s se realiza de la siguiente manera.

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \qquad (Ec\ 2.46)$$

El espaciamiento de la armadura de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento debe cumplir:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{2}\ en\ elementos\ de\ hormigon\ no\ pretensado \\ 300\ mm \end{cases} \qquad (Ec\ 2.47)$$

2.5.3.7. Diseño de columnas.

Las columnas son elementos estructurales que soportan vigas y losas, transmitiendo las cargas de la estructura hacia la cimentación. En su diseño, se debe considerar la combinación simultánea de carga axial P_u y momento flexionante M_u para garantizar la estabilidad y resistencia adecuadas.

2.5.3.7.1. Límites de cuantías en columnas

La cuantía mínima requiere que se demuestre que la fluencia lenta y retracción del hormigón no produce tensiones excesivas en las armaduras. Caso contrario, el límite mínimo ser de 0,01 Ag si la estructura está sometida a acción sísmica se debe cumplir con:

$$0.01\ A_g \leq A'_s \leq 0.08\ A_g \qquad (Ec\ 2.48)$$

2.5.3.7.2. Armadura mínima para cortante

Se debe colocarse un área mínima de armadura para cortante, $A_{c\,min}$ en todas las regiones donde $V_u \geq 0.5\phi V_c$ cuando se requiere armadura para cortante, debe ser el mayor entre:

a) $\frac{\sqrt{f'_c} * b_w * s}{16 * f_{yt}}$ $(Ec\ 2.49)$

b) $0.34 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$ $(Ec\ 2.50)$

2.5.3.7.3. Armadura longitudinal.

El número mínimo de barras longitudinales debe cumplir con:

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

2.5.3.7.4. Espaciamiento máximo para el cortante

El espaciamiento máximo se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 2.7. Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

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

Fuente: *NB 1225001 (Tabla 10.7.6.5.2.)*

2.5.3.8. Losas reticulares.

2.5.3.8.1. Predimensionamiento.

Espesor de la base de la nervadura:

$$b_{min} \geq 100\ mm \qquad (Ec\ 2.51)$$

Espaciamiento libre entre nervaduras:

$$s \leq 750\ mm \qquad (Ec\ 2.52)$$

Altura de nervadura:

$$h_{nervio} \geq 3.5 * b \qquad (Ec\ 2.53)$$

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

$$hf \geq \begin{cases} 40\ mm \\ \frac{1}{12} * s \end{cases} \qquad (Ec\ 2.54)$$

Cuando se utilicen encofrados, el espesor de la losa de hormigón:

$$hf \geq \begin{cases} 50\ mm \\ \frac{1}{12} * s \end{cases} \quad (Ec\ 2.55)$$

La separación de armadura de retracción y temperatura debe cumplir con:

$$s_{max} \geq \begin{cases} 5 * h \\ 450\ mm \end{cases} \quad (Ec\ 2.56)$$

2.5.3.8.2. Procedimiento de cálculo.

Según la normativa NB 1225001, la armadura mínima requerida para la flexión en losas de dos direcciones debe cumplir con:

Tabla 2.8. Armadura mínima para losas en una dirección no pretensadas

Tipo de armadura	f_y, MPa	$A_{s,min}$
Barras corrugadas	< 420	$0{,}0020\ A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldado	≥ 420	$\frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
		$0{,}0014\ A_g$

Fuente: *NB 1225001 (Tabla 7.6.1.1.)*

Verificaciones. Las losas suelen ser vulnerables a fallas por momentos y punzonamiento cerca de las columnas, por lo que es crucial verificar su capacidad para resistir estas cargas.

2.5.3.8.3. Ábacos.

- **Ábaco para el momento.**

El ábaco para el esfuerzo de momento se hace uso cuando el momento límite que resiste la losa es menor al momento máximo a la que está sometida.

$$M_{lim} \leq M_{max} \quad (Ec\ 2.57)$$

- **Ábaco para punzonamiento**

  Se hace uso cuando el cortante límite es menor al cortante máximo a la que está sometida la losa, es decir:

$$V_{lim} \leq V_{max} \quad (Ec\ 2.58)$$

2.5.4. Estructura completaría.

2.5.4.1.Escaleras

Las escaleras longitudinales son aquellas que se encuentran apoyadas en los extremos y que llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera y perpendicularmente a las escaleras.

Por su tipo de apoyo podría considerase que son:

- Simplemente apoyadas
- Empotradas

2.5.4.1.1. Predimensionamiento de la escalera

Según la bibliografía de Roberto Morales y Chuari Martínez Ángel se puede seguir el siguiente procedimiento, donde el espesor de la losa de la escalera se puede determinar

$$\frac{L}{20} \geq t \geq \frac{L}{25} \qquad (Ec\ 2.58)$$

El espesor equivalente de la escalera se puede calcular mediante:

$$e = \left(\frac{CH}{2} + \frac{t}{\cos\alpha}\right) \qquad (Ec\ 2.59) \qquad \alpha = tan^{-1}\left(\frac{CH}{H}\right) \qquad (Ec\ 2.60)$$

Diseño a flexion.

Se debe realizar el diseño a flexion de tal manera que cumpla:

$$\emptyset Mn \geq Mu \qquad (Ec\ 2.61)$$

Diseño a cortante

Para el diseño a cortante debe cumplir con:

$$\emptyset Vc \geq Vu \qquad (Ec\ 2.62)$$

Armadura

El refuerzo por retracción y temperatura debe cumplir con las disposiciones mínimas requeridas. Además, la distancia entre las barras de refuerzo debe estar dentro de los rangos permitidos según la norma.

2.5.5. Fundaciones.

2.5.5.1. Zapata cuadrada o rectangular aislada.

2.5.5.1.1. Predimensionamiento.

La dimensión de la base de la zapata o la configuración de los pilotes deben calcularse en función de las cargas y momentos máximos que se transfieren al suelo o a los pilotes, garantizando una base sólida y estable.

2.5.5.1.2. Altura mínima de las zapatas.

La altura mínima de las zapatas sobre la armadura inferior es:

- 150 mm para zapatas sobre suelo
- 300 mm para cabezales de pilotes

Distribución de armaduras

En zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata. Para el cálculo del área requerida se emplea:

$$A = \frac{P}{q_{adm}} \qquad (Ec\ 2.63)$$

Donde: $B = L = \sqrt{A}(Para\ zapata\ cuadrada)$

Para el cálculo de excentricidades se tiene que:

$$e_x = \frac{M_y}{P} < \frac{B}{6} \qquad (Ec\ 2.64)$$

Donde la capacidad del suelo es equivalente a:

$$q_{suelo\ max} = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6*ex}{B} + \frac{6*ey}{L}\right) \qquad (Ec\ 2.65)$$

2.5.5.1.3. Procedimiento de diseño.

Cortante por punzonamiento.

La fuerza resultante del punzonamiento en ambas direcciones puede ser determinada mediante:

$$Vu = \frac{qu_{max} - qu_{min}}{2} * [(A) - (b_c + d) * (h_c + d)] \qquad (Ec\ 2.66)$$

Donde el esfuerzo que resiste el hormigón puede estimarse mediante:

$$V_c \geq \begin{cases} \dfrac{\lambda * \sqrt{f'c}}{3} * b_{cp} * d_{\frac{d}{2}} \\ \dfrac{\lambda * \sqrt{f'c}}{12} * \left(2 + \dfrac{\propto * d_{\frac{d}{2}}}{b_{cp}}\right) * b_{cp} * d_{\frac{d}{2}}; \\ \dfrac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * \left(1 + \dfrac{2}{\beta}\right) * b_{cp} * d_{\frac{d}{2}} \end{cases} \qquad \propto_s \begin{cases} 40\ columna\ interior \\ 30\ columna\ de\ borde \\ 20\ columna\ de\ esquina \end{cases} \qquad (Ec\ 2.67)$$

El esfuerzo de corte crítico se calcula mediante:

$$Vu = \frac{qu_{max} - qu_D}{2} * (Lv - d) * B \qquad (Ec\ 2.68)$$

Donde:

Vu = Cortante ultimo

qu_{max} = Presión ultima máxima del suelo

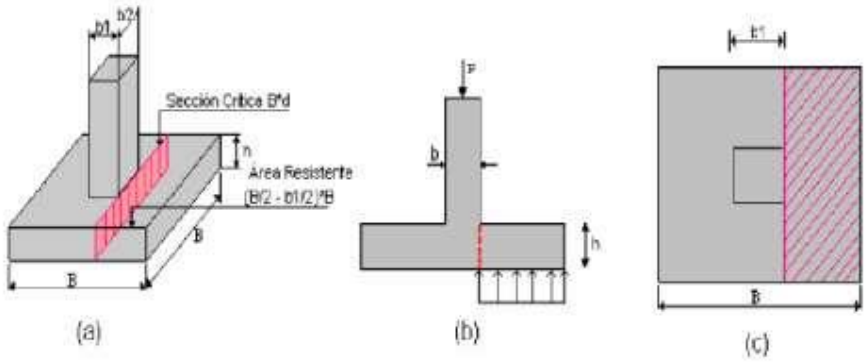
qu_D = Presión última mínima del suelo

Lv = Longitud de la zapata en la dirección analizada

d = Peralte efectivo de la zapata

B = Ancho de la zapata

Figura 2.6. Sección critica para el cálculo del momento en zapata



Fuente: *Diseño y construcción de cimentaciones (Universidad Nacional de Colombia)*

2.5.6. Diseño sismorresistente

El diseño sismorresistente, según la NBDS, establece criterios para que las edificaciones en Bolivia resistan sismos sin colapsar, priorizando la seguridad de la vida humana. La NBDS establece los criterios mínimos para el análisis y diseño sísmico de edificaciones en Bolivia, considerando las características sísmicas propias del país.

2.5.6.1. Parámetros del espectro de diseño

El espectro de diseño se define a partir de parámetros sísmicos y geotécnicos del sitio, los cuales permiten estimar la demanda sísmica que actúa sobre la estructura.

- **Pseudo aceleración sísmica (S_0).** La pseudo aceleración sísmica representa la intensidad del movimiento sísmico esperado en la zona del proyecto y se adopta en función de la zonificación sísmica establecida por la NBDS.
- **Tipo de suelo (S).** El tipo de suelo se determina a partir de estudios geotécnicos y clasifica el terreno según su rigidez, influyendo directamente en la amplificación de las acciones sísmicas.
- **Coeficiente de sitio para periodos cortos (F_a).** El coeficiente F_a ajusta la aceleración sísmica para periodos cortos, considerando la interacción entre el tipo de suelo y la intensidad sísmica del sitio.
- **Coeficiente de sitio para periodos largos (F_v).** El coeficiente F_v modifica la respuesta sísmica para periodos largos, reflejando el comportamiento del suelo ante vibraciones de mayor duración.
- **Factor de importancia (I_e).** El factor de importancia incrementa o reduce las fuerzas sísmicas de diseño según el uso y la relevancia social de la edificación.
- **Factor topográfico (τ).** El factor topográfico considera la influencia de la geometría del terreno en la respuesta sísmica, siendo unitario cuando no existen efectos topográficos significativos.
- **Factor de reducción sísmica y parámetros de deformación.** El factor de reducción sísmica y los parámetros asociados representan la capacidad de ductilidad, disipación de energía y control de derivas del sistema estructural.

- **Categoría de diseño sísmico.** La categoría de diseño sísmico se define en función de los parámetros del sitio y del sistema estructural, estableciendo las exigencias de diseño y detallado.
- **Irregularidades estructurales** Las irregularidades en altura y en planta evalúan la distribución de masa, rigidez y geometría de la estructura, influyendo en el método de análisis y en las demandas sísmicas.

2.6. Estrategia para ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas deben detallar las características de los materiales y procedimientos para ejecutar diferentes tareas relacionadas con un mismo tema. Estas especificaciones deben incluir información sobre:

- **Datos del ítem.** Se consigna el número y código de ítem, nombre de la actividad y unidad de medida.
- **Definición.** Es la descripción particular de la actividad, donde se menciona la función que cumple en la ejecución de la obra y expone las características y otros detalles importantes que el proyectista vea necesario expresar.
- **Materiales herramientas y equipo.** Es la descripción del tipo y características técnicas de los materiales, herramientas y equipo que son necesarios en la ejecución de la actividad.
- **Procedimiento para le ejecución.** Es la descripción detallada del proceso de ejecución de la obra, desde el inicio hasta la conclusión de la actividad.
- **Mención.** Es la descripción de la unidad de medida a ser utilizada en la determinación de una actividad.
- **Forma de pago.** Donde se determina la moneda y la forma de pago para la cancelación por ejecución de la actividad.

2.6.2. Computos metricos.

Los cómputos métricos son las mediciones de longitud, superficies y volúmenes de todas las partes de la obra, para lo que se requiere un conocimiento de fórmulas geométricas y su correcta aplicación.

2.6.3. Precios unitarios

Es crucial calcular el coste por unidad de cada actividad en un presupuesto de construcción. Esto incluye materiales, mano de obra, equipo y otros costos como beneficios sociales, herramientas menores, gastos generales e impuestos.

2.6.4. Presupuesto

El presupuesto de una obra es la estimación detallada de recursos financieros necesarios para un proyecto de construcción. Incluye costos de materiales, mano de obra, equipos, servicios, permisos y otros gastos asociados.

2.6.5. Planeamiento y cronograma

Es fundamental planificar las actividades de manera óptima y elaborar un plan detallado. Asimismo, es necesario contar con un cronograma que sirva como referencia para llevar a cabo el proyecto sin contratiempos y dentro del tiempo establecido.

CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

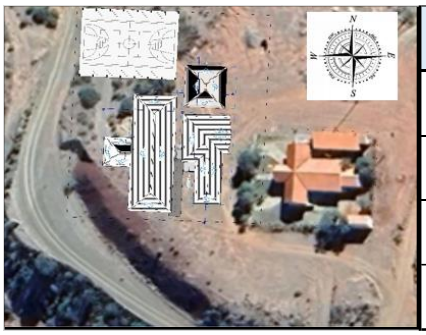
CAPÍTULO III

3.1. Análisis de la topografía

El levantamiento topográfico del proyecto fue realizado por el Gobierno Autónomo Municipal del El Puente, utilizando el equipo topográfico de una estación total, donde se llegaron a obtener los puntos y las curvas de nivel donde se emplaza el proyecto, que se muestra en el anexo (**Anexo 1 Levantamiento Topográfico).**

Asimismo, para el replanteo del proyecto se llevó a cabo la explanación del terreno, garantizando las condiciones adecuadas de nivelación y preparación de la superficie conforme a las especificaciones técnicas establecidas.

Figura 3.1. Croquis y orientación del área de emplazamiento del proyecto



DIRECCIÓN	DESCRIPCIÓN
Este	Centro de salud
Oeste	Vía principal
Norte	Área libre
Sur	Área libre

Fuente: *Elaboración Propia*

3.2. Análisis del estudio de suelos.

El estudio de suelos fue realizado por el Gobierno Autónomo Municipal de "El Puente", donde se indica que se realizó dos pozos de exploración de los cuales los resultados obtenidos a través del ensayo SPT se mostrara a continuación. kg/cm^2

Tabla 3.1. Resultado de estudio de suelos Pozo 1 y 2

Nro Pozo	Profundidad (mts)		Nro de Golpes	Capacidad de Carga Admisible kg/cm^2
P-1	0.00	2.20	7	3.25
P-1	2.20	2.50	15	4.45
P-1	2.50	2.65	22	>5.00
P-1	2.65	2.80	25	>5.00
P-2	0.00	2.20		2.30
P-2	2.20	2.50		3.85

Fuente: *Elaboración Propia adaptada del Anexo 2*

En el estudio de suelo también se obtuvo la clasificación de suelo a diferentes profundidades como se muestra en la siguiente tabla **(Ver Anexo 2-1, Tabla 1).**

Para una superficie hasta los $1000\ m^2$, se tomó en cuenta la cantidad de puntos de estudio

Tabla 3.2. Requerimiento de la cantidad de puntos de exploración por superficie

Superficie a explorar (m2)	Cantidad de puntos de exploración
Hasta 1000	2
De 1001 a 4000	3
De 4001 a 10000	4
Mas de 10000	Según lo indicado por el ing. Geotécnico con un minimo de 5

Fuente: *Exploración de suelos y ensayo DPL - Villanueva Elías*

3.2.1. Validación del estudio de suelos.

La validación del estudio de suelos se realizó utilizando parámetros geotécnicos para calcular la capacidad de carga última mediante la ecuación de Meyerhof.

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \qquad (Ec\ 3.1)$$

A través de diferentes fuentes bibliográficas se llegó a verificar, que la densidad para un material que contiene grava, arena y arcilla (GM-GC), tiene aproximadamente el siguiente valor:

$$\gamma_h = 22.05\ \frac{kN}{m^3}$$

Para el valor de la cohesión no drenada (c_u) y el ángulo de fricción interna ($\emptyset$), se procedió a obtener los valores de la misma manera, que la del peso específico.

$$c_u = 0\ \frac{kN}{m^2}\ \text{ y }\ \emptyset = 28°$$

Los datos para el cálculo de la capacidad última del suelo se muestran a continuación:

$B = L = 2\ m$ (Ancho de la cimentación).

$D_f = 2.20\ m$ (Profundidad de Desplante).

Entonces el esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación es igual a:

$$q = \gamma_h * D_f = 22.05\ \frac{kN}{m^3} *\ 2.20\ m = 48.51 \frac{kN}{m^2}$$

El valor de los factores de capacidad de carga se llega a obtener de la tabla (16.2) – Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das.

Para $\emptyset = 35°$

$$N_c = 25.80 \qquad N_q = 14.72 \qquad N_\gamma = 16.72$$

Los valores de los factores de forma, factores de profundidad y los factores de inclinación se obtiene aplicando las siguientes formulas:

Forma:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c} = 1.57 \qquad F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \tan\emptyset = 1.53 \qquad F_{\gamma s} = 1 - 0.4\,\frac{B}{L} = 0.6$$

Profundidad:

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\emptyset\ (1 - \text{sen}\,\emptyset)^2\, tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.22 \qquad F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c\ \tan\emptyset} = 1.24 \qquad F_{\gamma d} = 1$$

Inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta°}{90°}\right)^2 = 1 \qquad F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta°}{\emptyset}\right)^2 = 1$$

La capacidad última del suelo q_u es de:

$$q_u = 1554.08\ \frac{kN}{m^2}$$

Considerando un factor de seguridad igual a 3 se obtiene

$$q_{adm} = \frac{q_u - q}{3} = 502\ \frac{kN}{m^2} = 5.12\,\frac{kg}{cm^2}$$

Realizando un análisis y comparativa del resultado obtenido se determina que:

$$3.25\,\frac{kg}{cm^2} < 5.12\,\frac{kg}{cm^2}$$

Aplicando el método de Meyerhof y teniendo en cuenta el ensayo SPT se tiene lo siguiente:

Tabla 3.3. Comparativa de capacidad de carga admisible: Método Meyerhof y SPT

CARACTERISTICA	METODO MEYERHOF (ECUACION GENERAL)	ENSAYO SPT (VALOR OBTENIDO EN CAMPO)
RESULTADO ESPECIFICO	La capacidad admisible calculada (q_{adm}) fue de 5.12 kg/cm^2	El valor obtenido en campo (mediante el ensayo SPT) fue de 3.25 kg/cm^2

Fuente: *Elaboración propia*

Para el diseño se adoptará el valor más desfavorable, correspondiente al obtenido mediante el ensayo SPT a 2.20 m de profundidad, con una capacidad admisible de 3.25 kg/cm².

3.3. Análisis de diseño arquitectónico.

La "Unidad educativa Andrés Zamora Adett" es un proyecto del municipio de El Puente, ubicado en la comunidad de Carrizal, con un diseño arquitectónico elaborado por el cuerpo técnico municipal, en un terreno de 921.01 m².

Tabla 3.4. Distribución de ambientes de las estructuras por plantas

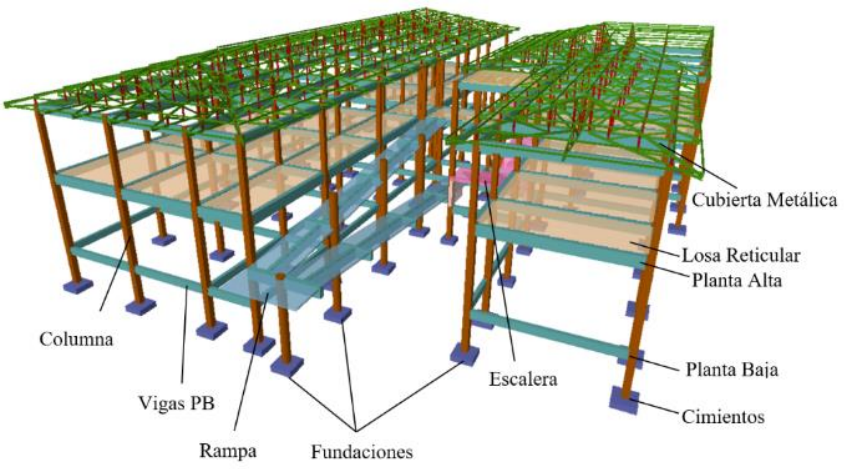
UNIDAD EDUCATIVA ANDRES ZAMORA ADETT	
PLANTA BAJA	**PLANTA ALTA**
BAÑOS	AULAS
PASILLOS	PASILLOS
AULAS	LABORATORIOS
SALAS	DEPOSITOS
HALL DE INGRESO	SALAS
COCINETA	TALLER
DIRECCION	VESTIDOR
	DEPOSITOS

Fuente: *Elaboración propia*

3.4. Planteamiento estructural.

El planteamiento estructural está enfocado al diseño de la estructura de hormigón y de la cubierta metálica.

Figura 3.2. Modelo 3D de la estructura.

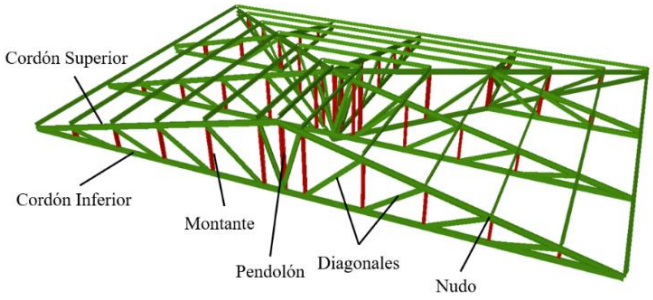


Fuente: *Elaboración propia*

3.4.1. Estructura de cubierta.

La cubierta se diseña con cerchas metálicas de perfiles conformados en frío y calamina ondulada N° 28, con 30% de pendiente, 13,60 m de luz y 1,55 m de separación, considerando cargas propias, sobrecarga y viento conforme a la norma boliviana NB–1225003-1, como se verá en el anexo **(Ver Anexo 3-2, Tabla 11).**

Figura 3.3. Estructura de Cubierta.



Fuente: *Elaboración propia*

3.4.2. Estructura de la edificación.

La edificación tendrá componentes de hormigón armado según norma NB 12250001:

- **Fundaciones.** Zapatas aisladas, zapatas combinadas.
- **Columnas.** Compuestas por columnas rectangulares.
- **Vigas.** Compuestas por vigas peraltadas.
- **Entrepisos.** Compuestas por losas casetonadas con aligerantes de plastoformo.
- **Cercha metálica.** Compuesto por perfiles conformados en frio.

3.5. Análisis, cálculo y diseñó estructural.

3.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta.

Se optimizan los perfiles tipo C de la estructura de la cubierta para mejorar la eficiencia en la transmisión de cargas y la estabilidad global, cuya verificación se realizará en los cálculos posteriores.

Propiedades del acero conformado.

- Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 200\,000\ Mpa$

- Peso específico: $\gamma_a = 7850\ kg/m^3$
- Límite de fluencia: $f_y = 36\ ksi = 248\ Mpa.$

Propiedades de la calamina galvanizada ondulada

- Ancho total: 90 cm
- Ancho efectivo: 83.6 cm
- Altura de onda: 1.8 cm
- Longitud de onda: 7.6 cm
- Cantidad de ondas: 11 $ondas$

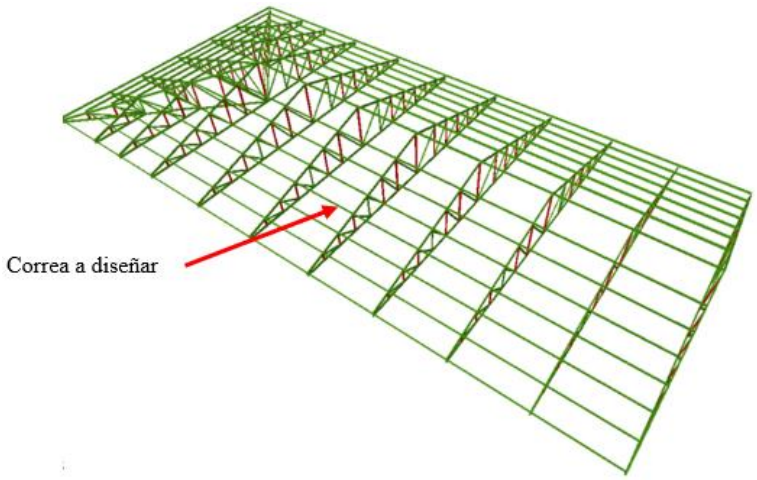
3.5.1.1. Diseño de la cubierta metálica.

3.5.1.1.1. Diseño de la correa

El diseño estructural utiliza correas de perfil C conformadas en frío basado en el manual de METALCO, sometidas a flexión y compresión, dimensionadas según el caso más crítico para garantizar la seguridad.

- Separación entre correas: $s = 0.94\ m$
- Largo de la correa: $L = 3\ m$
- Pendiente de cubierta: $p = 30\ \%$ ($\theta = 16.40°$)

Figura 3.4. Estructura de Cubierta y disposición de las cerchas.



Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 3.5. Esfuerzos de la correa

ESFUERZOS DEL ELEMENTO		
Fuerza a compresión	0.21	kN
Flexion en x (Mxf)	0.72	kN * m
Flexion en y (Myf)	0.22	kN * m

Fuente: *Elaboración propia*

El perfil elegido para el diseño es un perfil tipo $C\ 100x50x15x2$, con las siguientes dimensiones. (**Ver Anexo 3-2, Tabla 12)**

Calculo de la esbeltez

$$\frac{kL}{r} \leq 200 \rightarrow \frac{0.5 * 300}{1.86} = 80.65 \leq 200\ cumple$$

Diseño a compresión

$$P_d = \phi_c * P_n = 0.85 * P_n \quad (Ec\ 3.2) \qquad P_n = A_e * F_n \quad (Ec\ 3.3) \qquad \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (Ec\ 3.4)$$

Donde:

Ae = Área efectiva calculada para la tensión Fn

Fy = Límite de fluencia

Fe = La menor de las tensiones de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

Pandeo elástico flexional.

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} = 1400.87\ Mpa \qquad F_{ey} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2} = 303.51\ Mpa$$

Pandeo torsional.

$$r_o = \sqrt{{r_x}^2 + {r_y}^2 + {x_o}^2} = 0.060\ m$$

$$F_e = \frac{1}{A * {r_o}^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2}\right] = 222376.07\ kN/m^2 = 222.38\ Mpa$$

Pandeo flexo-torsional

La aplicación del pandeo Flexo-torsional es el resultado de combinar los dos anteriores casos (Flexional y Torsional)

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 = 0.54$$

$$F_e = \frac{1}{2 * \beta} * \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t}\right] = 206.07\ Mpa$$

Finalmente se escoge el mínimo de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

- Pandeo elástico flexional: $F_{ey} = 303510.07\ kN/m^2 = 303.51\ Mpa$
- Pandeo torsional: $F_e = 222376.07\ kN/m^2 = 222.38\ Mpa$
- Pandeo flexo-torsional: $F_e = 206066.036\ kN/m^2 = 206.07\ Mpa$

El que menor es: $F_e = 206066.036\ kN/m^2 = 206.07\ Mpa$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{248\,000}{206066.036}} = 1.09$$

Condiciones:

Para $\lambda_c \leq 1.50$ $\quad F_n = \left(0.658^{\lambda_c{}^2}\right) * F_y \quad (Ec\ 3.5)$

Para $\lambda_c > 1.50$ $\quad F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c{}^2}\right) * F_y \quad (Ec\ 3.6)$

Para determinar la tensión de pandeo elástico flexional se utiliza la siguiente ecuación.

$$F_n = \left(0.658^{1.09^2}\right) * 248000 = 150829.35\ kN/m^2 = 150.83\ Mpa$$

Comprobaciones de abolladura en: Alma, ala y labio.

Alma: $k = 4$ $\quad a = b - k * t$ $\quad a = 10 - 4 * 0.20 = 9.20\ cm = 0.092\ m$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{0.092}{0.002}\right) * \sqrt{\frac{150829.35}{200000000}} = 0.66$$

Ala: $k = 4$ $b = b - k * t$ $b = 5 - 4 * 0.20 = 4.20\ cm = 0.042\ m$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{0.042}{0.002}\right) * \sqrt{\frac{150829.35}{200000000}} = 0.30$$

Labio: $k = 0.43$ $c = b - k * t$ $c = 1.50 - 2 * 0.20 = 1.10\ cm = 0.011\ m$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} * \left(\frac{0.011}{0.002}\right) * \sqrt{\frac{150829.35}{200000000}} = 0.24$$

Alma: $\lambda = 0.52$ **Ala:** $\lambda = 0.23$ **labio:** $\lambda = 0.24$

Como $\lambda_{alma}, \lambda_{ala}\ y\ \lambda_{labio} \leq 0.673\ no\ se\ abolla.$

El área efectiva es igual a: $A_e = 4.08\ cm^2 = 0.000408\ m^2$

$$P_n = A_e * F_n = 0.000408\ m^2 * 150829.35\ kN/m^2 = 61.53\ kN$$

$$P_c = \varphi_c * P_n = 0.85 * 61.53 = 52.30\ kN$$

$$n_c = \frac{p_f}{P_c} \leq 1 \rightarrow \frac{0.21}{52.30} = 0.004 \leq 1$$

Diseño a flexión en "X": $Mxf = 0.72\ kN * m$

$$Mn_x = S_y * F_y = 3.26\ kN * m$$

$$\phi * Mn_x = 3.097 kN * m$$

$$nP = \frac{Mx_f}{\phi * Mn_x} = 0.23$$

Diseño a flexión en "Y": $Myf = 0.22\ kN * m$

$$Mn_y = S_y * F_y = 1.11\ kN/m$$

$$\phi * Mn_y = 1.05\ kN/m$$

$$nP = \frac{My_f}{\phi * Mn_y} == 0.21$$

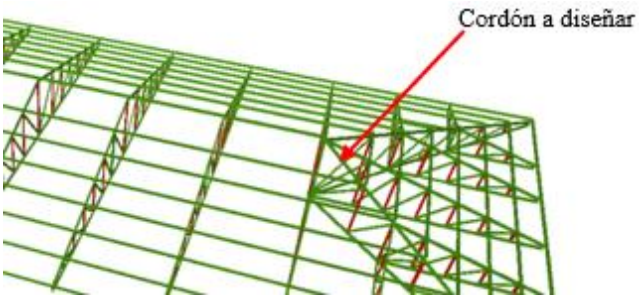
Finalmente se tiene el diseño a flexo – compresión:

$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \frac{M_{xf}}{\phi * Mn_x} + \frac{M_{yf}}{\phi * Mn_y} = 0.45 \leq 1 \; Cumple$$

3.5.1.1.2. Diseño del cordón superior

El diseño de los cordones superiores se realiza con un perfil tipo C conformado en frío C100x50x15x2, considerando una longitud de 1.95 m y una pendiente de cubierta de 22**%** **(**θ = 12.74°).

Figura 3.5. Cordón superior a diseñar.



Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 3.6. Esfuerzos del cordón superior

ESFUERZOS DEL ELEMENTO		
Fuerza a compresión	0.48	kN
Flexion en x (Mxf)	0.21	kN * m
Flexion en y (Myf)	0.01	kN * m

Fuente: *Elaboración propia*

Calculo de la esbeltez

$$\frac{kL}{r} \leq 200 \rightarrow \frac{0.5 * 1.95}{1.86} = 52.42 \leq 200 \; cumple$$

Diseño a compresión

Pandeo elástico flexional.

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} = 3314.012 \; Mpa \qquad F_{ey} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2} = 718.367 \; Mpa$$

Pandeo torsional.

$$r_o = \sqrt{{r_x}^2 + {r_y}^2 + {x_o}^2} = 0.060\ m$$

$$F_e = \frac{1}{A * {r_o}^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right] = 463.23\ Mpa$$

Pandeo flexo-torsional

La aplicación del pandeo Flexo-torsional es el resultado de combinar los dos anteriores casos (Flexional y Torsional). De tal manera que:

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 = 0.54$$

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} = 3322.31\ Mpa$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * {r_o}^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right] = 463.23\ Mpa$$

$$F_e = \frac{1}{2 * \beta} * \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t} \right] = 433.33\ Mpa$$

Finalmente se escoge el mínimo de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

- Pandeo elástico flexional: $F_e = 718367.04\ kN/m^2 = 718.367\ Mpa$
- Pandeo torsional: $F_e = 463231.60\ kN/m^2 = 463.23\ Mpa$
- Pandeo flexo-torsional: $F_e = 433332.64\ kN/m^2 = 433.33\ Mpa$

El que menor es: $F_e = 433332.64\ kN/m^2 = 433.33\ Mpa$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 0.75$$

Para el cálculo de la tensión de pandeo elástico flexional, donde $\lambda_c \leq 1.50$, se determina a continuación con la siguiente ecuación.

$$F_n = \left(0.658^{0.75^2}\right) * 248000 = 195.98\ Mpa$$

Comprobaciones de abolladura en: Alma, ala y labio.

Alma: $k = 4$ $a = b - k * t$ $a = 10 - 4 * 0.20 = 9.20\ cm = 0.092\ m$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.75$$

Ala: $k = 4$ $b = b - k * t$ $b = 5 - 4 * 0.20 = 4.20\ cm = 0.042\ m$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.35$$

Labio: $k = 0.43$ $c = b - k * t$ $c = 1.50 - 2 * 0.20 = 1.10\ cm = 0.011\ m$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.28$$

Alma: $\lambda = 0.75$ **Ala:** $\lambda = 0.35$ **labio:** $\lambda = 0.28$

Corrección por abolladura, (Alma).

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = 0.94 \qquad a_e = a * \rho = 8.65\ cm$$

Ala y labio atiezador, como no se abolla: $\rho = 1$, por lo tanto, el área efectiva es igual a:

$$A_e = A_g - t(a - a_e) = 4.20e^{-4}\ m^2$$

$$P_n = A_e * F_n = 82.31\ kN$$

$$P_d = \phi_c * P_n = 69.96\ kN$$

$$nP = \frac{p_f}{P_d} = 0.0069$$

Diseño a flexión en "X": $Mxf = 0.21\ kN * m$

$$Mn_x = S_y * F_y = 3.43\ kN * m$$

$$\phi * Mn_x = 3.26\ kN * m$$

$$nP = \frac{Mx_f}{\phi * Mn_x} = 0.064$$

Diseño a flexión en "Y": $Myf = 0.01\ kN * m$

$$\phi * Mn_y = 1.07\ kN/m$$

$$nP = \frac{My_f}{\phi * Mn_y} = 0.01$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo – compresión:

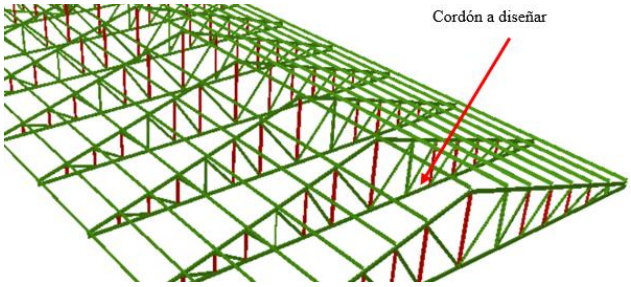
$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \frac{M_{xf}}{\phi * Mn_x} + \frac{M_{yf}}{\phi * Mn_y} = 0.08 \leq 1\ Cumple$$

3.5.1.1.3. Diseño del cordón inferior.

Se usará el perfil C 100x50x15x2. (**Ver Anexo 3-2, Tabla 12)**

Largo del cordón: $L = 0.92\ m$, Pendiente de la cubierta: $p = 30\%$ ($\theta = 16.40°$)

Figura 3.6. Cordón inferior a diseñar.



Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 3.7. Esfuerzos del cordón superior

ESFUERZOS DEL ELEMENTO		
Fuerza a tracción	0.82	kN
Flexion en x (Mxf)	0.26	kN * m
Flexion en y (Myf)	0.03	kN * m

Fuente: *Elaboración propia*

Calculo de la esbeltez

$$\frac{kL}{r} \leq 200 \rightarrow \frac{0.5 * 92}{1.86} = 24.73 \leq 200 \; cumple$$

Diseño a tracción.

$$\phi * T_n = 96.65 \; kN/m^2$$

$$n = \frac{T_f}{\phi * T_n} = 0.0001 \leq 1$$

Diseño a flexión en "X": $Mxf = 0.26 \; kN * m$

$$Mn_x = S_y * F_y = 3.43 \; kN * m$$

$$\phi * Mn_x = 3.26 \; kN * m$$

$$nP = \frac{Mx_f}{\phi * Mn_x} = 0.080$$

Diseño a flexión en "Y": $Myf = 0.03 \; kN * m$

$$\phi * Mn_y = 1.07 \; kN/m$$

$$nP = \frac{My_f}{\phi * Mn_y} = 0.028$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo – compresión:

$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \frac{M_{xf}}{\phi * Mn_x} + \frac{M_{yf}}{\phi * Mn_y} = 0.118 \leq 1 \; Cumple$$

Tabla 3.8. Esfuerzos del cordón superior

ELEMENTO	FUERZA (kN)	AREA DE PERFIL (cm^2)	ESFUERZO A TRACCION (Mpa)	RES. A LA TRACCIÓN MIN. (Mpa) CATÁLOGO	ESF. DE FLUENCIA DEL MATERIAL APLICADO. (Mpa)	ESF. DE FLUENCIA MIN. DEL MATERIAL. (Mpa) CATÁLOGO
Correa	-	4.33	-	310	248	230
Cordon Sup.	97.53	4.33	225.24			
Cordon Inf.	97.53	4.33	225.24			
Diagonal	79.53	4.33	183.67			

Fuente: *Elaboración propia*

3.5.1.2. Diseño de unión soldada.

Diseño de la unión soldada tipo filete.

a) **Para carga longitudinal**

Para $\frac{L}{t} = \frac{50}{2} = 25 < 25\ No\ cumple;\ \phi = 0.55$

$$P_n = \left(1 - \frac{0.01\ L}{t}\right) * t * L * Fu \qquad (Ec\ 3.6)$$

Para $\frac{L}{t} = \frac{50}{2} = 25 \geq 25\ Cumple;\ \phi = 0.50$

$$P_n = 0.75 * t * L * Fu = 27\ kN \qquad \phi * P_n = 13.50\ kN$$

b) Para carga transversal

$$P_n = t * L * Fu = 36\ kN \qquad \phi * P_n = 19.80\ kN$$

Además, esta $\phi * P_n = 13.50\ kN$ debe ser menor a la siguiente expresión.

$$P_n = 0.60 * t_w * L * F_{EXX} \qquad \phi = 0.60 \qquad (Ec\ 3.7)$$

Determinando el valor de t_w

Para nuestro caso $D = w_1 = 4\ mm$

Como $t_w = 0.707 * w_1 = 0.707 * 4 = 2.828\ mm$

Para $F_{EXX} = 413.68\ MPa$ usar un electrodo (E60XX) es un electrodo que brinde una resistencia a la tracción de 60 ksi.

$P_n = 0.60 * 2.828 * 50 * 413.68 = 35.09\ kN \qquad \phi P_n = 0.60 * 35.09 = 21.054\ kN$

$$\phi P_n = 13.50\ kN < 19.80\ kN < 21.054\ kN$$

3.5.1.3. Diseño de placas de apoyo

El diseño se realizará de acuerdo con las normas y estándares establecidos en la especificación ANSI/AISC 360-10 para estructuras de acero.

3.5.1.2.1. Placas de apoyo para la cercha más desfavorable

- **Diseño de placa fija.**

Área requerida:

$R_{U1} = 14.139\ kN$ Reacción ultima en el apoyo

$f'_c = 25000\ kN/m^2$ Reacción ultima en el apoyo a compresión

$\phi_c = 0.6$ Factor de resistencia para compresión

$$A = \frac{R_{U1}}{\phi_c * 0.85 * f'_c} = 11.09\ cm^2 \qquad a = \sqrt{A} = 0.033\ m$$

Por razones constructivas se escogerá una placa de 20x20cm

Espesor de placa requerido:

$\phi_b = 0.6$ Factor de resistencia para flexión

$F_y = 248.211\ MPa$ Resistencia a fluencia de la placa.

$l = 8.1\ cm$ La mayor longitud n o m

$$t = l * \sqrt{\frac{2 * R_u}{A * F_y * \phi_b}} = 6\ mm$$

Por razones de mercado y criterios constructivos, se adoptan placas de 1 cm de espesor.

- **Diseño de placa móvil.**

Área requerida:

$R_{U1} = 10.903\ kN$ Reacción ultima en el apoyo

$f'_c = 25000\ kN/m^2$ Reacción ultima en el apoyo a compresión

$\phi_c = 0.6$ Factor de resistencia para compresión

$$A = \frac{R_{U1}}{\phi_c * 0.85 * f'_c} = 8.551\ cm^2 \qquad a = \sqrt{A} = 0.029\ m$$

Por razones constructivas se escogerá una placa de 20x20cm

Espesor de placa requerido:

$\phi_b = 0.6$ Factor de resistencia para flexión

$F_y = 248.211\ MPa$ Resistencia a fluencia de la placa.

$l = 8.1\ cm$ La mayor longitud n o m

$$t = l * \sqrt{\frac{2 * R_u}{A * F_y * \phi_b}} = 5\ mm$$

Por razones de mercado y constructivas se determina colocar placas de razones de mercado y constructivas se determina colocar placas de 1 cm.

- **Diseño en común para placa fija y móvil.**

  Numero de pernos necesarios. Escogiendo pernos de 12 mm de diámetro A3235MT

- **Numero de pernos que resistan corte.** Resistencia de 1 perno de 12 mm:

$A = \frac{\pi * d^2}{4} = 1.13\ e^{-4}\ m^2$

$Fn = 330\ MPa = 330000\ kN/m^2$ Resistencia nominal de A325

Resistencia ultima de un perno de 12 mm

$$Ru = \phi * A * Fn = 27.97\ kN$$

Números de pernos necesarios

$$Nu = \frac{3.515\ kN}{27.97\ kN} = 0.126$$

- **Numero de pernos que resistan la tracción debido al viento.**

Resistencia de 1 perno de 12 mm:

$Nv = 0.74\ kN$

Resistencia ultima de un perno de 12 mm

$$Ru = \phi * A * Fn = 27.97\ kN$$

Números de pernos necesarios

$$Nu = \frac{0.74\ kN}{27.97\ kN} = 0.03$$

Por razones constructivas se adoptará y se coloca en cada apoyo 4 pernos de 12mm.

3.5.1.2.2. Placas de apoyo para la cercha más desfavorable

$$lb = m * \emptyset^2 = 17 * 1.2^2 = 24.48\ cm$$

Se adoptará una longitud de anclaje de 25 cm.

Longitud de soldadura del perfil a la placa de apoyo:

Propiedades de los materiales a emplear:

$F = 36\ ksi = 248.211\ MPa$ Resistencia mínima a la fluencia del material base.

$Fu = 58\ ksi = 399.896\ MPa$ Resistencia de rotura a la tracción del material base.

$t = 2\ mm$ Espesor de la pieza unida más delgada.

$Fexx = 60\ ksi = 413.685\ MPa$ Resistencia a la tracción del metal de aporte.

$P = 3.515\ kN$ Fuerza máxima que debe soportar la soldadura.

Longitud mínima de soldadura

$$L = \frac{P}{0.375 * Fu * t} = 1.133\ cm$$

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

3.5.2.1. Normativa de diseño

La Norma que se utilizará para realizar el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado del presente proyecto será la norma boliviana NB1225001.

Hormigón:

- Resistencia a la compresión: $f'_c = 25\ MPa$
- Peso específico del hormigón armado: $\gamma_{H°A°} = 2400\ kg/m^3$
- Módulo de poisson: $\mu = 0.20$

- Módulo de elasticidad: $E_c = 3830 * \sqrt{f'_c}$

Acero estructural:

- Límite de fluencia: $f_y = 500\ MPa$
- Módulo de elasticidad: $E = 200000\ MPa$

3.5.2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

- **Predimensionamiento de las vigas.**

Se tiene una longitud de la viga según el plano arquitectónico de: $L = 6.20\ m$.

$$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right) = \left(0.4 + \frac{500}{700}\right) = 1.11$$

- Simplemente apoyada: $\frac{l}{16} = \frac{620}{16} * 1.11 = 43.01 \approx 45\ cm$
- Con un extremo continuo: $\frac{l}{18.5} = \frac{620}{18.5} * 1.11 = 37.2 \approx 40\ cm$
- Ambos extremos continuos: $\frac{l}{21} = \frac{620}{21} * 1.11 = 32.77 \approx 35\ cm$

El ancho de la viga mínimo es de 25 cm, por lo tanto, por lo tanto $h = 50\ cm$ y $b = 25\ cm$. Debido a que se está tomando por cuestiones de seguridad las dimensiones mencionadas anteriormente.

- **Predimensionamiento de columnas.**

De acuerdo con Blanco B. Antonio (2001), Para edificios aporticados integralmente las columnas tiene que contar con un área fluctuante entre 1000 y 2000 $cm^{2,}$ es decir que las columnas sean de por lo menos de 30x30 y 45x45 cm.

- **Predimensionamiento de losas.**
  - **Losas Macizas:**
  - En el diseño de la losa se adopta un factor de mayoración de 1,11 por el tipo de acero empleado, considerando un ambiente de 5,70 x 4,20 m para el dimensionamiento, ver planos arquitectónicos.

    Simplemente apoyada: $\frac{l}{20} = \frac{570}{20} * 1.11 = 31.64 \approx 35\ cm$

Un extremo continuo: $\frac{l}{24} = \frac{570}{24} * 1.11 = 26.36 \approx 30\ cm$

Ambos extremos continuos: $\frac{l}{28} = \frac{570}{28} * 1.11 = 22.59 \approx 25\ cm$

- **Losa en dos direcciones:**

  No se requiere ajustar la altura mínima, ya que se adoptan espesores mínimos para losas con acero de $f_y = 500\ MPa$, considerando las mismas luces que en losas macizas.

  Losas sin ábacos

  Sin vigas de borde: $\frac{l_n}{28} = \frac{570}{28} = 20.36 \approx 25\ cm$

  Con vigas de borde: $\frac{l_n}{31} = \frac{570}{31} = 18.39 \approx 20\ cm$

  Losas con ábacos

  Sin vigas de borde: $\frac{l_n}{31} = \frac{570}{31} = 18.39 \approx 20\ cm$

  Con vigas de borde: $\frac{l_n}{34} = \frac{570}{34} = 16.76 \approx 20\ cm$

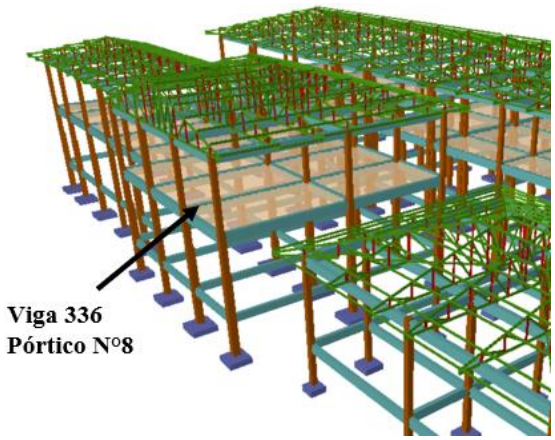
3.5.2.3. Cargas de diseño

Para el análisis de carga de la estructura, es necesario diferenciar entre cargas permanentes y sobrecargas de servicio (como se detalla en las Tablas N°2 y N°3 del Anexo 3-1).

3.5.2.4. Elementos más solicitados

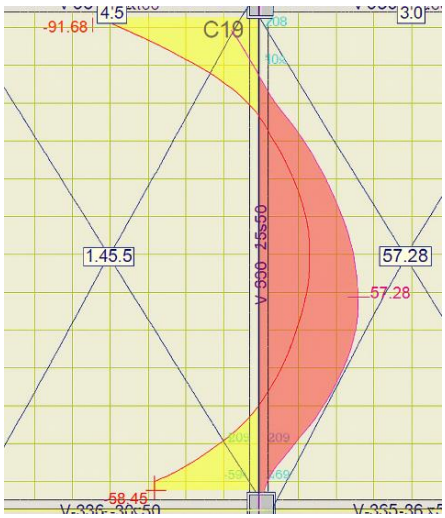
3.5.2.4.1. Diseño estructural de la viga

Figura 3.7. Viga a diseñar elemento más solicitado



Fuente: *Elaboración propia CYPECAD v.2018*

Figura 3.8. Diagrama de momentos debido a la envolvente sísmica



Fuente: *Elaboración propia CYPECAD v.2018 Pórtico 8, viga 336*

Diseño a flexión.

Momentos Negativos (parte superior de la viga)

- Tramo del lado izquierdo $M_u = 58.45\ kN * m$
- Tramo central $M_u = 0\ kN * m$
- Tramo de lado derecho $M_u = 91.68\ kN * m$

Momentos Positivos (parte inferior de la viga)

- Tramo del lado izquierdo $M_u = 3.57\ kN * m$
- Tramo central $M_u = 57.28\ kN * m$
- Tramo de lado derecho $M_u = 21.69\ kN * m$

Datos

Canto de la viga $h = 500\ mm$ Base de la viga $b = 250\ mm$

Recubrimiento mínimo $r_{geo} = 20\ mm$

- Calculo del recubrimiento mecánico

  $\emptyset_{estribo} = 6\ mm$ $\emptyset_{barras} = 12\ mm$

$$r_{mec} = r_{geo} + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{barras}}{2} = 32\ mm$$

- Canto útil de la viga

$$d = h - r_{mec} = 468\ mm$$

Calculo de momentos de diseño para pórticos intermedios

Tramo izquierdo

$M_{u-} = 58.45\ kN * m$ (momento negativo se mantiene)

$M_{u+} = 58.45 * \frac{1}{3} = 19.483\ kN * m$

$M_{u+} = 19.483\ kN * m > 3.57\ kN * m = 19.48\ kN * m$ (momento positivo)

Tramo central

$M_{u+} = 57.28\ kN * m$ (momento positivo se mantiene)

$M_{u-} = 91.68 * \frac{1}{5} = 18.336\ kN * m$

$M_{u+} = 18.336\ kN * m > 0\ kN * m = 18.34\ kN * m$ (momento positivo)

Tramo derecho

$M_{u-} = 91.68\ kN * m$ (momento negativo se mantiene)

$M_{u+} = 91.68 * \frac{1}{3} = 30.56\ kN * m$

$M_{u+} = 30.56\ kN * m > 21.69\ kN * m = 30.56\ kN * m$ (momento positivo)

Calculo a flexión para momentos positivos

$M_{u+izq} = 19.48\ kN * m$ $M_{u+cen} = 57.28\ kN * m$ $M_{u+der} = 30.56\ kN * m$

Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro debido a momentos positivos.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} \quad (Ec\ 3.8) \qquad c = \frac{a}{\beta_1} \quad (Ec\ 3.9)$$

Tramo izquierdo	Tramo central	Tramo derecho
$a = 8.78\ mm$	$a = 26.34\ mm$	$a = 13.86\ mm$
$c = \frac{a}{\beta_1} = 10.33\ mm$	$c = \frac{a}{\beta_1} = 30.99\ mm$	$c = \frac{a}{\beta_1} = 16.31\ mm$

Determinación de la cantidad de acero teórico en la sección

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad (Ec\ 3.10)$$

Tramo izquierdo	Tramo central	Tramo derecho
$A_{st} = 93.37\ mm^2$	$A_{st} = 279.86\ mm^2$	$A_{st} = 147.32\ mm^2$

Determinación del acero mínimo requerido según norma

$$As_{min1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \qquad As_{min2} = \frac{1.4}{f_y} * b * d \qquad As_{min3} = \frac{4}{3} * A_{st}$$

a) **Tramo izquierdo**

$As_{min1} = 285.63\ mm^2$ $\quad$ $\boldsymbol{As_{min2} = 319.90\ mm^2}$ $\quad$ $As_{min3} = 124.49\ mm^2$

b) **Tramo central**

$As_{min1} = 285.63\ mm^2$ $\quad$ $As_{min2} = 319.90\ mm^2$ $\quad$ $\boldsymbol{As_{min3} = 373.15\ mm^2}$

c) **Tramo derecho**

$As_{min1} = 285.63\ mm^2$ $\quad$ $\boldsymbol{As_{min2} = 319.90\ mm^2}$ $\quad$ $As_{min3} = 196.43\ mm^2$

Selección del área de acero provista

Tramo izquierdo	Tramo central	Tramo derecho
$As = 319.90\ mm^2$	$As = 373.15\ mm^2$	$As = 319.90\ mm^2$

Determinación de las barras de acero y del acero real en la viga

Tramo izquierdo	Tramo central	Tramo derecho
$As = 319.90\ mm^2$	$As = 373.15\ mm^2$	$As = 319.90\ mm^2$
$\emptyset_{lon} = 12\ mm$	$\emptyset_{lon} = 12\ mm$	$\emptyset_{lon} = 12\ mm$

$A\emptyset_{lon} = 113.10\ mm^2$ $\emptyset_{lon} = 113.10\ mm^2$ $\emptyset_{lon} = 113.10\ mm^2$

$N° Barra = 3$ $N° Barra = 4$ $N° Barra = 3$

$Asr = 339.30\ mm^2$ $Asr = 452.40\ mm^2$ $Asr = 339.30\ mm^2$

Usar

3Ø12 4Ø12 3Ø12

Calculo a flexión para momentos negativos.

$M_{u+izq} = 58.45\ kN * m$ $M_{u+cen} = 18.34\ kN * m$ $M_{u+der} = 91.68\ kN * m$

Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro debido a momentos positivos.

Tramo izquierdo	**Tramo central**	**Tramo derecho**
$a = 26.89\ mm$	$a = 8.27\ mm$	$a = 42.94\ mm$
$c = \frac{a}{\beta_1} = 31.64\ mm$	$c = \frac{a}{\beta_1} = 9.73\ mm$	$c = \frac{a}{\beta_1} = 50.52\ mm$

Determinación de la cantidad de acero teórico en la sección

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Tramo izquierdo	**Tramo central**	**Tramo derecho**
$A_{st} = 285.75\ mm^2$	$A_{st} = 87.86\ mm^2$	$A_{st} = 456.26\ mm^2$

Determinación del acero mínimo requerido según norma

$As_{min1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y}$ $As_{min2} = \frac{1.4}{f_y} * b * d$ $As_{min3} = \frac{4}{3} * A_{st}$

a) **Tramo izquierdo**

$As_{min1} = 285.63\ mm^2$ $As_{min2} = 319.90\ mm^2$ $\boldsymbol{As_{min3} = 381\ mm^2}$

b) Tramo central

$As_{min1} = 285.63\ mm^2$ $\boldsymbol{As_{min2} = 319.90\ mm^2}$ $As_{min3} = 117.15\ mm^2$

c) Tramo derecho

$As_{min1} = 285.63\ mm^2$ $As_{min2} = 319.90\ mm^2$ $\boldsymbol{As_{min3} = 608.35\ mm^2}$

Selección del área de acero provista

Tramo izquierdo	**Tramo central**	**Tramo derecho**
$As = 381\ mm^2$	$As = 319.90\ mm^2$	$As = 608.35\ mm^2$

Determinación de las barras de acero y del acero real en la viga/

Tramo izquierdo	**Tramo central**	**Tramo derecho**
$As = 381\ mm^2$	$As = 319.90\ mm^2$	$As = 608.35\ mm^2$
$\emptyset_{lon} = 12\ mm$	$\emptyset_{lon} = 12\ mm$	$\emptyset_{lon} = 12\ mm$
$A\emptyset_{lon} = 113.10\ mm^2$	$\emptyset_{lon} = 113.10\ mm^2$	$\emptyset_{lon} = 113.10\ mm^2$
$N° Barra = 4$	$N° Barra = 4$	$N° Barra = 4$
$Asr = 452.40\ mm^2$	$Asr = 452.40\ mm^2$	$Asr = 452.40\ mm^2$
		$\emptyset_{lon} = 16\ mm(Refuerzo)$
		$\emptyset_{lon} = 201.06\ mm^2$
		$N° Barra = 1$
		$Asr = 201.06\ mm^2$
		$Asr_{\boldsymbol{total}} = 653.46mm^2$
Usar		
4∅12	4∅12	4∅12
		1∅16 $(Refuerzo)$

Para cumplir la armadura requerida en el tramo derecho, se adopta 4Ø12 mm más 1Ø16 mm adicional, garantizando el área mínima necesaria.

- Cuantía proporcionada

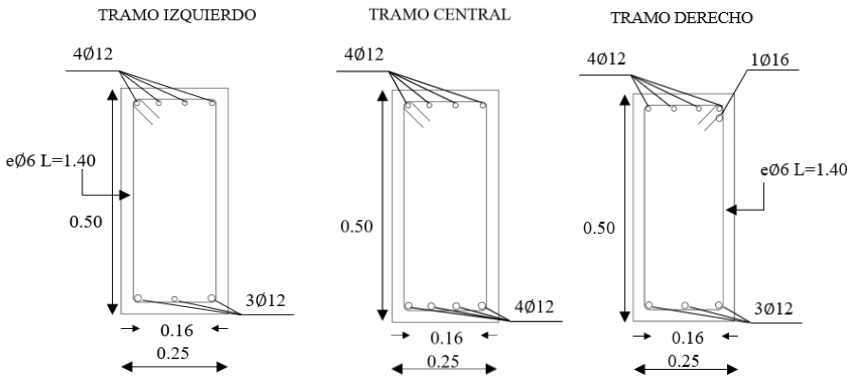
$$\rho = \frac{A_s}{b*d} = 0.00558 \qquad \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.0025 \qquad \rho_b = \frac{\gamma*\beta*f'c}{fy} * \frac{\varepsilon cu}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y} = 0{,}0197$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b = 0.0148$$

Entonces:

$$\boldsymbol{\rho < \rho_{max} \rightarrow 0.00558 < 0.0148} \quad \textbf{Cumple}$$

Figura 3.9. Esquema de armado de viga



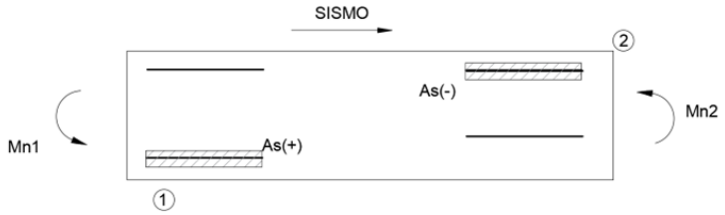
Fuente: *Elaboración propia*

Diseño a cortante

Calculo de los momentos nominales para la situación sísmica 1

Se asume que el sismo va de izquierda a derecha situación sísmica 1

Figura 3.10. Situación sísmica 1



Fuente: *Elaboración propia*

Tramo izquierdo positivo

$$a_1 = \frac{f_y * As}{0.85 * f'_c * b} = 0.03193\ m \qquad M_{n1} = As_{(+)} * f_y * \left(d - \frac{a_1}{2}\right) = 76.69\ kN * m$$

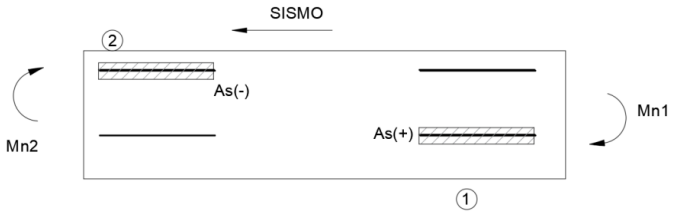
Tramo derecho negativo

$$a_2 = \frac{f_y * As}{0.85 * f'_c * b} = 0.06150\ m \qquad M_{n2} = As_{(-)} * f_y * \left(d - \frac{a_2}{2}\right) = 142.86\ kN * m$$

Calculo de los momentos nominales para la situación sísmica 2

Se asume que el sismo va de derecha a izquierda situación sísmica 2

Figura 3.11. Situación sísmica 2



Fuente: *Elaboración propia*

Tramo derecho positivo

$$a_1 = 0.03193\ m \qquad M_{n1} = 76.69\ kN * m$$

Tramo izquierdo negativo

$$a_2 = 0.04258\ m \qquad M_{n2} = 101.05\ kN * m$$

Cálculo de cortantes máximos por momento nominal (viene del efecto del sismo)

Tramo izquierdo: $V_{n1} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{ln} = \frac{76.69 + 101.05}{6.28} = 28.30\ kN$

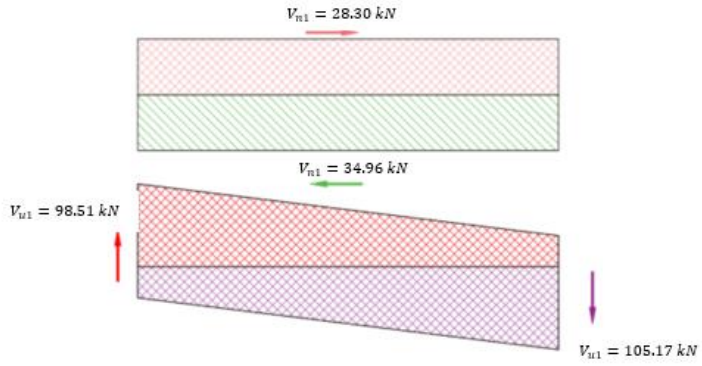
Tramo derecho: $V_{n2} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{ln} = \frac{76.69 + 142.86}{6.28} = 34.96\ kN$

El cortante gravitacionales

Tramo izquierdo, derecho: $V_{grav\ 1} = V_{grav\ 2} = 70.21 kN$

Esquema cortante nominal debido a la situación sísmica 1 y 2

Figura 3.12. Cortante ultimo de diseño



Fuente: *Elaboración propia*

Cortante de diseño

Tramo izquierdo (positivo) $V_u = 98.51\ kN$; Tramo derecho (negativo) $V_u = 105.17\ kN$

DISEÑO DE ESTRIBOS

Zona de los apoyos

$b = 250$ mm; $h = 500$ mm; $d = 468$ mm

La resistencia al cortante debe calcularse según la siguiente expresión para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b * d = 97.50\ kN$$

Además, se debe cumplir que las dimensiones de la sección transversal deben seleccionar para cumplir con la siguiente ecuación.

$$V_u \leq \phi * \left(V_c + 0.66 * \sqrt{f'_c} * b * d\right) \quad \rightarrow \quad 105.17\ kN \leq 289.65\ kN \quad \text{Cumple}$$

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$ debe colocarse refuerzo transversal.

$$105.17\ kN > 73.13\ kN \quad \text{Requiere refuerzo}$$

Asumiendo que $\phi = 6\ mm$ y $s = 70\ mm$, el V_s para el refuerzo a cortante debe calcularse con:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = 157.07\ kN \geq 105.17\ kN\ Cumple$$

La separación máxima de estribo es de:

a) $\frac{d}{4} = \frac{468}{4} = 11.70\ cm$

b) 300 mm

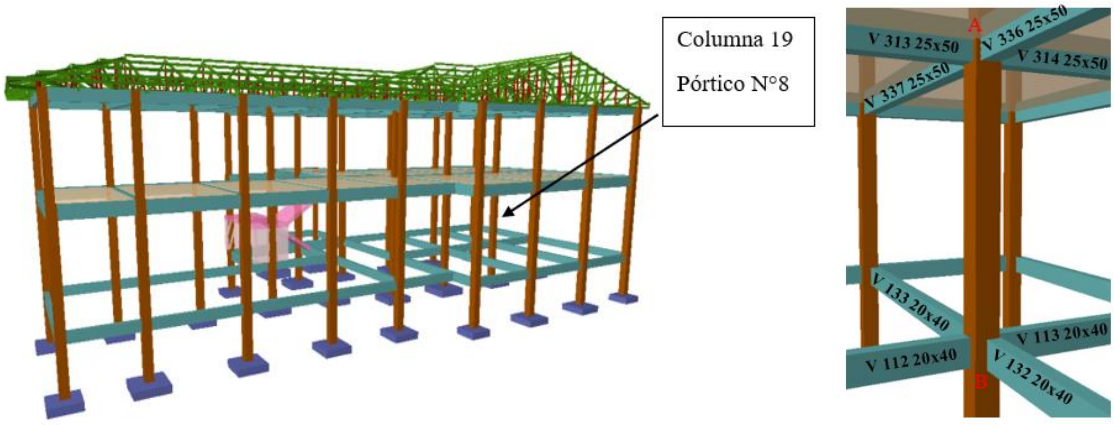
Finalmente se utilizará estribos de:$\phi 6\ c/7\ cm$

El primer estribo debe estar a 5 cm de la cara de la columna y el estribado ceñido debe estar colocado hasta una longitud de $2h$ = 100 cm.

Para tener una mejor apreciación de la disposición de la armadura en la viga más solicitada. **(Ver Anexo 3-3, Tabla 13)**

3.5.2.4.2. Diseño estructural de la columna

Figura 3.13. Ubicación de la columna más solicitada



Fuente: *Elaboración propia*

A continuación, se muestra las características de las vigas y columnas que interviene en el cálculo. **(Ver Anexo 3-4, Tabla 14).**

Esfuerzos de la combinación más crítica de la columna C19. (Ver Anexo 3-4, Figura 7).

Determinación de los coeficientes ψ

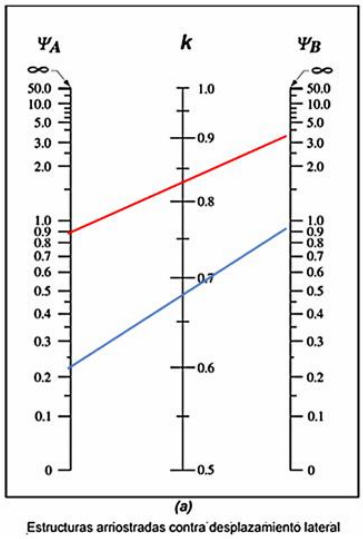
$$\psi_A = \frac{\sum\left(\frac{EI}{l}\right) de\ las\ Columnas}{\sum\left(\frac{EI}{l}\right) de\ las\ Vigas} \quad (Ec\ 3.11) \qquad \psi_B = \frac{\sum\left(\frac{EI}{l}\right) de\ las\ Columnas}{\sum\left(\frac{EI}{l}\right) de\ las\ Vigas} \quad (Ec\ 3.12)$$

Remplazando se tiene:

Dirección "X": $\psi_A = 0.88\ ;\ \psi_B = 3.67$

Dirección "Y": $\psi_A = 0.22\ ;\ \psi_B = 0.92$

Figura 3.14. Factores de longitud efectiva k



Fuente: *NB 1225001*

$$k_x = 0.83\ ;\ k_y = 0.67$$

Verificación a esbeltez

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (Ec\ 3.13) \qquad \frac{k*l_u}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \quad (Ec\ 3.14)$$

Para el eje X:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 0.17\ m \qquad 19.29 \leq 34.34 \leq 40\ \text{"Cumple"}$$

Para el eje Y:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 0.17\ m \qquad 15.57 \leq 40 \leq 40 \text{ “Cumple”}$$

Diseño a flexión

Los esfuerzos son los siguientes.

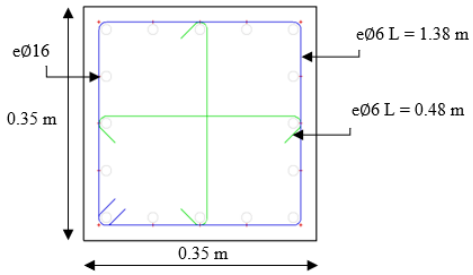
$N_u = 528.14\ kN$ $M_x = 2.11\ kN * m$ $V_x = 0.63\ kN$

$M_y = 14.21\ kN * m$ $V_y = 6.90\ kN$

Datos de la columna

$b = 0.35\ m$ $h = 0.35\ m$ $\phi = 0.65$

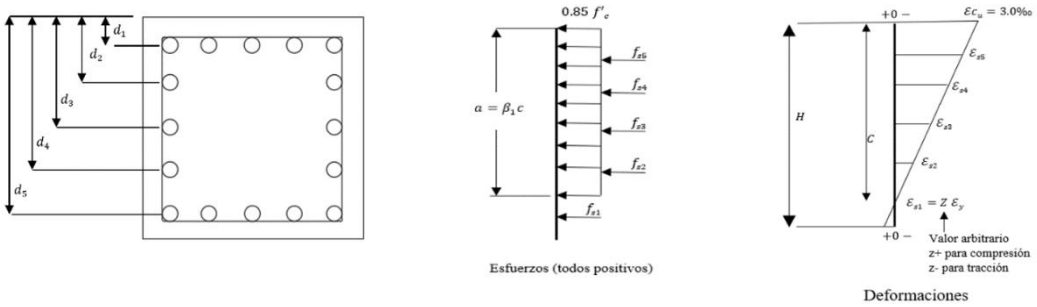
Figura 3.15. Armado propuesto para la columna más solicitada



Fuente: *Elaboración propia*

Para el cálculo manual se consideran tres puntos de referencia: compresión pura, flexo-compresión y tracción pura. A continuación, se describe el desarrollo de este método.

Figura 3.16. Procedimiento para el cálculo del diagrama de interacción



Fuente: *Elaboración propia*

Punto N°1 "Compresión pura".

Área de acero $A_s = 2.01\ cm^2$ como existen 16 barras el área total queda $A_{st} = 32.17\ cm^2$

$$\phi Pnc = \phi * 0.8 * [0.85 * f_c(A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}] = 1754.06\ kN$$

Punto N°2 "Tracción pura".

Área de acero $A_{st} = 2.01\ cm^2$ como existen 16 barras el área total queda $A_{st} = 32.17\ cm^2$

$$\phi Pnc = -\phi * f_y * A_{st} = -0.90 * 50 * 32.17 = -1447.65\ kN$$

Punto N°3 "Flexo Compresión".

El procedimiento detallado para el cálculo de la falla balanceada **(Ver Anexo 3-4)**.

$$P_{nb} = 1060.14\ kN \qquad Mn_b = 107.75\ kN * m$$

$$\phi P_{nb} = 689.09\ kN \qquad \phi Mn_b = 70.04\ kN * m$$

Diagrama de interacción

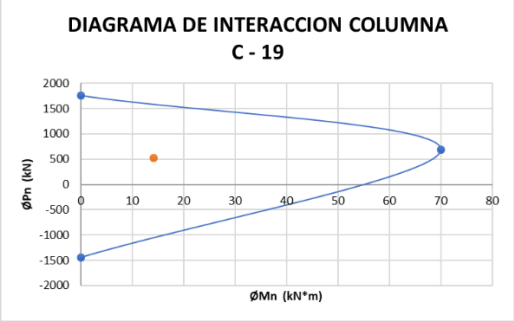
Tabla 3.9. Puntos del diagrama de interacción

PUNTOS DE DIAGRAGRAMA	
ØPn	ØMn
Y	X
1754.06	0
689.098	70.04
-1447.65	0

Pu	Mu
528.14	14.21

Fuente: *Elaboración propia*

Figura 3.17. Diagrama de interacción



Fuente: *Elaboración propia*

Como los esfuerzos solicitados caen dentro del diagrama se da por valido el cálculo.

Diseño a cortante

Tabla 3.10. Datos para diseño a cortante

DATOS	
$N_u =$	528.14 kN
$b =$	35 cm
$h =$	35 cm
$f'_c =$	25 MPa
$\lambda =$	1
$\phi_{est} =$	6 mm
$\phi_{long} =$	16 mm
$r_{geo} =$	20 mm
$r_{mec} =$	34 mm
$d =$	31.60 mm

Fuente: *Elaboración propia*

El diseño por cortante está basado en la siguiente expresión: $V_u \leq \phi \ V_n$

La resistencia nominal V_n es calculada según la siguiente expresión: $V_n = V_c + V_s$

Elementos sometidos a compresión

Donde: $A_g = 350 * 350 = 122500\, mm^2$

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d = 122.96\, kN$$

Refuerzo a cortante.

Si se cumple con la siguiente condición, se necesita acero de refuerzo: $\phi V_c \leq V_u$

Para esfuerzo de cortante $\phi = 0.75$, el esfuerzo del cortante extraído del programa es de: $V_u = 6.90\, kN$.

$$0.75 * 122.96 \leq 6.90\, kN$$

$92.22\, kN \leq 6.90\, kN$ No cumple, por lo tanto, no necesita refuerzo

La separación de los estribos es calculada de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{1.50 * 420 * 0.1 * 31.60}{5} = 398.16\ kN$$

Separación máxima

a) $8 * \phi_{long} = 8 * 1.60 = 12.80\ cm$

b) $12 * \phi_{est} = 12 * 0.80 = 9.60\ cm$

c) $\frac{b}{2} = \frac{35}{2} = 17.50\ cm$

d) $30\ cm$

Refuerzo longitudinal

El acero provisto es de $16\phi16$ y el área bruta de la sección es de $35x35 = 1225\ cm^2$ el área del acero provisto es de $As = 2.01\ cm^2 * 16 = 32.17\ cm^2$

$$As_{min} \leq As \leq As_{max} \qquad (Ec\ 3.15)$$

$$0.01\ A_g \leq As \leq 0.06\ A_g \qquad (Ec\ 3.16)$$

$12.25\ cm^2 \leq 32.17\ cm^2 \leq 73.50\ cm^2$ "Cumple con el refuerzo longitudinal"

Requisitos para diámetros de estribos

Para el diseño se usará estribos de $\phi 8\ mm$ por ser la mitad de la barra longitudinal que es $\phi 16\ mm$

Requisitos para separación de estribos

La longitud de confinamiento queda: $l_o \geq \frac{l_n}{6}\ \ l_o \geq \frac{3.95}{6}\ \ l_o = \frac{3.95}{6} \approx\ 0.70\ m$

La separación de los estribos en la zona de confinamiento queda:

$$\left.\begin{array}{c} S_o \leq \dfrac{b\ o\ h}{4} \rightarrow \dfrac{35}{4} = 8.75\ cm \\ S_o \leq\ 6 * \phi_{long} \rightarrow 6 * 1.60\ cm = 9.60\ cm \\ S_o \leq 15\ cm \end{array}\right\} = 9\ cm$$

La separación en la zona de confinamiento que $S_o = 9\ cm$

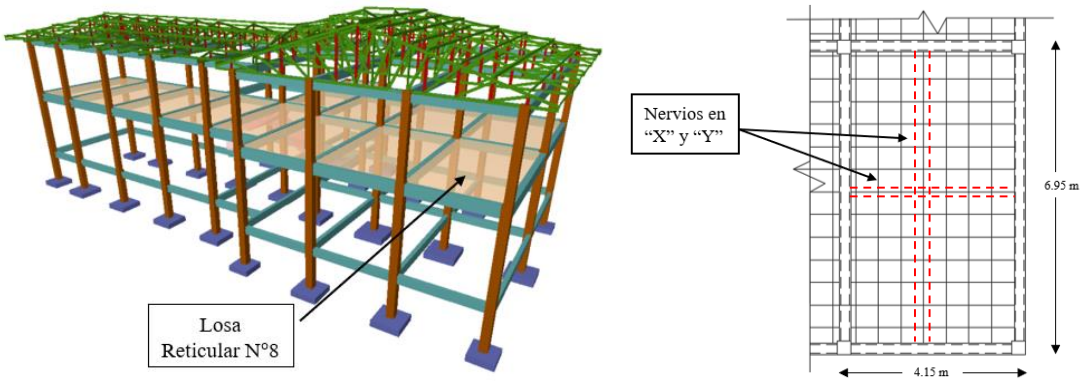
La separación de los estribos en el tramo es.

$$\left.\begin{matrix} s \leq 6 * 1.60\ cm = 9.60\ cm \\ s \leq 15\ cm \end{matrix}\right\} = 8.50\ cm$$

Para tener una mejor apreciación de la disposición de la armadura en la columna más solicitada. **(Ver Anexo 3-3, Tabla 16)**

3.5.2.4.3. Diseño estructural de losa

Figura 3.18. Losa reticular a diseñar



Fuente: *Elaboración propia CYPECAD v.2018*

Datos:

$be = 50\ cm$

$d = 21.50\ cm$

- **Determinación de la ubicación del bloque de compresión.**

$$M_o = 0.85 * f'_c * be * hf * \left(d - \frac{hf}{2}\right) = 100.94\ kN * m$$

Momento positivo.

Nervios en X

$$M_o \geq M_u \qquad 100.94\ kN * m \geq 9.80\ kN * m \quad Cumple$$

Nervios en Y

$$M_o \geq M_u \qquad 100.94\ kN * m \geq 18.10\ kN * m \quad Cumple$$

Diseño a flexión

Diseño a flexión a momentos positivos (armadura inferior)

Tabla 3.11. Datos para diseño a flexión

DATOS	
$b =$	10 cm
$h =$	25 cm
NERVIO EN "X"	
$M_{u+} =$	$9.80\ kN*m$
$r_{geo} =$	$2\ cm$
$r_{mec} =$	$3.50\ cm$
$d =$	$21.50\ cm$
NERVIO EN "Y"	
$M_{u+} =$	$18.10\ kN*m$
$r_{geo} =$	$2\ cm$
$r_{mec} =$	$2.60\ cm$
$d =$	$22.40\ cm$

Fuente: *Elaboración propia*

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro.

Nervios en "X"

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\Phi * 0.85 * f'_c * b}} = 25.32\ mm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = 29.79\ mm$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0.003) = 0.019 = 19\ {}^{0}/_{00}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375\ es\ una\ seccion\ ductil \quad \rightarrow \quad 0.139 \leq 0.375\ Cumple$$

Nervios en "Y"

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\Phi * 0.85 * f'_c * b}} = 47.23\ mm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = 55.56\ mm$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0.003) = 0.009 = 9\ {}^{0}/_{00}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375\ es\ una\ seccion\ ductil \quad \rightarrow \quad 0.248 \leq 0.375\ Cumple$$

Acero teórico en la sección

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad (Ec\ 3.17)$$

Nervios en "X" → $A_s = 107.63\ mm^2$

Nervios en "Y"→ $A_s = 204.99\ mm^2$

Disposición del acero

Nervios en "X": $\emptyset = 10\ mm$

$$N°\ barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset} \approx\ 2\ barras$$

$$A_s = 107.63\ mm^2 < Asp = 2 * 78.54 = 157.08\ mm^2\ Cumple$$

Nervios en "Y": $\emptyset = 12\ mm$

$$N°\ barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset} \approx\ 2\ barras$$

$$A_s = 107.63\ mm^2 < Asp = 2 * 113.10 = 226.20\ mm^2\ Cumple$$

Usar $2\phi 10$ en nervios "X" y $2\phi 12$ en nervios "Y"

Diseño a flexión a momentos negativos (armadura superior)

Tabla 3.12. Datos para diseño a flexión

DATOS	
$b =$	10 cm
$h =$	25 cm
NERVIO EN "X"	
$M_{u+} =$	15.50 $kN * m$
$r_{geo} =$	2 cm
$r_{mec} =$	3.80 cm
$d =$	21.20 cm
NERVIO EN "Y"	
$M_{u+} =$	22.10 $kN * m$
$r_{geo} =$	2 cm
$r_{mec} =$	2.80 cm
$d =$	22.20 cm

Fuente: *Elaboración propia*

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro.

Nervios en "X"

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\Phi * 0.85 * f'_c * b}} = 42.49\ mm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = 49.98\ mm$$

$$\mathcal{E}_t = \frac{d - c}{c} * (0.003) = 0.009 = 9\ {}^{0}/_{00}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375\ es\ una\ seccion\ ductil \qquad \rightarrow \qquad 0.236 \leq 0.375\ Cumple$$

Nervios en "Y"

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\Phi * 0.85 * f'_c * b}} = 60.22\ mm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60.22}{0.85} = 70.85\ mm$$

$$\mathcal{E}_t = \frac{d - c}{c} * (0.003) = 0.006 = 6\ {}^{0}/_{00}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375\ es\ una\ seccion\ ductil \quad \rightarrow \quad 0.319 \leq 0.375\ Cumple$$

Acero teórico en la sección

Nervios en "X"→ $A_s = 180.57\ mm^2$

Nervios en "Y" → $A_s = 255.93\ mm^2$

Disposición del acero

Nervios en "X": $\emptyset\ =\ 12\ mm$

$$N°\ barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset} = \frac{180.57\ mm^2}{113.10\ mm^2} \approx\ 2\ barras$$

$$A_s = 180.57\ mm^2 < Asp = 2 * 113.10 = 226.20\ mm^2\ Cumple$$

Nervios en "Y": $\emptyset\ =\ 14\ mm$

$$N° \; barras = \frac{A_s}{A_s Ø} = \frac{255.93 \; mm^2}{153.94 \; mm^2} \approx \; 2 \; barras$$

$$A_s = 252.82 mm^2 < Asp = 2 * 153.94 = 307.88 \; mm^2 \; Cumple$$

Usar $2\phi 12$ en nervios "X" y $2\phi 14$ en nervios "Y"

Comprobaciones de cuantía

Cuantía en dirección X.

$$\rho_x = \frac{A_s}{b*d} = 0.0101$$

Cuantía en dirección Y.

$$\rho_x = \frac{A_s}{b*d} = 0.0138$$

Se sabe que: $\rho_{max} = 0.0148$

$\rho_x < \rho_{max} \rightarrow 0.0101 < 0.0148$ Cumple

$\rho_y < \rho_{max} \rightarrow 0.0138 < 0.0148$ Cumple

Diseño a corte

Zona de los apoyos

Datos

$b = 100 \; mm \quad h = 250 \; mm$

Nervio en "X" $V_u = 32.50 \; kN$

Nervio en "Y" $V_u = 24 \; kN$

La resistencia al cortante debe calculares según la siguiente expresión, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b * d = 17.92 \; kN$$

Además, se debe cumplir que las dimensiones de la sección transversal deben seleccionar para cumplir con la siguiente ecuación.

$$V_u \leq \phi * \left(V_c + 0.66 * \sqrt{f'_c} * b * d\right) \qquad (\phi = 0.75 \; corte) \qquad (Ec \; 3.18)$$

$$32.50 \; kN \leq 53.23 \; kN \quad Cumple$$

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$ debe colocarse refuerzo transversal.

$$32.50\ kN > 0.75 * 17.92 = 13.92\ kN\ Requiere\ refuerzo$$

Asumiendo que $\phi = 8\ mm\ y\ s = 100\ mm$, se usara 2 ramas de estribos, el V_s para el refuerzo a cortante debe calcularse con:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = 108.58 \geq\ 32.50\ kN\ Cumple$$

$$V_n = V_c + V_s \ \rightarrow\ V_n = 126.50\ kN$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$32.50\ kN \leq 94.88\ kN \quad Cumple$$

Finalmente usar estribos de: $\boldsymbol{\phi 8c/10}$ disponer

Armadura por retracción y temperatura

Datos

$b = 100\ cm \qquad h = 5\ cm$

La armadura por retracción y temperatura viene definida por la siguiente expresión.

$$As_{min} = \frac{0.0018 * 420}{f_y} * A_g = 0.756\ \frac{cm^2}{cm}$$

Asumimos: $\emptyset = 6\ mm$

$$N°\ barras = \frac{A_s}{A_s \emptyset} = 2.67\ barras$$

Separación de las barras para un ancho de 1m:

$$S = \frac{100\ cm}{2.67} = 37.45\ cm = 30\ cm$$

Finalmente usar: $\boldsymbol{\phi 6c/30cm}$

Comprobación si es necesario macizamiento para resistir el punzonamiento en la losa.

Datos

$h = 25\ cm \quad r_{mec} = 2.80\ cm$

$$a_{lim} = 0.85 * \frac{3}{8} * d = 7.08\ cm$$

Equilibrio de fuerzas

$$M_u = N_c * z \qquad (Ec\ 3.19)$$

$$M_u = 0.85 * \phi_{flexion} * f'_c * b * a_{lim} * \left(h - r_{mec} - \frac{a_{lim}}{2}\right) = 50.53\ kN * m$$

El máximo momento que se tiene en la losa es de: $M = 31.80\ kN * m$

$$M = 31.80\ kN * m < M_u = 50.53\ kN * m\ "No\ necesita\ colocar\ abaco"$$

Es decir que los nervios que interviene son capaces de resistir a momento, pero debido a que existen esfuerzos a cortante donde la sección no resiste a punzonamiento es necesario colocar ábacos.

Para tener una mejor apreciación de la disposición de la armadura en la losa reticular. **(Ver Anexo 3-5, Tabla 16)**

3.5.2.4.4. Diseño de ábaco

- **Predimensionamiento de ábacos.**

Dirección X

Lado izquierdo:

$l_{x1} = 3.63\ m$ $\qquad A \geq \frac{l_{x1}}{6} = \frac{3.63}{6} = 0.60\ m$

Lado derecho:

$l_{x2} = 3.51\ m$ $\qquad B \geq \frac{l_{x2}}{6} = \frac{3.51}{6} = 0.59\ m = 0.60\ m$

Por lo tanto, la longitud en "X" del ábaco está definida por:

$$l_1 = A + B = 0.60 + 0.60 = 1.20\ m$$

Dirección Y

Lado izquierdo:

$l_{y1} = 6.29\ m$ $\qquad A \geq \frac{l_{y1}}{6} = \frac{6.29}{6} = 1.05\ m$

Lado derecho:

$l_{y2} = 5.46\ m$ $\qquad B \geq \frac{l_{y2}}{6} = \frac{5.46}{6} = 0.90\ m$

Por lo tanto, la longitud en "Y" del ábaco está definida por:

$$l_2 = A + B = 1.05 + 0.90 = 1.95\ m$$

Espesor del ábaco

$$e = e_{losa} \qquad e = 25\ cm$$

- **Diseño de corte en dos direcciones o punzonamiento**

Calculo de la sección de punzonamiento

Columna

- Dimensiones de la columna

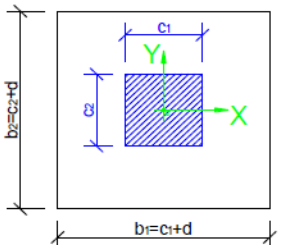
$$a = 35\ cm \qquad b = 35\ cm$$

Altura útil de ábaco:

$$d = e - r_{mec} = 22.20\ cm$$

Dimensiones de la sección critica de punzonamiento en este caso son:

Figura 3.19. Dimensiones de la sección critica



Fuente: *Elaboración propia*

$b_1 = a + d = 35 + 22.20 = 57.20\ cm$

$b_2 = b + d = 35 + 22.20 = 57.20\ cm$

Perímetro critico: $b_0 = 2 * (b_1 + b_2) = 228.80\ cm$

Área critica: $A_c = 2 * (b_1 + b_2) * d = 4621.76\ cm^2$

Las inercias combinadas de la sección crítica respecto a los ejes que pasan por su centro de gravedad a los ejes de la columna, son:

$$J_{cx} = b_2 * d * \left(\frac{{b_2}^2 + d^2}{6} + \frac{b_1 * b_2}{2}\right) = 2874113.53\ cm^4$$

$$J_{cy} = b_1 * d * \left(\frac{{b_1}^2 + d^2}{6} + \frac{b_1 * b_2}{2}\right) = 2874113.53\ cm^4$$

Las solicitaciones en diseño son:

$V_u = 35\ kN$ $M_{ux} = 31.80\ kN * m$ $M_{uy} = 22.10\ kN * m$

Fracción del momento no balanceado transferencia por flexión

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) * \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0.60$$

Fracción del momento no balanceado transferido por excentricidad del corte (γ_v).

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.60 = 0.40$$

M_{ux}	M_{uy}
$b_1 = 57.20\ cm$	$b_1 = 57.20\ cm$
$b_2 = 57.20\ cm$	$b_2 = 57.20\ cm$
$\gamma_{fx} = 0.60$	$\gamma_{fy} = 0.60$
$\gamma_{vx} = 0.40$	$\gamma_{vy} = 0.40$

Calculo de los esfuerzos tangenciales en la sección critica.

Coordenadas de los puntos de estudio

X	**Y**
A: -28.60	A: 28.60 cm

B: 28.60	B: 28.60 cm
C: 28.60	C: -28.60 cm
D: -28.60	D: -28.60 cm

Los esfuerzos tangenciales se calculan con la siguiente formula

$$\sigma_u = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{\gamma_{vx} * M_2 * y}{J_{cx}} \pm \frac{\gamma_{vy} * M_1 * x}{J_{cy}} \qquad (Ec\ 3.20)$$

Donde:

$M_1 = 31.80\ kN * m$ Punto A $\rightarrow$ $\sigma_u = 0.04\ MPa$

$M_2 = 22.10\ kN * m$ Punto B $\rightarrow$ $\sigma_u = 0.29\ MPa$

$V_u = 35\ kN$ Punto C $\rightarrow$ $\sigma_u = 0.11\ MPa$

$A_c = 4621.76\ cm^2$ Punto D $\rightarrow$ $\sigma_u = -0.14\ MPa$

El máximo esfuerzo tangencial en la zona critica es: $V_u = 0.29\ MPa = 0.029\ kN/cm^2$

Resistencia de diseño

- **Verificación a punzonamiento**

$$V_u \leq \phi * V_n \qquad (Ec\ 3.21)$$

Donde:

$V_u = 0.29\ kN$ El esfuerzo máximo en la sección critica.

$\phi = 0.75$ Factor de reducción de resistencia.

El esfuerzo de corte nominal.

$$V_n = \frac{V_c}{b_o * d} \qquad (Ec\ 3.22)$$

El valor de "V_c", se adopta el menor valor de las siguientes tres ecuaciones:

1. $V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$

   $\beta = \frac{b_1}{b_2} = \frac{Lado\ mayor}{Lado\ menor} = \frac{0.572}{0.572} = 1$

   Reemplazando:

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{25} * 2.288 * 0.222 = 1.30\ MPa$$

2. $V_c = 0.083 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$

$$\begin{cases} \alpha_s = 40\ C.Central \\ \alpha_s = 30\ C.Medianera \\ \alpha_s = 20\ C.Esquinera \end{cases} \qquad \alpha_s = 40\ C.Central$$

$$V_c = 0.083 * \left(\frac{40 * 0.222}{2.288} + 2\right) * 1 * \sqrt{25} * 2.288 * 0.222 = 1.24\ MPa$$

3. $V_c = 0.33 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$

$$V_c = 0.33 * 1 * \sqrt{25} * 2.288 * 0.222 = 0.84\ MPa$$

Por lo tanto, se asumirá el valor menor de los tres: $V_c = 0.84\ MPa$

El esfuerzo nominal de corte es igual a: $V_n = \frac{V_c}{b_o * d} = 1.65\ MPa$

Verificando la resistencia de diseño

$$V_u \leq \phi * V_n$$

$$0.29\ MPa \leq 1.24\ MPa\ Cumple$$

- **Calculo de la armadura negativa del ábaco.**

Tabla 3.13. Datos para diseño a flexión

DATOS	
$M_{x(-)} =$	$31.80\ kN * m$
$M_{y(-)} =$	$22.10\ kN * m$
$b =$	$120\ cm$
$h =$	$25\ cm$
$r_{geo} =$	$2\ cm$
$r_{mec} =$	$2.80\ cm$
$d =$	$22.20\ cm$

Fuente: *Elaboración propia*

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro

❖ **Momento negativo en dirección "X"**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 0.63\ cm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = 0.74\ cm$$

$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} * \varepsilon_c = 0.09 \rightarrow 0.005 < \varepsilon_t = 0.09\ \ Cumple, esta\ controlada\ a\ tracción$

❖ **Momento negativo en dirección "Y"**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 0.28\ cm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = 0.32\ cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} * \varepsilon_c = 0.21\ \rightarrow\ 0.005 < \varepsilon_t = 0.21\ \ Cumple, esta\ controlada\ a\ tracción$$

Acero teórico en la sección:

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

- **Momento negativo en dirección en "X"** → $A_s = 3.21\ cm^2$
- **Momento negativo en dirección en "Y"** → $A_s = 2.26\ cm^2$

Calculo de armadura mínima

- **Momento negativo en dirección "X"**

$$A_{min} = 1.50^0/_{00} * B * h = 1.50^0/_{00} * 120 * 25 = 4.50\ cm^2$$

Verificación:

$$A_{min} > A_{sc} = 4.50\ cm^2 > 3.21\ cm^2$$

Se usará el acero mínimo para la dirección "X": $A_{min} = 4.50\ cm^2$

- **Momento negativo en dirección "Y"**

$$A_{min} = 1.50^0/_{00} * B * h = 1.50^0/_{00} * 190 * 25 = 7.13\ cm^2$$

Verificación:

$$A_{min} > A_{sc} = 7.13\ cm^2 > 2.26\ cm^2$$

Se usará el acero mínimo para la dirección "Y": $A_{min} = 7.13\ cm^2$

Disposición del acero

- **Momento negativo en dirección "X":** $\emptyset = 12\ mm$

$$N°\ Barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = 3.98 = 4\ barras$$

$$A_s = 4.50\ \ cm^2 <\ A_{sp} = 4 * 1.131 = 4.52\ \ cm^2\ Cumple$$

Usar $4\phi 12\ mm$ en dirección "X"

- **Momento negativo en dirección "Y":** $\emptyset = 12\ mm$

$$N°\ Barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = 6.30 = 7\ barras$$

$$A_s = 7.13\ \ cm^2 <\ A_{sp} = 7 * 1.131 = 7.92\ cm^2\ Cumple$$

Usar $7\phi 12\ mm$ en dirección "Y"

- **Calculo de la armadura positiva en el ábaco**

  Calculo de la armadura mínima.

- **Momento positivo en dirección "X"**

$$A_{min} = 1.50^0/_{00} * B * h = 1.50^0/_{00} * 120 * 25 = 4.50\ cm^2$$

Se usará el acero mínimo para la dirección "X": $A_{min} = 4.50\ cm^2$

- **Momento positivo en dirección "Y"**

$$A_{min} = 1.50^0/_{00} * B * h = 1.50^0/_{00} * 190 * 25 = 7.13\ cm^2$$

Se usará el acero mínimo para la dirección "Y": $A_{min} = 7.13\ cm^2$

Disposición del acero

- **Momento negativo en dirección "X":** $\emptyset = 12\ mm$

$$N°\ Barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = 3.98 = 4\ barras$$

$$A_s = 4.50\ \ cm^2 <\ A_{sp} = 4 * 1.131 = 4.52\ \ cm^2\ Cumple$$

Usar $4\phi 12\ mm$ en dirección "X"

- **Momento negativo en dirección "Y":** $\emptyset = 12\ mm$

$$N°\ Barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = 6.30 = 7\ barras$$

$$A_s = 7.13\ \ cm^2 <\ A_{sp} = 7 * 1.131 = 7.92\ cm^2\ Cumple$$

Usar $7\phi 12\ mm$ en dirección "Y"

- **Calculo de armadura de reparto (retracción y temperatura).**

$$A_{malla} = 1.50^0/_{00} * Ancho_{unitario} * h_{compresion} = 0.75\ cm^2$$

Separación de acero: $\emptyset = 6\ mm$

$$S = \frac{A_{s\emptyset}}{A_{malla}} = 0.38\ m$$

Espaciamiento máximo entre armaduras longitudinales:

$$\left.\begin{array}{c} S_{max} \leq 5 * h_{compresion} = 5 * 5\ cm = 25\ cm \\ S_{max} \leq 450\ mm = 45\ cm \\ S_{max} \leq 25\ cm \end{array}\right\} = 25\ cm$$

Usar ϕ6 mm c/25cm

Para una mejor apreciación de la disposición de la armadura. **(Ver Anexo 3-6, Tabla 17)**

3.5.2.4.5. Comparación de resultados entre el cálculo manual y el modelo estructural

Con el fin de verificar la coherencia del diseño estructural, se elaboraron tablas comparativas entre los resultados obtenidos mediante cálculos manuales y los generados por el software CYPECAD, permitiendo validar el modelo estructural y comprobar que las diferencias se encuentran dentro de rangos aceptables, para ello se analizaron los siguientes elementos críticos de la estructura:

- Viga más solicitada.
- Columna más solicitada.
- Losa reticular.

3.5.2.4.5.1. Comparación de diseño de viga

Se seleccionó la viga más solicitada identificada en el análisis estructural para comparar los resultados obtenidos mediante cálculo manual y mediante el modelo estructural desarrollado en CYPECAD.

Tabla 3.14. Comparación de resultados de viga

PARÁMETRO	CÁLCULO MANUAL	CYPECAD	DIFERENCIA	ACERO ADOPTADO
Momento último negativo Mu^- (kN·m)	91.68	102.53	10.58%	4Ø12 + 1Ø16
Momento último positivo Mu^+ (kN·m)	57.28	62.41	8.22%	4Ø12
Cortante último Vu (kN)	105.17	114.87	8.44%	Ø6c/7cm (Estribos)
Área acero superior requerida (mm²)	608.35	596	2.07%	4Ø12 + 1Ø16
Área acero inferior requerida (mm²)	373.15	420	11.15%	4Ø12
Área acero superior provista (mm²)	653.46	741	—	Cumple
Área acero inferior provista (mm²)	452.4	452	—	Cumple

Fuente: *Elaboración propia*

3.5.2.4.5.2. Comparación de diseño de columna

Para la verificación del diseño de columnas se analizó la columna más solicitada identificada en el modelo estructural.

Tabla 3.15. Comparación de resultados de columna

NIVEL	SECCIÓN (cm)	Pu MANUAL (kN)	Pu CYPECAD (kN)	Mx MANUAL (kN·m)	Mx CYPECAD (kN·m)	My MANUAL (kN·m)	My CYPECAD (kN·m)	As MANUAL (cm²)	As CYPECAD (cm²)	ACERO ADOPTADO
Primera planta	30×30	689.09	83.63	14.21	10.57	2.11	1.32	12.25	4.52	4Ø12
Planta baja	35×35		330.24		40.37		1.22		8.04	4Ø16
Cimentación	35×35		592.51		0.84		3.19		8.04	4Ø16

Fuente: *Elaboración propia*

3.5.2.4.5.3. Comparación de diseño de losa

Se compararon los resultados de momentos obtenidos mediante el cálculo manual con los resultados proporcionados por el modelo estructural en CYPECAD.

Tabla 3.16. Comparación de resultados de losa

PARÁMETRO	PROCEDIMIENTO MANUAL	CYPECAD	DIFERENCIA (%)
Momento positivo (kN·m/m)	5.8	6.2	6.90%
Momento negativo (kN·m/m)	-13.5	-14.82	9.70%
Acero inferior As (cm²/m)	2.85	3.1	8.80%
Acero superior As (cm²/m)	3.2	3.45	7.80%

Fuente: *Elaboración propia*

Los resultados obtenidos mediante el cálculo manual y el modelo en CYPECAD presentan diferencias mínimas dentro de rangos aceptables, debido a que el software utiliza métodos de análisis más detallados mientras que el cálculo manual emplea simplificaciones

3.5.3. Estructuras complementarias

3.5.3.1. Diseño de escalera

Tabla 3.17. Datos generales para diseño de escalera

DATOS DE LA ESCALERA		
$f'_c =$	25 Mpa	Resistencia caracteristica del Hormigon
$f_y =$	500 Mpa	Resistencia caracteristica del Acero
$L_1 =$	2.70 m	Longitud del primer tramo
$L_2 =$	2 m	Longitud de descanso
$L_3 =$	2.70 m	Longitud del segundo tramo
$Z_1 =$	1.83 m	Desnivel a salvar tramo 1
$Z_2 =$	1.82 m	Desnivel a salvar tramo 2
$a =$	2 m	Ancho de rampa
$t =$	0.20 m	Espesor de losa
$r =$	0.03 m	Recubrimiento geometrico
$h =$	0.30 m	Huella tramo arriba
$h =$	0.30 m	Huella tramo abajo
$CH =$	0.183 m	Contra huella
$N =$	9	Numero de escalones tramo abajo
$N =$	9	Numero de escalones tramo arriba
$\gamma_{H°A°} =$	$2400 \frac{kg}{m^3}$	Peso especifico del H°A°

Fuente: *Elaboración propia*

1. Predimensionamiento

   Tramo 1

   - Calculo del espesor “t” de la escalera

$$\left.\begin{aligned} t_1 = \frac{Ln_1}{20} = 0.24\ m \\ t_2 = \frac{Ln_1}{25} = 0.19 \end{aligned}\right\} t_{prom} = 0.20\ m$$

- Calculo de la altura media "H_m"

$$cos\theta = \frac{H}{\sqrt{H^2 + CH^2}} = 0.854 \qquad H_m = \frac{t}{cos\theta} + \frac{CH}{2} = 0.33\ m$$

2. Metrado de cargas

Tramo 1

- Metrado de garganta

Carga muerta "C_m".

Peso propio: $Q_{esc} = 2400 * 0.33 * 2 = 1564\ kg/m = 15.64\ kN/m$

Piso terminado: $Q_{acabados} = 18 * 2 = 36\ kg/m = 0.36\ kN/m$

Barandado: $Q_{barandado} = 112.17 * 2 = 224.34\ kg/m = 2.24\ kN/m$

$$C_m = Q_{esc} + Q_{acabados} + Q_{barandado} = 15.64 + 0.36 + 2.24 = 18.24\ kN/m$$

Carga viva "C_v".

Sobrecarga: $C_v = Q_{sobr} = 400 * 2 = 800\ kg/m = 8\ kN/m$

Analizando las combinaciones de carga se tiene que la combinación más desfavorable es de:

$$U = 1.20\ C_m + 1.60\ C_v = 34.69\ kN/m$$

- Metrado de descanso

Carga muerta "C_m".

Peso propio: $Q_{esc} = 2400 * 0.20 * 2 = 960\ kg/m = 9.60\ kN/m$

Piso terminado: $Q_{acabados} = 18 * 2 = 36\ kg/m = 0.36\ kN/m$

Barandado: $Q_{barandado} = 112.17 * 2 = 224.34\ kg/m = 2.24\ kN/m$

$$C_m = Q_{esc} + Q_{acabados} + Q_{barandado} = 9.60 + 0.36 + 2.24 = 12.20\ kN/m$$

Carga viva "C_v".

Sobrecarga: $C_v = Q_{sobr} = 400 * 2 = 800\ kg/m = 8\ kN/m$

$$U = 1.20\ C_m + 1.60\ C_v = 27.44\ kN/m$$

El cargado de la viga se realizó al programa Ftool, del cual se obtuvieron el siguiente diagrama de momentos. **(Ver Anexo 3-7, Figura 8)**

Diseño de la armadura longitudinal a flexión de la escalera tramo 1.

Armadura longitudinal positiva

Momento de cálculo es de: $M_u = 88.70\ kN * m$

Ancho de rampa: $b = 2\ m$

Espesor de losa $t = 0.20\ m$

Recubrimiento geométrico: $r_{geo} = 3\ cm$ (se asumirá barras de ϕ10 mm)

Canto útil: $d = t - r_{geo} - \frac{\phi}{2} = 20 - 3 - 0.50 = 16.50\ cm$

- **Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 1.47\ cm$$

Acero teórico en la sección: $A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 12.50\ cm^2$

Determinación del acero mínimo:

$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = 8.25\ cm^2$

$A_{s\ min\ 2} = \frac{1.40}{f_y} * b * d = 9.24\ cm^2$

Acero provisto en la sección: $A_s = 12.50\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 10\ mm$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 15.92 = 16\ barras$$

$$A_s = 12.50\ cm^2 < A_{sp} = 16 * 0.785 = 12.56\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero:

$$S = \frac{b - 2 * r_{mec}}{Nb - 1} = 12.87\ cm = 10\ cm$$

Usar $\boldsymbol{\phi = 10\ mm\ c/10\ cm}$

Verificación de momento

$$A_s = N°barras * A_{s\phi} = 12.56\ cm^2 \qquad a_{real} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'_y} = 1.48\ cm$$

Calculo del momento nominal:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a_{real}}{2}\right) = 98.97\ kN * m$$

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$89.10 \geq 88.70\ Cumple$$

Calculo de la armadura para la losa de descanso:

Momento de cálculo es de: $M_u = 85.30\ kN * m$

Recubrimiento geométrico: $r_{geo} = 3\ cm$ (se asumirá barras de ϕ10 mm)

Canto útil: $d = t - r_{geo} - \frac{\phi}{2} = 20 - 3 - 0.50 = 16.50\ cm$

- **Calculando la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 1.41\ cm$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 11.99\ cm^2$$

Determinación del acero mínimo:

$$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = 8.25\ cm^2$$

$$A_{s\ min\ 2} = \frac{1.40}{f_y} * b * d = 9.24\ cm^2$$

Acero provisto en la sección: $A_s = 11.99\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 10\ mm$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 15.26 = 16\ barras$$

$$A_s = 11.99\ cm^2 < A_{sp} = 16 * 0.785 = 12.56\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero:

$$S = \frac{b - 2 * r_{mec}}{Nb - 1} = 12.87\ cm = 10\ cm$$

Usar $\boldsymbol{\phi = 10\ mm\ c/10\ cm}$

Verificación de momento

$$A_s = N°barras * A_{s\phi} = 12.56\ cm^2 \qquad a_{real} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'_y} = 1.48\ cm$$

Calculo del momento nominal: $\emptyset = 0.90$

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a_{real}}{2}\right) = 98.97\ kN * m$$

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$89.10 \geq 85.30\ \ Cumple$$

Diseño a cortante. El cargado de la viga se realizó al programa Ftool, del cual se obtuvieron el siguiente diagrama de cortantes. **(Ver Anexo 3-7, Figura 9)**

Datos

Espesor de la losa $h = 20\ cm$

Base de la viga $b = 2\ m$

Tramo 1 (positivo) $V_u = 78.40\ kN$

Tramo losa de descanso (negativo) $V_u = 15.20\ kN$

Determinación del recubrimiento mecánico

$$\emptyset_{estribo} = 8\ mm \qquad \emptyset_{barras} = 10\ mm$$

$$r_{mec} = r_{geo} + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{barras}}{2} = 4.30\ cm$$

Canto útil de la viga

$$d = h - r_{mec} = 15.70\ cm$$

$$V_u \leq \phi V_n \qquad \phi = 0.75 \qquad V_n = V_c + V_s$$

Se realizará el análisis para la cortante máxima en la escalera, que es $V_u = 78.40\ kN$

Resistencia del hormigón:

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d \qquad \lambda = 1$$

$$\phi V_c = 0.75 * \left(0.17 * 1 * \sqrt{25} * 0.10\right) * 200 * 15.70$$

$$V_c = 266.90\ kN \qquad \rightarrow \qquad \phi V_c = 200.18\ kN$$

$$78.40\ kN \leq 200.18\ kN \qquad Cumple$$

Calculo de la armadura mínima estribo: $\emptyset_{estribo} = 10\ mm$

$$A_{min} = 0.0015 * b * h = 6\ cm^2/cm$$

Separación de los estribos: $\boldsymbol{S_{min}} = \frac{A_{min}}{A_{\emptyset\ estribo}} = 7.64\ cm$

La separación de los estribos será: $\emptyset 10\ mm\ c/10\ cm$

1. Predimensionamiento

   Tramo 2

   - Calculo del espesor "t" de la escalera: $t_{prom} = 0.20\ m$
   - Calculo de la altura media "H_m"

$$cos\theta = \frac{H}{\sqrt{H^2 + CH^2}} = 0.854 \qquad H_m = \frac{t}{cos\theta} + \frac{CH}{2} = 0.33\ m$$

2. Metrado de cargas

   Tramo 2

   - Metrado de garganta

     Carga muerta "C_m".

     Peso propio: $Q_{esc} = 2400 * 0.33 * 2 = 1564\ kg/m = 15.64\ kN/m$

     Piso terminado: $Q_{acabados} = 18 * 2 = 36\ kg/m = 0.36\ kN/m$

     Barandado: $Q_{barandado} = 112.17 * 2 = 224.34\ kg/m = 2.24\ kN/m$

$$C_m = Q_{esc} + Q_{acabados} + Q_{barandado} = 15.64 + 0.36 + 2.24 = 18.24\ kN/m$$

     Carga viva "C_v".

     Sobrecarga: $C_v = Q_{sobr} = 400 * 2 = 800\ kg/m = 8\ kN/m$

   Analizando las combinaciones de carga se tiene que la combinación más desfavorable es de:

$$U = 1.20\ C_m + 1.60\ C_v = 1.20 * 18.24 + 1.60 * 8 = 34.69\ kN/m$$

El cargado de la viga se realizó al programa Ftool, del cual se obtuvieron el siguiente diagrama de momentos. **(Ver Anexo 3-7, Figura 10)**

Diseño de la armadura longitudinal a flexión de la escalera tramo 2.

Armadura longitudinal positiva

Momento de cálculo es de: $M_u = 31.60\ kN * m$

Recubrimiento geométrico: $r_{geo} = 3\ cm$ (se asumirá barras de ϕ10 mm)

Canto útil: $d = t - r_{geo} - \frac{\phi}{2} = 16.50\ cm$

- **Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 0.51\ cm$$

Acero teórico en la sección: $A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 4.32\ cm^2$

Determinación del acero mínimo:

$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = 8.25\ cm^2$

$A_{s\ min\ 2} = 9.24\ cm^2$

Acero provisto en la sección: $A_s = 9.24\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 10\ mm$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 11.77 = 12\ barras$$

$$A_s = 9.24\ cm^2 < A_{sp} = 12 * 0.785 = 9.42\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero:

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo:

$$S = \frac{b - 2 * r_{mec}}{Nb - 1} = 17.54\ cm = 15\ cm$$

Usar $\boldsymbol{\phi = 10\ mm\ c/15\ cm}$

Verificación de momento

Calculo del bloque de compresiones real:

$$A_s = N°barras * A_{s\phi} = 9.42\ cm^2 \qquad a_{real} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'_y} = 1.11\ cm$$

Calculo del momento nominal: $\emptyset = 0.90$

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a_{real}}{2}\right) = 75.10\ kN * m$$

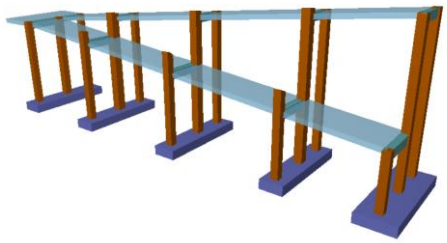
$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$67.59 \geq 88.70\ Cumple$$

Para una mejor apreciación de la disposición de la armadura. **(Ver Anexo 3-7, Tabla 19).**

3.5.3.2.Diseño de rampa

Figura 3.20. Rampa a diseñar



Fuente: *Elaboración propia CYPECAD v.2018*

Tabla 3.18. Datos generales para diseño de la rampa

DATOS DE LA RAMPA		
$h_1 =$	1.97 m	Desnivel a salvar tramo 1
$h_2 =$	1.98 m	Desnivel a salvar tramo 2
$L_1 =$	18.50 m	Longitud horizontal primer tramo
$L_2 =$	1.75 m	Longitud de descanso
$L_3 =$	18.50 m	Longitud horizontal segundo tramo

Fuente: *Elaboración propia*

Las dimensiones del descanso son de $1.50\ m\ x\ 1.75\ m.$

Análisis de cargas

Peso de la rampa

$$Q_{ram} = t * \gamma_{H°A°} * a = 720\ kg/m$$

Del análisis de cargas el barandado se tiene:

Carga de barandado: $Q_{barandado} = 112.17 * 2 = 224.34\ kg/m$

Finalmente, se tiene:

$$Q_{mtotal} = Q_{ram} + Q_{barandado} = 944.34 kg/m = 9.44\ kN/m$$

Sobrecarga en la rampa. La sobre carga para centros de salud según el APNB 1225001 es de $400\ kg/m^2$, además, se sabe que el ancho es de 1.45 m, por lo tanto:

$$Q_{sobr} = 4\ kN/m$$

Resumen de carga:

Carga muerta en el tramo 1, 2 y descanso $C_m = 9.44\ kN/m$

Sobre carga viva $C_v = 4\ kN/m$

Analizando las combinaciones de carga se tiene que la combinación más desfavorable es de:

$$U = 1.20\ C_m + 1.60\ C_v = 17.73\ kN/m \text{ (En el tramo } 1, 2 \text{ y descanso)}$$

Diagrama de momentos. (Ver Anexo 3-8, Figura 11)

Diseño de la armadura longitudinal a flexión de la rampa

Armadura longitudinal positiva

Momento de cálculo es de: $M_u = 22.90\ kN * m$

Ancho de rampa: $b = 1.50\ m$

Espesor de losa $t = 0.20\ m$

Recubrimiento geométrico: $r_{geo} = 3\ cm$ (se asumirá barras de ϕ8 mm)

Canto útil: $d = t - r_{geo} - \frac{\phi}{2} = 16.60\ cm$

- **Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 0.49\ cm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = 0.58\ cm$$

Acero teórico en la sección: $A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 3.19\ cm^2$

Determinación del acero mínimo:

$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.0018 * 420}{f_y} * A_g = 4.51\ cm^2$

$A_{s\ min\ 2} = 0.0014 * A_g = 4.20\ cm^2$

Acero provisto en la sección: $A_s = 4.51\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 8\ mm \qquad A_{s\phi} = 0.502\ cm^2$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 8.98 = 9\ barras$$

$$A_s = 4.51 < A_{sp} = 9 * 0.502 = 4.52\ cm^2\ Cumple$$

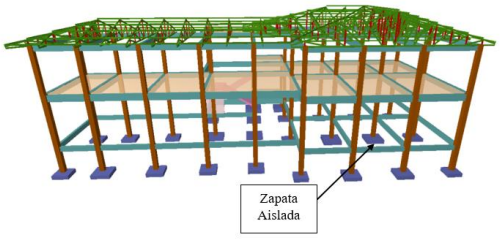
Espaciamiento del acero: $S = \frac{b - 2 * r_{mec}}{Nb - 1} = 19.85\ cm = 15\ cm$

Usar $9\phi 8\ mm\ c/15\ cm$

3.5.4. Fundaciones

3.5.4.1. Diseño de zapata aislada.

Figura 3.21. Zapata aislada a diseñar



Fuente: *Elaboración propia CYPECAD v.2018*

Los esfuerzos en servicio de la zapata son los siguientes:

$N_s = 430.23\ kN$

$Mx_s = 2.55\ kN * m$

$My_s = 0.47\ kN * m$

La zapata corresponde, a la zapata que esta soportado a la columna N°19

Excentricidad. El cálculo de la excentricidad de la zapata es para ver si la carga está dentro del núcleo central.

$$e = \frac{M}{p} = 0.00593\ m = 5.93\ mm < \frac{B}{6} = 0.27\ m\ "Esta\ dentro\ del\ NC"$$

Verificación de hundimiento con los esfuerzos en servicio.

$$\sigma = \frac{N_s}{LB} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2} \leq \sigma_{adm}$$

La capacidad admisible del suelo es de $\sigma_{adm} = 502\ \frac{kN}{m^2}$

$$\sigma_1 = 172.48\ \frac{kN}{m^2}\ ;\ \sigma_2 = 171.11\ \frac{kN}{m^2}\ ;\ \sigma_3 = 165.01\ \frac{kN}{m^2}\ ;\sigma_4 = 163.63\ \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_1 = 172.48\frac{kN}{m^2} < 502\ \frac{kN}{m^2}\ Cumple\ con\ el\ hundimiento$$

Los esfuerzos en resistencia de la zapata son los siguientes:

$N_u = 601.20\ kN$

$M_{ux} = 3.28\ kN * m$

$M_{uy} = -0.97\ kN * m$.

$$\sigma = \frac{N_u}{LB} \pm \frac{6M_{ux}}{BL^2} \pm \frac{6M_{uy}}{LB^2}$$

$$\sigma_1 = 241.07\ \frac{kN}{m^2}\ ;\ \sigma_2 = 238.23\ \frac{kN}{m^2}\ ;\ \sigma_3 = 231.46\ \frac{kN}{m^2}\ ;\ \sigma_4 = 228.62\ \frac{kN}{m^2}$$

Los esfuerzos de la zapata aislada a diseñar se muestran en la siguiente gráfica. **(Ver Anexo 3-9, Figura 12)**

Momento para diseño de la armadura: $M_u = (\sigma_{max} * X * B) * \frac{X}{2} = 75.33\ kN * m$

Calculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro

Tabla 3.19. Datos generales para diseño de zapata

DATOS	
$\phi =$	0.90
$\beta_1 =$	0.85
$f'_c =$	25 Mpa
$f_y =$	500 Mpa
$b =$	1.60 m
$r_{geo} =$	0.05 m
$\phi 12 =$	12 mm
$h =$	0.35 m
$r_{mec} =$	0.056 m
$d =$	0.294 m
$M_{max} =$	$75.33\ kN * m$

Fuente: *Elaboración propia*

Reemplazando:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 0.85\ cm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = 1$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 5.78\ cm^2$$

Determinación del acero mínimo:

$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.0018*420}{f_y} * A_g = 8.47\ cm^2$

$A_{s\ min\ 2} = 0.0014 * A_g = 7.84\ cm^2$

Acero provisto en la sección: $A_s = 8.47\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 12\ mm \qquad A_{s\phi} = 1.13\ cm^2$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 7.49 = 8\ barras$$

$$A_s = 8.47 < A_{sp} = 8 * 1.131 = 9.05\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero: $S = \frac{b-2*r_{mec}}{Nb-1} = 21.26\ cm = 20\ cm$

Usar $8\phi 12\ mm\ c/20\ cm$ ($en\ ambas\ direcciones\ X\ y\ Y$)

Comprobación a punzonamiento

Datos.

$N_u = 601.20\ kN = 61.31\ tonf$

$H = 35\ cm$

$a = 35\ cm$ y $b = 35\ cm$

$d = 29.40\ cm$

Calculo del perímetro critico (columna central): $b_o = 2a + 2b + 4d = 257.60\ cm$

Cortante que resiste el concreto (escoger el mínimo de las siguientes ecuaciones en kg/cm^2) ϕ = 0,75, λ = 1, β = relación entre el lado mayor entre el lado menor, $\alpha_s = 35$ para columnas centrales.

$$\left.\begin{aligned} \phi V_c &= \phi * 1.1 * \lambda * \sqrt{f'_c} = 13.04\ kg/cm^2 \\ V_c &= \phi * 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = 18.86 \frac{kg}{cm^2} \\ \phi V_c &= \phi * 0.27 * \lambda * \sqrt{f'_c} * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) = 19.19\ kg/cm^2 \end{aligned}\right\} = 13.04\ kg/cm^2$$

Asumir: $\phi V_c = 13.04\ kg/cm^2$

$$P_z = \phi V_c * b_o * d = 968.81\ kN$$

Por lo tanto, la zapata resiste.

La eficiencia de la zapata con respecto al punzonamiento es de: $\frac{N_u}{P_z} = 0.62 < 1\ Cumple$

Comprobación al deslizamiento

$N = 601.20\ kN$

$P = 19.76\ kN$

$\emptyset = 28° = \frac{2}{3} * 28 = 18.67$

$V = 4.23\ kN$

$$(N + P) * tg\emptyset_{\frac{2}{3}} \geq 1.5 * V$$

$$209.82\ kN \geq 6.35\ kN\ Se\ verifica\ que\ cumple$$

Verificación al vuelco

Datos

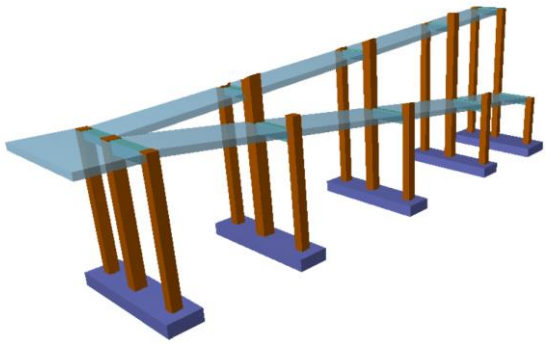
$N_u = 601.20\ kN$

$M_{ux} = 3.28\ kN * m$

$$C_{sv} = \frac{N * \frac{L}{2}}{M} = 146.63 \geq 1.50\ Cumple$$

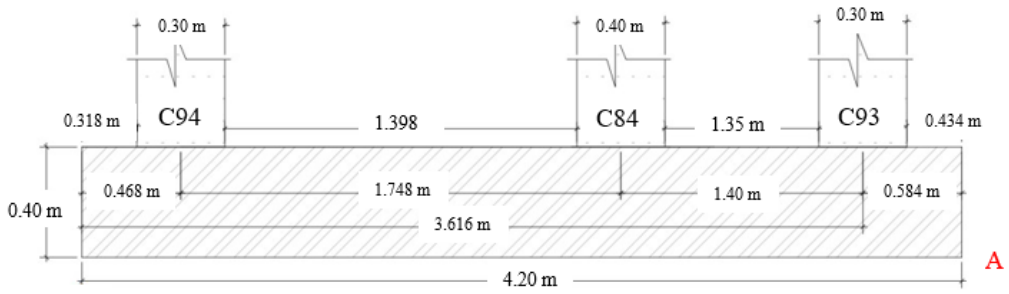
3.5.4.2.Diseño de zapata combinada

Figura 3.22. Zapata combinada a diseñar



Fuente: *CYPECAD v.2018*

Figura 3.23. Geometría de la zapata combinada



Fuente: *Elaboración propia*

Verificación de la zapata combinada

Los esfuerzos en servicio de la zapata son los siguientes: **(Ver Anexo 3-10, Tabla 20)**

Haciendo momento en el punto A para calcular la excentricidad.

La resultante de la fuerza es de $N_s = 198.46\ kN$

$$x = \frac{\sum F * x}{N_s} = 2.07\ m$$

Cálculo de la excentricidad de la zapata combinada queda: $e = 2.07 - 2.10 = -0.03\ m$

Calculado el momento en servicio: $M_s = N_s * e + M_{sx} = 11.19\ kN * m$

La normal en servicio queda: $N_s = C93 + C84 + C94 = 198.46\ kN$

Verificación al hundimiento

$$\sigma = \frac{N_s}{B * L} \pm \frac{6 * M_s}{B * L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{198.46}{1 * 4.20} + \frac{6 * 11.19}{1 * 4.20^2} = 51.06\ \ kN/m^2 \quad \sigma_2 = \frac{198.46}{1 * 4.20} - \frac{6 * 11.19}{1 * 4.20^2} = 46.45\ kN/m^2$$

$$\sigma_1 = 51.06\ kN/m^2 \leq 502\ kN/m^2\ "Cumple\ siendo\ menor\ que\ el\ admisible"$$

Diseño a flexión: Los esfuerzo en resistencia son los siguientes. **(Ver Anexo 3-9, Tabla 21)**

La resultante normal en resistencia es: $N_r = 357.85\ kN$

$$x = \frac{\sum F * x}{N_s} = 1.99\ m$$

Cálculo de la excentricidad de la zapata combinada queda: $e = 1.99 - 2.10 = -0.11\ m$

Calculo previo para calcular los esfuerzos: $A = 4.20\ m^2$

$$I_y = \frac{B * L^3}{12} = 6.174\ m^4 \qquad S_y = \frac{I_y}{L/2} = 2.94\ m^3$$

$$\sigma = \frac{N_r}{A} \pm \frac{N_r * e + M_{xr}}{S_y}$$

$$\sigma_1 = 100.76\ kN/m^2 \qquad \sigma_2 = 96.42\ kN/m^2$$

Para obtener la carga distribuida hay que multiplicar por el ancho B que es $B = 1\ m$

$$q_1 = 69.64 * 1 = 69.64\ kN/m \qquad q_2 = 100.76 * 1 = 100.76\ kN/m$$

El cargado de la viga se realizó al programa Ftool, del cual se obtuvieron el siguiente diagrama de momentos. **(Ver Anexo 3-10, Figura 13)**

Calculo de acero para zapata combinada

Tabla 3.20. Datos generales para diseño de zapata combinada

DATOS	
$\phi =$	0.90
$\beta_1 =$	0.85
$f'_c =$	25 Mpa
$f_y =$	500 Mpa
$b =$	1 m
$r_{geo} =$	0.05 m
$\phi 12 =$	12 mm
$h =$	0.40 m
$r_{mec} =$	0.056 m
$d =$	0.344 m
$M_{max} =$	$25.10\ kN * m$

Fuente: *Elaboración propia*

Reemplazando:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 0.38\ cm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = 0.45$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 1.62\ cm^2$$

Determinación del acero mínimo:

$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.0018*420}{f_y} * A_g = 6.05\ cm^2$

$A_{s\ min\ 2} = 0.0014 * A_g = 5.60\ cm^2$

Acero provisto en la sección: $A_s = 6.05\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 12\ mm \qquad A_{s\phi} = 1.13\ cm^2$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 5.35 = 6\ barras$$

$$A_s = 6.05 < A_{sp} = 6 * 1.131 = 6.79\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero: $S = \frac{b-2*r_{mec}}{Nb-1} = 17.76\ cm = 10\ cm$

Usar $9\phi 12\ mm\ c/10\ cm$

3.6. Análisis para el diseño sísmico de la estructura

3.6.1. Parámetros de cálculo del espectro de diseño.

Pseudo aceleración sísmica (S_o)

Para el presente análisis se adoptó una pseudo aceleración sísmica del 9.5% (So = 0,095), dado que esta corresponde a la curva más representativa de la zona de emplazamiento del proyecto. (**Ver Anexo 3-11, Figura 14**)

Tipo de suelo (S)

Del estudio de suelos se tiene que se realizó un numero de golpes de 25 lo cual con el mismo valor se ingresa a la siguiente tabla (**Ver Anexo 3-11, Tabla 22)**

Como se muestra nuestro tipo de suelo es S3 (Suelo Rígido), lo cual coincide con estudio de suelos realizado.

Determinación del coeficiente de sitio para periodos cortos (F_a)

El pseudo aceleración sísmica para la zona del proyecto es de: So = 0,095 y el tipo de suelo es S3. Con los dos datos entramos a la siguiente tabla. (**Ver Anexo 3-11, Tabla 23)**

Realizando la interpolación lineal el valor del coeficiente de sitio en periodo corto es de $F_a = 1.515$.

Determinación del coeficiente de sitio de periodo largo (F_v)

Para hallar el valor de F_v se tienen el pseudo aceleración sísmica So = 0,095 y el tipo de suelo es S3. (**Ver Anexo 3-11, Tabla 24)**

Con la interpolación lineal se tiene que el factor del periodo largo es de $F_v = 2$

Determinación del periodo inicial, periodo corto y periodo largo.

Calculo de periodos limites

- Para tiempo inicial: $T_o = 0.15 * \frac{F_v}{F_a} = 0.198$
- Para periodo corto: $T_o = 0.5 * \frac{F_v}{F_a} = 0.660$
- Para periodo largo: $T_o = 4 * \frac{F_v}{F_a} = 5.280$

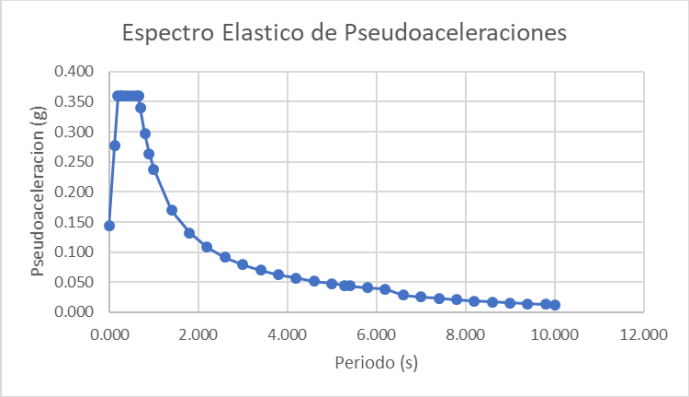
Determinación del periodo elástico.

Para poder tener una mejor apreciación del espectro elástico (**Ver Anexo 3-11, Figura 15)**

- Para $T = 0\ s \quad \rightarrow S_{ae} = F_a * S_o * \left(1 + 1.5 * \frac{T}{T_o}\right) = 0.144$
- Para $T = 0.198\ s \rightarrow S_{ae} = 2.5 * F_a * S_o = 0.360$
- Para $T = 0.660\ s \rightarrow S_{ae} = \frac{1.25 * F_v * S_o}{T} = 0.360$
- Para $T = 5.280\ s \rightarrow S_{ae} = \frac{1.25 * F_v * S_o * T_L}{T^2} = 0.045$

A continuación, se muestra el espectro elástico de Pseudoaceleraciones.

Figura 3.24. Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades, g



Fuente: *Elaboración propia*

Para una mejor apreciación se muestra la tabla de valores del espectro elástico, el cual estos valores se introducirán al programa CYPECAD. **(Ver Anexo 3-11, Tabla 25).**

Determinación del factor de importancia (I_e)

El factor de importancia de nuestro proyecto es un Tipo III, debido a que se contempla edificios donde frecuentemente existe aglomeración de personas, donde el contenido es de gran valor para la sociedad (bibliotecas, museo, etc.), instituciones educativas (escuelas, parvularios, recintos universitarios), **(Ver Anexo 3-11, Tabla 26).**

El factor de importancia para el Tipo III es de $I_e = 1.30$

Factor topográfico (τ)

En nuestro caso el factor topográfico $\tau = 1$, debido a que el terreno es plano o ligeramente inclinado y no se esperan efectos topográficos significativos en la respuesta sísmica de la estructura.

Factor de reducción sísmica nominal (R_o), amplificación (C_d), y deriva, Δ

El coeficiente básico R_o está determinado por la capacidad de deformación plástica (ductilidad), la resistencia adicional disponible, el nivel de redundancia y el grado de amortiguamiento del sistema estructural, así como por las propiedades de los elementos y materiales que lo integran, en nuestro caso corresponde a un Sistema de Pórticos en la

subdivisión de Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos, se tiene los siguientes valores: $R = 5$, $C_d = 4.5$, $\Delta' = 0.011$, dichos valores fueron extraídos de la NBDS 2023 tabla 8.

Determinación de la categoría de Diseño sísmico

- **En función del coeficiente "F_a"**

La categoría de diseño sísmico está en función de: $F_a * S_o = 1.515 * 0.095 = 0.144$

Por tanto, para la categoría de diseño sísmico se considera tipo "C" (Pórticos intermedios resistentes a momento), (**Ver Anexo 3-11, Tabla 27).**

- **En función del coeficiente "F_v"**

La categoría de diseño sísmico está en función de: $F_v * S_o = 2 * 0.095 = 0.190$

Por tanto, para la categoría de diseño sísmico se considera tipo "C" (Pórticos intermedios resistentes a momento), (**Ver Anexo 3-11, Tabla 28).**

Determinación de irregularidades.

Factor de irregularidad en altura (I_a).

En nuestro caso el factor de irregularidad $I_a = 0$, debido a que la estructura presenta una distribución regular de masa y rigidez en altura, sin cambios bruscos o discontinuidades significativas.

Factor de irregularidad en planta (I_p)

El valor para el factor de irregularidad en planta es $I_p = 0$ debido a que la estructura se comporta de manera más predecible y regular bajo cargas sísmicas, lo que puede influir en el diseño y análisis estructural.

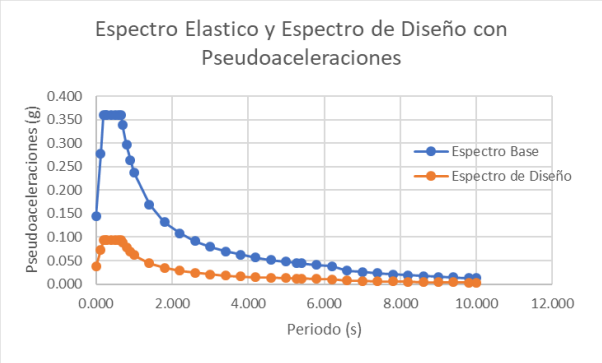
Determinación del espectro de Diseño de Pseudoaceleraciones.

- Para $T = 0\ s$, $S_{ae} = 0.144 \quad \rightarrow S_a = \frac{I_e * S_{ae} * \tau}{R} = 0.037$
- Para $T = 0.198\ s$, $S_{ae} = 0.360 \rightarrow S_a = \frac{I_e * S_{ae} * \tau}{R} = 0.094$
- Para $T = 0.660\ s$, $S_{ae} = 0.360 \rightarrow S_a = \frac{I_e * S_{ae} * \tau}{R} = 0.094$

- Para $T = 5.280\ s$, $S_{ae} = 0.045 \rightarrow S_a = \frac{I_e * S_{ae} * \tau}{R} = 0.012$

A continuación, se muestra la comparación del espectro elástico de Pseudoaceleraciones de Diseño y el espectro elástico.

Figura 3.25. Espectro elástico de pseudoaceleración de Diseño en unidades, g



Fuente: *Elaboración propia*

Para una mayor apreciación de los valores se mostrará una tabla tanto del periodo como las Pseudoaceleraciones de diseño y Pseudoaceleración elástica. (**Ver Anexo 3-11, Tabla 29).**

3.6.2. Determinación de fuerzas sísmicas de diseño

Determinados los parámetros sísmicos, se calcula el cortante basal de diseño, considerando un peso sísmico total de 5251.961 kN correspondiente a la masa efectiva de la edificación.

3.6.2.1. Cortante basal sísmico

A partir del peso sísmico total se determina el cortante basal, que representa la fuerza sísmica total que actúa en la base de la estructura.

Tabla 3.21. Comparación de resultados de losa

PARAMETRO	VALOR
Peso sísmico total de la estructura (W)	5251.961 kN
Cortante basal dinámico en dirección X	344.813 kN
Cortante basal dinámico en dirección Y	346.228 kN
Método de análisis	Modal espectral

Fuente: *Elaboración propia*

A partir de estos valores se determinó el coeficiente sísmico de diseño, el cual se calcula mediante la relación entre el cortante basal y el peso sísmico total de la estructura:

$$C_s = \frac{V}{W}$$

Donde:

V = Fuerza cortante basal de diseño

C_s = Coeficiente sísmico de diseño.

W = Peso sísmico de la estructura.

De acuerdo con los resultados obtenidos se tienen los siguientes coeficientes sísmicos:

- Coeficiente sísmico en dirección X: C_{sx} = 0.0657.
- Coeficiente sísmico en dirección Y: C_{sy} = 0.0659.

3.6.2.2.Distribución de fuerzas sísmicas por nivel

Determinado el cortante basal, las fuerzas sísmicas se distribuyen en la altura de la estructura según el peso sísmico y la altura de cada nivel, obteniendo las fuerzas actuantes en cada piso.

Tabla 3.22. Comparación de resultados de losa

NIVEL	ALTURA/COTA (m)	PESO SÍSMICO (Wi) (kN)	FUERZA SÍSMICA (Fi) (kN)
Azotea (Cubierta)	7.35	587.90	66.24
Piso 2 (Primera Planta)	3.95	3230.90	253.15
Piso 1 (Planta Baja)	0	1433.16	61.31
Total	—	**5251.96**	**344.81**

Fuente: *Elaboración propia*

Las fuerzas sísmicas obtenidas representan las acciones horizontales de diseño que actúan en cada nivel de la estructura y que posteriormente son utilizadas para el dimensionamiento de vigas, columnas y demás elementos estructurales.

3.6.2.3.Verificación mediante modelo estructural

Los resultados obtenidos fueron verificados mediante el modelo estructural desarrollado en CYPECAD, el cual realiza el análisis dinámico de la estructura mediante el método modal espectral. Este procedimiento permite obtener de manera más precisa los esfuerzos internos generados por la acción sísmica, considerando la participación de los diferentes modos de vibración de la estructura.

3.7. Desarrollo de la estrategia para ejecución del proyecto

3.7.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas establecen los lineamientos para la correcta ejecución de cada ítem, indicando el equipo, la maquinaria, el personal requerido y la modalidad de pago. (**Ver Anexo 5).**

3.7.2. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios se realiza para cada ítem del proyecto, considerando los componentes que intervienen en su costo.

- (1) Materiales.
- (2) Mano de obra.
- (3) Equipo maquinaria y herramientas.
- El costo directo del ítem se obtiene sumando los tres componentes anteriores CD = 1+2+3.
- Las cargas sociales se consideran como el 55% del costo de la mano de obra.
- El Impuesto al Valor Agregado (IVA) corresponde al 14,94% del costo de la mano de obra.
- El Impuesto a las Transacciones (IT) corresponde al 3,09% del costo directo.
- Las herramientas menores se consideran como el 5% del costo de la mano de obra.
- Los gastos generales corresponden al 10% del costo directo.
- La utilidad se establece entre el 10% y 20% del costo directo más los gastos generales; en este proyecto se adopta un 10%.

Los porcentajes indicados se establecen conforme a la Guía Boliviana para la elaboración de precios unitarios; algunos son valores fijos según la Resolución Ministerial 477/04 y otros se determinan mediante análisis de incidencias

El análisis de precios unitarios se realiza mediante el programa PRESCOM, como se indicó en el marco teórico. Las planillas correspondientes se presentan en el Anexo 5.

3.7.3. Cómputos métricos

Para la elaboración del presupuesto de obra se realizan los cómputos métricos de cada ítem, los cuales se detallan en el ANEXO 6.

3.7.4. Presupuesto

El presupuesto del proyecto se determina a partir de los cómputos métricos y los precios unitarios de cada ítem, obteniéndose un costo total de obra gruesa de Bs 2 419 543.95, detallado en el ANEXO 7.

3.7.5. Planeamiento y cronograma

Según el plan de obra y la disponibilidad de cuadrillas, se establece un plazo de ejecución de 222 días calendario para la construcción del proyecto, detallado en el ANEXO 8.

CAPÍTULO IV APORTE ACADÉMICO

“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIGAS EN ESCALERAS CON APOYOS SIMPLES Y EMPOTRADOS MEDIANTE EL METODO DE ANÁLISIS MATRICIAL”

CAPÍTULO IV

4. Evaluación del comportamiento estructural de vigas en escaleras con apoyos simples y empotrados mediante el método de análisis matricial

4.1. Marco conceptual del aporte académico

El presente aporte académico se centra en la comparación entre dos enfoques de análisis estructural aplicados al diseño de escaleras de hormigón armado: el cálculo tradicional basado en métodos analíticos y el análisis mediante el método matricial de rigidez. Este último se fundamenta en la formulación matricial del comportamiento estructural, constituyendo la base teórica del método de los elementos finitos (MEF). El objetivo es evidenciar las diferencias en la obtención de esfuerzos, momentos y deformaciones, considerando el régimen normativo establecido en la Norma Boliviana NB 1225001.

4.2. Marco teórico del aporte académico

El método de análisis matricial de rigidez es una herramienta fundamental en la ingeniería estructural que permite evaluar el comportamiento mecánico de estructuras, tales como esfuerzos, deformaciones y desplazamientos. Su principio consiste en representar la estructura mediante elementos conectados en nodos, formulando ecuaciones de equilibrio en forma matricial. Este enfoque se basa en la relación fundamental entre fuerzas, rigidez y desplazamientos, expresada como:

$$F = K * u$$

Donde F es el vector de fuerzas, K la matriz de rigidez y u el vector de desplazamientos. Este método constituye la base del método de los elementos finitos (MEF) y se utiliza en el diseño estructural para determinar la respuesta de vigas y pórticos.

4.2.1. Modelación de una escalera de concreto armado

Una escalera de hormigón armado se comporta como una losa inclinada, cuyo diseño depende de su geometría y condiciones de apoyo. Mediante el análisis matricial, la estructura se idealiza como un sistema de elementos (vigas o barras) conectados en nodos, lo que permite determinar esfuerzos, momentos y deformaciones de manera estructurada y precisa. El proceso de modelado requiere definir:

- **Geometría**: dimensiones del tramo, huellas, contrahuellas, y losas de apoyo.
- **Propiedades del material**: módulo de elasticidad del concreto (E_c), coeficiente de Poisson (υ) y peso específico (γ).
- **Condiciones de frontera**: restricciones en apoyos y conexiones con muros o vigas.
- **Cargas aplicadas**: peso propio, carga viva y cargas adicionales de acabado o barandales.

4.2.2. Conceptos fundamentales del análisis con MEF análisis matricial

A continuación, se presentan los conceptos esenciales del análisis matricial aplicados a una escalera de hormigón armado:

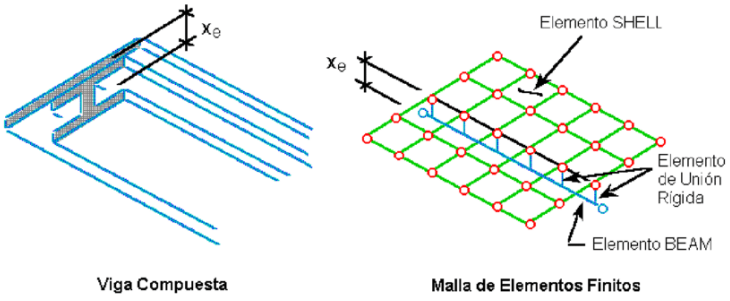
- Nodo: Punto donde se concentran los grados de libertad del sistema.
- Elemento: Subdivisión del modelo continuo; puede ser triangular, cuadrilátero, tetraédrico o hexaédrico.
- Grados de libertad: Variables que representan los desplazamientos y rotaciones en cada nodo.
- Malla: Conjunto de elementos y nodos que discretizan la geometría.
- Condiciones de frontera: Restricciones de movimiento o cargas impuestas en el modelo.
- Matriz de rigidez: Relación matemática entre fuerzas y desplazamientos
- Ensambles: Proceso de unificación de las ecuaciones de todos los elementos en un sistema global.

4.2.3. Aplicación del método de análisis matricial a un sistema estructural.

4.2.3.1. Idealización del elemento estructural.

El método de análisis matricial representa una estructura continua mediante un modelo idealizado compuesto por elementos estructurales con propiedades elásticas definidas en forma matricial. Cada elemento describe el comportamiento local, y el análisis global se obtiene mediante el ensamblaje de las matrices de rigidez, garantizando el equilibrio y la compatibilidad del sistema (por ejemplo, barras o vigas conectadas en nodos).

Figura 4.1. Modelo de viga compuesta y malla de elementos finitos



Fuente: *Imagen Google*

4.2.3.2. Definición de parámetros discretos.

Una vez discretizado el continuo, se definen un conjunto de parámetros discretos, asociados a funciones conocidas que describen el comportamiento de cada elemento, estos parámetros constituyen las variables fundamentales del sistema discreto.

4.2.3.3. Definición de cantidades internas del elemento

Cada elemento posee un conjunto de cantidades internas, que se expresan como funciones de los parámetros del sistema. En el análisis estructural, estas cantidades corresponden a fuerzas internas concentradas en los nodos. En el contexto de problemas lineales, esta relación se simplifica a una forma matricial lineal:

$$q_i^e = K_{i1}^e a_1 + K_{i2}^e a_2 + \cdots \ldots . + f_i^e$$

4.2.3.4. Ecuación del sistema discreto

El sistema discreto completo se forma mediante la suma o ensamblaje de las ecuaciones elementales. Esto implica combinar las contribuciones de cada elemento en los nodos compartidos.

$$r_i = \sum_{e=1}^{nel\ i} q_i^e$$

En un problema lineal, la suma nodal lleva a la ecuación global:

$$K * a = r - f$$

4.2.3.5. Aplicación de condiciones de contorno

Una vez establecidas las ecuaciones del sistema, se aplican las condiciones de contorno que definen restricciones o apoyos del modelo. Estas condiciones limitan los grados de libertad y permiten resolver el sistema para los parámetros desconocidos.

4.2.3.6. Obtención de magnitudes derivadas

Una vez determinados los parámetros del sistema (por ejemplo, los desplazamientos), es posible calcular otras magnitudes de interés físico, como:

- Esfuerzos internos (axiales, cortantes, flexionantes)
- Tensiones y deformaciones en los elementos
- Reacciones en los apoyos

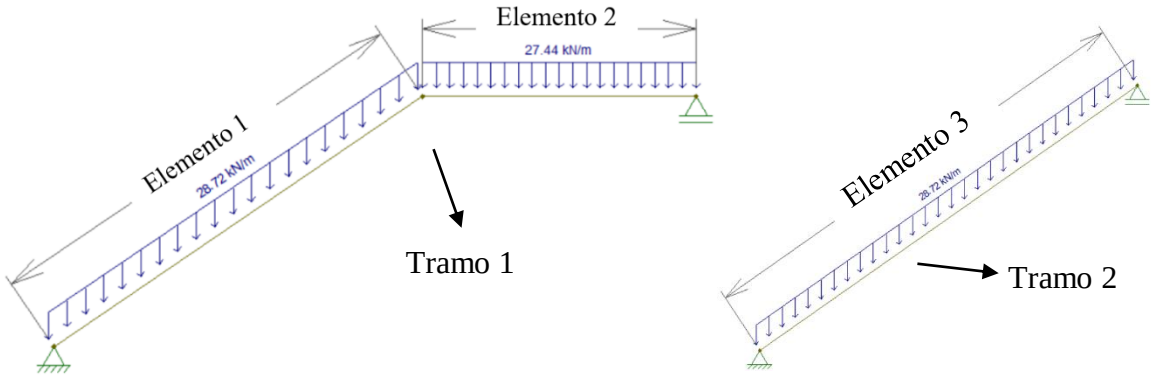
4.3. Producto

El estudio aplicó el método de análisis matricial de forma manual a una escalera en "U" de dos tramos, con el fin de comprender cada etapa del análisis estructural. Se consideraron apoyos empotrados en los extremos para evaluar su influencia en la rigidez y la redistribución de esfuerzos, en comparación con un modelo simplemente apoyado. Finalmente, los resultados de cortante, momento flector y reacciones fueron verificados con el programa Ftool para determinar la distribución de armadura requerida.

4.3.1. Método análisis matricial.

Para la aplicación del método de análisis matricial se realizará el análisis para una viga simplemente apoyada (Caso 1), y para una viga empotrada en sus extremos (Caso 2)

Figura 4.2. Discretización de la estructura en dos elementos para el análisis matricial.



Fuente: *Elaboración propia*

Caso 1 (Viga simplemente apoyada)

DATOS		
Ancho de rampa "b"	2	m
Espesor de losa "h"	0.2	m
Modulo de Elasticidad "E"	250000	kN/m^2
Longitud del elemento 1-3	2.70	m
Longitud del elemento 2	2	m
Carga en garganta "q1"	34.69	kN/m
Carga losa de descanso "q2"	27.44	kN/m
Angulo α ($Tramo$ 1)	34.13	
Angulo α ($Tramo$ 2)	0	

Determinación de Inercia: $I = \frac{b*h^3}{12} = 0.00133\ m^4$

Determinación del Área: $A = b * h = 0.40\ m^2$

Determinación de: $E * I = 333.33\ kN * m^2$

Determinación de: $E * A = 100000\ kN$

Determinación de: $\alpha = 34.13°$ $\lambda = cos\alpha = 0.83$ $\mu = sen\alpha = 0.56$

Elemento 1

1) Determinación de la matriz de rigidez

$$[K^1] = \begin{pmatrix} \frac{AE}{L_1}\lambda^2 + \frac{12EI}{{L_1}^3}\mu^2 & \left[\frac{AE}{L_1} - \frac{12EI}{{L_1}^3}\right]\lambda\mu & -\frac{6EI}{{L_1}^2}\mu & -\left[\frac{AE}{L_1}\lambda^2 + \frac{12EI}{{L_1}^3}\mu^2\right] & -\left[\frac{AE}{L_1} - \frac{12EI}{{L_1}^3}\right]\lambda\mu & -\frac{6EI}{{L_1}^2}\mu \\ \left[\frac{AE}{L_1} - \frac{12EI}{{L_1}^3}\right]\lambda\mu & \frac{AE}{L_1}\mu^2 + \frac{12EI}{{L_1}^3}\lambda^2 & \frac{6EI}{{L_1}^2}\lambda & -\left[\frac{AE}{L_1} - \frac{12EI}{{L_1}^3}\right]\lambda\mu & -\left[\frac{AE}{L_1}\mu^2 + \frac{12EI}{{L_1}^3}\lambda^2\right] & \frac{6EI}{{L_1}^2}\lambda \\ -\frac{6EI}{{L_1}^2}\mu & \frac{6EI}{{L_1}^2}\lambda & \frac{4EI}{L_1} & \frac{6EI}{{L_1}^2}\mu & -\frac{6EI}{{L_1}^2}\lambda & \frac{2EI}{{L_1}^2} \\ -\left[\frac{AE}{L_1}\lambda^2 + \frac{12EI}{{L_1}^3}\mu^2\right] & -\left[\frac{AE}{L_1} - \frac{12EI}{{L_1}^3}\right]\lambda\mu & \frac{6EI}{{L_1}^2}\mu & \frac{AE}{L_1}\lambda^2 + \frac{12EI}{{L_1}^3}\mu^2 & \left[\frac{AE}{L_1} - \frac{12EI}{{L_1}^3}\right]\lambda\mu & \frac{6EI}{{L_1}^2}\mu \\ -\left[\frac{AE}{L_1} - \frac{12EI}{{L_1}^3}\right]\lambda\mu & -\left[\frac{AE}{L_1}\mu^2 + \frac{12EI}{{L_1}^3}\lambda^2\right] & -\frac{6EI}{{L_1}^2}\lambda & -\left[\frac{AE}{L_1} - \frac{12EI}{{L_1}^3}\right]\lambda\mu & \frac{AE}{L_1}\mu^2 + \frac{12EI}{{L_1}^3}\lambda^2 & -\frac{6EI}{{L_1}^2}\lambda \\ -\frac{6EI}{{L_1}^2}\mu & \frac{6EI}{{L_1}^2}\lambda & \frac{2EI}{L_1} & \frac{6EI}{{L_1}^2}\mu & -\frac{6EI}{{L_1}^2}\lambda & \frac{4EI}{L_1} \end{pmatrix}$$

$$[K^1] = \begin{pmatrix} 21044.17 & 14185.15 & -105.47 & -21044.17 & -14185.15 & -105.47 \\ 14185.15 & 9730 & 156 & -14185.15 & -9729.65 & 156 \\ -105.47 & 156 & 408.78 & 105.47 & -156 & 204.39 \\ -21044.17 & -14185.15 & 105.47 & 21044.17 & 14185.15 & 105.47 \\ -14185.15 & -9730 & -155.61 & 14185.15 & 9730 & -155.61 \\ -105.47 & 156 & 204.39 & 105.47 & -156 & 408.78 \end{pmatrix}$$

2) Vector de fuerzas y de desplazamientos:

Para este tramo se utilizará la tabla de empotramiento perfecto.

$$\frac{W * L}{2} = 46.83 \qquad \frac{W * L^2}{12} = 21.07$$

Entonces:

$$[f^1] = \begin{pmatrix} 0 \\ 46.83 \\ 21.07 \\ 0 \\ 46.83 \\ -21.07 \end{pmatrix} \qquad [a^1] = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ a3 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \end{pmatrix}$$

Elemento 2

1) Determinación de la matriz de rigidez

$$[K^2] = \begin{pmatrix} 50000 & 0 & 0 & -50000 & 0 & 0 \\ 0 & 500 & 500 & 0 & -500 & 500 \\ 0 & 500 & 666.67 & 0 & -500 & 333.33 \\ -50000 & 0 & 0 & 50000 & 0 & 0 \\ 0 & -500 & -500 & 0 & 500 & -500 \\ 0 & 500 & 333.33 & 0 & -500 & 666.67 \end{pmatrix}$$

2) Vector de fuerzas y de desplazamientos:

Para este tramo se utilizará la tabla de empotramiento perfecto.

$$\frac{W * L}{2} = 27.44 \qquad \frac{W * L^2}{12} = 9.15$$

Entonces:

$$[f^2] = \begin{pmatrix} 0 \\ 27.44 \\ 9.15 \\ 0 \\ 27.44 \\ -9.15 \end{pmatrix} \qquad [a^2] = \begin{pmatrix} a4 \\ a5 \\ a6 \\ a7 \\ 0 \\ a9 \end{pmatrix}$$

Determinación de la matriz de rigidez del sistema

$$K = \begin{pmatrix} 21044.17 & 14185.15 & -105.47 & -21044.17 & -14185.15 & -105.47 & 0 & 0 & 0 \\ 14185.15 & 9730 & 156 & -14185.15 & -9729.65 & 156 & 0 & 0 & 0 \\ -105.47 & 156 & 408.78 & 105.47 & -156 & 204.39 & 0 & 0 & 0 \\ -21044.17 & -14185.15 & 105.47 & 71044.17 & 14185.15 & 105.47 & -50000 & 0 & 0 \\ -14185.15 & -9730 & -155.61 & 14185.15 & 10230 & 344.39 & 0 & -500 & 500 \\ -105.47 & 156 & 204.39 & 105.47 & 344 & 1075.45 & 0 & -500 & 333.33 \\ 0 & 0 & 0 & -50000 & 0 & 0 & 50000 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -500 & -500 & 0 & 500 & -500 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 500 & 333.33 & 0 & -500 & 666.67 \end{pmatrix}$$

Vector de fuerzas y desplazamientos del sistema:

$$f = \begin{pmatrix} 0 \\ 46.83 \\ 21.07 \\ 0 \\ 74.27 \\ -11.93 \\ 0 \\ 27.44 \\ -9.15 \end{pmatrix} \qquad a = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ a3 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \\ a7 \\ 0 \\ a9 \end{pmatrix}$$

Determinación de matrices reducidas

$$k_r = \begin{pmatrix} 408.78 & 105.47 & -155.61 & 204.39 & 0 & 0 \\ 105.47 & 71044.17 & 14185.15 & 105.47 & -50000 & 0 \\ -155.61 & 14185.15 & 10229.65 & 344.39 & 0 & 500 \\ 204.39 & 105.47 & 344.39 & 1075.45 & 0 & 333.33 \\ 0 & -50000 & 0 & 0 & 50000 & 0 \\ 0 & 0 & 500 & 333.33 & 0 & 666.67 \end{pmatrix}$$

$$f_r = \begin{pmatrix} 21.07 \\ 0 \\ 74.27 \\ -11.93 \\ 0 \\ -9.15 \end{pmatrix} \qquad a_r = \begin{pmatrix} a3 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \\ a7 \\ a9 \end{pmatrix}$$

Determinación de la matriz reducida inversa ${k_r}^{-1}$

$${k_r}^{-1} = \begin{pmatrix} 0.00560 & -0.00302 & 0.00445 & -0.00137 & -0.00302 & -0.00265 \\ -0.00302 & 0.00323 & -0.00470 & 0.00079 & -0.00323 & -0.00313 \\ 0.00445 & -0.00470 & 0.00695 & -0.00118 & -0.00470 & -0.00462 \\ -0.00137 & 0.00079 & -0.00118 & 0.00144 & -0.00079 & 0.00016 \\ -0.00302 & 0.00323 & -0.00470 & 0.00079 & 0.00325 & 0.00313 \\ -0.00265 & -0.00313 & -0.00462 & 0.00016 & 0.00313 & 0.00489 \end{pmatrix}$$

Calculando las deformaciones

$$\begin{pmatrix} a3 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \\ a7 \\ a9 \end{pmatrix} = {k_r}^{-1} * f_r \qquad \rightarrow \qquad \begin{pmatrix} a3 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \\ a7 \\ a9 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.489 \\ -0.451 \\ 0.666 \\ -0.135 \\ -0.451 \\ -0.446 \end{pmatrix}$$

Calculo de las fuerzas en los extremos de las barras: $[q^e] = K^e * a^e + f^e$

Elemento 1

$$[q^1] = \begin{pmatrix} 21044.17 & 14185.15 & -105.47 & -21044.17 & -14185.15 & -105.47 \\ 14185.15 & 9730 & 156 & -14185.15 & -9729.65 & 156 \\ -105.47 & 156 & 408.78 & 105.47 & -156 & 204.39 \\ -21044.17 & -14185.15 & 105.47 & 21044.17 & 14185.15 & 105.47 \\ -14185.15 & -9730 & -155.61 & 14185.15 & 9730 & -155.61 \\ -105.47 & 156 & 204.39 & 105.47 & -156 & 408.78 \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ -0.489 \\ 0.451 \\ -0.666 \\ 0.135 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ 46.83 \\ 21.07 \\ 0 \\ 46.83 \\ -21.07 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 78.44 \\ 0 \\ 0 \\ 15.23 \\ 85.33 \end{pmatrix}$$

Elemento 2

$$[q^2] = \begin{pmatrix} 50000 & 0 & 0 & -50000 & 0 & 0 \\ 0 & 500 & 500 & 0 & -500 & 500 \\ 0 & 500 & 666.67 & 0 & -500 & 333.33 \\ -50000 & 0 & 0 & 50000 & 0 & 0 \\ 0 & -500 & -500 & 0 & 500 & -500 \\ 0 & 500 & 333.33 & 0 & -500 & 666.67 \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} 0.451 \\ -0.666 \\ 0.135 \\ 0.451 \\ 0 \\ 0.446 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ 27.44 \\ 9.15 \\ 0 \\ 27.44 \\ -9.15 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ -15.23 \\ -85.33 \\ 0 \\ 70.11 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Diseño de la armadura longitudinal a flexión de la escalera. Tramo 1.

Armadura longitudinal. $(M_{max} = 88.67\ kN * m)$

- **Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 1.47\ cm$$

Acero teórico en la sección: $A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 12.50\ cm^2$

Determinación del acero mínimo:

$$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = 8.25\ cm^2 \qquad A_{s\ min\ 2} = \frac{1.40}{f_y} * b * d = 9.24\ cm^2$$

Acero provisto en la sección: $A_s = 12.50\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 10\ mm;\ A_{s\phi} = 0.785\ cm^2$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 15.92 = 16\ barras$$

$$A_s = 12.50\ cm^2 < A_{sp} = 16 * 0.785 = 12.56\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero: $S = \frac{b-2*r_{mec}}{Nb-1} = 12.87\ cm = 10\ cm$

$$\textbf{Usar } \boldsymbol{\phi = 10\ mm\ c/10\ cm}$$

Verificación de momento

$$A_s = N°barras * A_{s\phi} = 12.56\ cm^2 \qquad a_{real} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'_y} = 1.48\ cm$$

Calculo del momento nominal:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a_{real}}{2}\right) = 98.97\ kN * m$$

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$89.07 \geq 88.67\ Cumple$$

Tramo N°2

Elemento 3

1) Determinación de la matriz de rigidez

$$[K^3] = \begin{pmatrix} 21044.17 & 14185.15 & -105.47 & -21044.17 & -14185.15 & -105.47 \\ 14185.15 & 9730 & 156 & -14185.15 & -9729.65 & 156 \\ -105.47 & 156 & 408.78 & 105.47 & -156 & 204.39 \\ -21044.17 & -14185.15 & 105.47 & 21044.17 & 14185.15 & 105.47 \\ -14185.15 & -9730 & -155.61 & 14185.15 & 9730 & -155.61 \\ -105.47 & 156 & 204.39 & 105.47 & -156 & 408.78 \end{pmatrix}$$

Vector de fuerzas y de desplazamientos:

$$\frac{W * L}{2} = 23.42 \qquad \frac{W * L^2}{12} * cos\phi = 4.36$$

Entonces:

$$[f^3] = \begin{pmatrix} 0 \\ 46.83 \\ 21.07 \\ 0 \\ 46.83 \\ -21.07 \end{pmatrix} \qquad [a^3] = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ a3 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \end{pmatrix}$$

La matriz de rigidez, así como los vectores de fuerzas y desplazamientos del sistema, son iguales a los correspondientes del elemento 3, debido a que este es el único elemento que conforma y aporta rigidez al sistema.

Determinación de matrices reducidas

$$k_r = \begin{pmatrix} 408.78 & 105.47 & 204.39 \\ 105.47 & 21044.17 & 105.47 \\ 493.83 & 0 & 1975.31 \end{pmatrix} \qquad f_r = \begin{pmatrix} 21.07 \\ 0 \\ -21.07 \end{pmatrix} \qquad a_r = \begin{pmatrix} a3 \\ a4 \\ a6 \end{pmatrix}$$

Determinación de la matriz reducida inversa ${k_r}^{-1}$

$${k_r}^{-1} = \begin{pmatrix} 0.00326 & -0.00001 & -0.00163 \\ -0.00001 & 0.00005 & -0.0001 \\ -0.00163 & -0.00001 & 0.00326 \end{pmatrix}$$

Calculando las deformaciones

$$\begin{pmatrix} a3 \\ a4 \\ a6 \end{pmatrix} = {k_r}^{-1} * f_r \qquad \rightarrow \qquad \begin{pmatrix} a3 \\ a4 \\ a6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.103 \\ 0 \\ -0.103 \end{pmatrix}$$

Calculo de las fuerzas en los extremos de las barras $[q^e] = K^e * a^e + f^e$

Elemento 1

$$[q^1] = \begin{pmatrix} 0 \\ 46.8 \\ 0 \\ 0 \\ 46.8 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Diseño de la armadura longitudinal a flexión de la escalera. Tramo 2.

Armadura longitudinal. $(M_{max} = 31.61\ kN * m)$

- **Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * {f'}_c * b}} = 0.51\ cm$$

Acero teórico en la sección: $A_s = \frac{0.85 * {f'}_c * a * b}{f_y} = 4.34\ cm^2$

Determinación del acero mínimo:

$$A_{s\,min\,1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = 8.25\ cm^2 \qquad A_{s\,min\,2} = \frac{1.40}{f_y} * b * d = 9.24\ cm^2$$

Acero provisto en la sección: $A_s = 9.24\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 10\ mm$; $A_{s\phi} = 0.785\ cm^2$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 11.77 = 12\ barras$$

$$A_s = 9.24\ cm^2 < A_{sp} = 12 * 0.785 = 9.42\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero:

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo:

$$S = \frac{b - 2 * r_{mec}}{Nb - 1} = 17.55\ cm = 15\ cm$$

Usar $\boldsymbol{\phi = 10\ mm\ c/15\ cm}$

Verificación de momento

$$A_s = N°barras * A_{s\phi} = 9.42\ cm^2 \qquad a_{real} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'_y} = 1.11\ cm$$

Calculo del momento nominal:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a_{real}}{2}\right) = 75.10\ kN * m$$

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$67.59 \geq 31.61\ Cumple$$

Caso 2 (Viga empotrada)

Tramo N°1

Elemento 1

1) Determinación de la matriz de rigidez

$$[K^1] = \begin{pmatrix} 21044.17 & 14185.15 & -105.47 & -21044.17 & -14185.15 & -105.47 \\ 14185.15 & 9730 & 155.61 & -14185.15 & -9729.65 & 155.61 \\ -105.47 & 155.61 & 408.78 & 105.47 & -155.61 & 204.39 \\ -21044.17 & -14185.15 & 105.47 & 21044.17 & 14185.15 & 105.47 \\ -14185.15 & -9729.65 & -155.61 & 14185.15 & 9729.65 & -155.61 \\ -105.47 & 155.61 & 204.39 & 105.47 & -155.61 & 408.78 \end{pmatrix}$$

2) Vector de fuerzas y de desplazamientos:

$$\frac{W * L}{2} = 46.83 \qquad \frac{W * L^2}{12} * cos\phi = 21.07$$

Entonces:

$$[f^1] = \begin{pmatrix} 0 \\ 46.83 \\ 21.07 \\ 46.83 \\ -21.07 \end{pmatrix} \qquad [a^1] = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \end{pmatrix}$$

Elemento 2

1) Determinación de la matriz de rigidez

$$[K^2] = \begin{pmatrix} 50000 & 0 & 0 & -50000 & 0 & 0 \\ 0 & 500 & 500 & 0 & -500 & 500 \\ 0 & 500 & 666.67 & 0 & -500 & 333.33 \\ -50000 & 0 & 0 & 50000 & 0 & 0 \\ 0 & -500 & -500 & 0 & 500 & -500 \\ 0 & 500 & 333.33 & 0 & -500 & 666.67 \end{pmatrix}$$

2) Vector de fuerzas y de desplazamientos:

$$\frac{W * L}{2} = 27.44 \qquad \frac{W * L^2}{12} * cos\phi = 9.15$$

Entonces:

$$[f^2] = \begin{pmatrix} 0 \\ 27.44 \\ 9.15 \\ 0 \\ 27.44 \\ -9.15 \end{pmatrix} \qquad [a^2] = \begin{pmatrix} a4 \\ a5 \\ a6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Determinación de la matriz de rigidez del sistema.

$$K = \begin{pmatrix} 21044.17 & 14185.15 & -105.47 & -21044.17 & -14185.15 & -105.47 & 0 & 0 & 0 \\ 14185.15 & 9729.65 & 155.61 & -14185.15 & -9729.65 & 155.61 & 0 & 0 & 0 \\ -105.47 & 155.61 & 408.78 & 105.47 & -155.61 & 204.39 & 0 & 0 & 0 \\ -21044.17 & -14185.15 & 105.47 & 71044.17 & 14185.15 & 105.47 & -50000 & 0 & 0 \\ -14185.15 & -9729.65 & -155.61 & 14185.15 & 10229.65 & 344.39 & 0 & -500 & 500 \\ -105 & 155.61 & 204.39 & 105.47 & 344.39 & 1075.45 & 0 & -500 & 333.33 \\ 0 & 0 & 0 & -50000 & 0 & 0 & 50000 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -500 & -500 & 0 & 500 & -500 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 500 & 333.33 & 0 & -500 & 666.67 \end{pmatrix}$$

Vector de fuerzas y desplazamientos del sistema:

$$f = \begin{pmatrix} 0 \\ 46.83 \\ 21.07 \\ 0 \\ 74.27 \\ -11.93 \\ 0 \\ 27.44 \\ -9.15 \end{pmatrix} \qquad a = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Determinación de matrices reducidas

$$k_r = \begin{pmatrix} 71044.17 & 14185.15 & 105.47 \\ 14185.15 & 10229.65 & 344.39 \\ 105.47 & 344.39 & 1075.45 \end{pmatrix} \qquad f_r = \begin{pmatrix} 0 \\ 74.27 \\ -11.93 \end{pmatrix} \qquad a_r = \begin{pmatrix} a4 \\ a5 \\ a6 \end{pmatrix}$$

Determinación de la matriz reducida inversa ${k_r}^{-1}$

$${k_r}^{-1} = \begin{pmatrix} 0.00002 & -0.00003 & 0.00001 \\ -0.00003 & 0.00014 & -0.00004 \\ 0.00001 & -0.00004 & 0.00094 \end{pmatrix}$$

Calculando las deformaciones

$$\begin{pmatrix} a4 \\ a5 \\ a6 \end{pmatrix} = {k_r}^{-1} * f_r \qquad \rightarrow \qquad \begin{pmatrix} a4 \\ a5 \\ a6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0.002 \\ 0.011 \\ -0.014 \end{pmatrix}$$

Calculo de las fuerzas en los extremos de las barras: $[q^e] = K^e * a^e + f^e$

Elemento 1

$$[q^1] = \begin{pmatrix} 105.41 \\ 122.92 \\ 25.88 \\ -105.41 \\ -29.26 \\ -13.35 \end{pmatrix}$$

Elemento 2

$$[q^2] = \begin{pmatrix} 105.41 \\ 29.26 \\ 13.35 \\ -105.41 \\ 25.62 \\ -9.71 \end{pmatrix}$$

Diseño de la armadura longitudinal a flexión de la escalera. Tramo 1.

Armadura longitudinal. $(M_{max} = 25.88\ kN * m)$

- **Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 0.42\ cm$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = \frac{0.85 * 2.50 * 0.42 * 200}{50} = 3.57\ cm^2$$

Determinación del acero mínimo:

$$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = 8.25\ cm^2 \qquad A_{s\ min\ 2} = \frac{1.40}{f_y} * b * d = 9.24\ cm^2$$

Acero provisto en la sección: $A_s = 9.24\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 10\ mm$; $A_{s\phi} = 0.785\ cm^2$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = \frac{9.24\ cm^2}{0.785\ cm^2} = 11.77 = 12\ barras$$

$$A_s = 9.24\ cm^2 < A_{sp} = 12 * 0.785 = 9.42\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero:

$$S = \frac{b - 2 * r_{mec}}{Nb - 1} = 17.55\ cm = 15\ cm$$

Usar $\boldsymbol{\phi = 10\ mm\ c/15\ cm}$

Verificación de momento

$$A_s = N°barras * A_{s\phi} = 9.42\ cm^2 \qquad a_{real} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'_y} = 1.11\ cm$$

Calculo del momento nominal:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a_{real}}{2}\right) = 75.10\ kN * m$$

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$0.90 * 75.10 \geq 61.10$$

$$67.59 \geq 57.96\ Cumple$$

Tramo N°2

Elemento 3

1) Determinación de la matriz de rigidez

$$[K^3] = \begin{pmatrix} 21044.17 & 14185.15 & -105.47 & -21044.17 & -14185.15 & -105.47 \\ 14185.15 & 9730 & 155.61 & -14185.15 & -9729.65 & 155.61 \\ -105.47 & 155.61 & 408.78 & 105.47 & -155.61 & 204.39 \\ -21044.17 & -14185.15 & 105.47 & 21044.17 & 14185.15 & 105.47 \\ -14185.15 & -9729.65 & -155.61 & 14185.15 & 9729.65 & -155.61 \\ -105.47 & 155.61 & 204.39 & 105.47 & -155.61 & 408.78 \end{pmatrix}$$

2) Vector de fuerzas y de desplazamientos:

$$\frac{W * L}{2} = 46.83 \qquad \frac{W * L^2}{12} * cos\phi = 21.07$$

Entonces:

$$[f^3] = \begin{pmatrix} 0 \\ 46.83 \\ 21.07 \\ 0 \\ 46.83 \\ -21.07 \end{pmatrix} \qquad [a^3] = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

El elemento 3 presenta empotramiento en sus extremos, lo que implica la restricción total de sus grados de libertad. Por esta razón, no se obtiene una matriz de rigidez reducida ni su inversa, no se generan deformaciones, y las fuerzas en los extremos de la barra se calculan de manera directa.

Calculo de las fuerzas en los extremos de las barras

$$[q^e] = K^e * a^e + f^e$$

Elemento 1

$$[q^1] = \begin{pmatrix} 0 \\ 46.83 \\ 21.07 \\ 0 \\ 46.83 \\ -21.07 \end{pmatrix}$$

Diseño de la armadura longitudinal a flexión de la escalera. Tramo 2.

- **Calculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} = 0.34\ cm$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} = 2.89\ cm^2$$

Determinación del acero mínimo:

$$A_{s\ min\ 1} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = 8.25\ cm^2 \qquad A_{s\ min\ 2} = \frac{1.40}{f_y} * b * d = 9.24\ cm^2$$

Acero provisto en la sección: $A_s = 9.24\ cm^2$

Disposición del acero: $\phi = 10\ mm$; $A_{s\phi} = 0.785\ cm^2$

$$N°barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = \frac{9.24\ cm^2}{0.785\ cm^2} = 11.77 = 12\ barras$$

$$A_s = 9.24\ cm^2 < A_{sp} = 12 * 0.785 = 9.42\ cm^2\ Cumple$$

Espaciamiento del acero:

$$S = \frac{b - 2 * r_{mec}}{Nb - 1} = \frac{200 - 2 * 3.5}{12 - 1} = 17.55\ cm = 15\ cm$$

Usar $\boldsymbol{\phi = 10\ mm\ c/15\ cm}$

Verificación de momento.

$$A_s = N°barras * A_{s\phi} = 9.42\ cm^2 \qquad a_{real} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'_y} = 1.11\ cm$$

Calculo del momento nominal:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a_{real}}{2}\right) = 50 * 9.42 * \left(16.50 - \frac{1.11}{2}\right) = 75.10\ kN * m$$

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$0.90 * 75.10 \geq 21.10$$

$$\mathbf{67.59 \geq 21.10}\ \boldsymbol{Cumple}$$

4.3.2. Resultados obtenidos mediante el método análisis matricial.

Tabla 4.1. Resultados obtenidos mediante el método de análisis matricial

RESUMEN DE LA ARMADURA		
ELEMENTO	DISPOSICION DE ARMADURA (VIGA SIMPLEMENTE APOYADA)	DISPOSICION DE ARMADURA (VIGA CON APOYO EMPOTRADO)
ARMADURA LONGITUDINAL POSITIVA (TRAMO 1)	$\emptyset 10\ mm\ c/10\ cm$	$\emptyset 10\ mm\ c/15\ cm$
ARMADURA LONGITUDINAL POSITIVA (LOSA DE DESCANSO)	$\emptyset 10\ mm\ c/10\ cm$	$\emptyset 10\ mm\ c/15\ cm$
ARMADURA LONGITUDINAL POSITIVA (TRAMO 2)	$\emptyset 10\ mm\ c/15\ cm$	$\emptyset 10\ mm\ c/15\ cm$

Fuente: *Elaboración propia*

4.4. Análisis comparativo del comportamiento estructural de vigas mediante el método convencional y el método de análisis matricial.

4.4.1. Análisis comparativo e interpretación.

En el presente apartado se realiza un análisis comparativo del comportamiento estructural de dos vigas sometidas a condiciones de carga similares, pero con diferentes condiciones de apoyo: una viga simplemente apoyada y una viga empotrada, cuyo análisis se desarrolló mediante procedimientos de cálculo manual. La comparación se justifica debido a que las condiciones de apoyo influyen directamente en la distribución de esfuerzos internos y deformaciones del elemento estructural. En consecuencia, este análisis permite interpretar cómo dichas condiciones modifican la respuesta estructural de las vigas, evidenciando diferencias en la magnitud de los momentos, fuerzas cortantes y desplazamientos obtenidos.

4.4.1.1. Comparación de cálculo entre ambas condiciones de apoyo.

- **Análisis comparativo de resultado de momentos (M_u)**

Los momentos de cálculo para el diseño de la armadura longitudinal positiva en los tramos principales son los siguientes. **(Ver Anexo 3-12, Tabla 30)**

- ❖ En ambos tramos, el caso 2 (viga empotrada) presenta momentos de cálculo significativamente menores que el caso 1 (viga simplemente apoyada)
- ❖ En el tramo 1, el momento de diseño se reduce de 88.67 kN $*$ m (caso 1) a 57.96 kN $*$ m (caso 2), lo que representa una reducción de momento de aproximadamente el 34.62%
- ❖ En el tramo 2, el momento de diseño se reduce de 31.61 kN $*$ m (caso 1) a 20.17 kN $*$ m (caso 2), una reducción de aproximadamente el 36.19%
- ❖ El empotramiento proporciona rigidez y continuidad estructural, permitiendo que la estructura resista las cargas distribuyendo los esfuerzos a través de momentos negativos en los apoyos, lo que consecuentemente disminuye los momentos positivos máximos que deben ser resistidos por la armadura en el centro de los tramos (positiva).

- **Variación de la armadura longitudinal positiva.**

Tramo 1. (Ver Anexo 3-12, Tabla 31)

- ❖ En el tramo 1, para la condición de viga simplemente apoyada (caso 1) requiere que el acero teórico (12.50 cm^2) sea el que rija el diseño, superando al acero mínimo (9.24 cm^2). Esto resulta en la necesidad de proveer 16 barras de ϕ10 mm con un espaciamiento de 10 cm.
- ❖ En el caso 2 (viga empotrada), el momento es menor, resultando en un acero teórico (8.08 cm^2) que es menor que el acero mínimo requerido (9.24 cm^2). Por lo tanto, el diseño es gobernado por el acero mínimo, resultando en 12 barras de ϕ10 mm con un espaciamiento de 15cm

Tramo 2. (Ver Anexo 3-12, Tabla 32)

- ❖ A pesar de que el momento de diseño es menor en el caso 2 que en el caso 1, en ambos escenarios para el Tramo 2, el acero teórico requerido es inferior al

acero mínimo (9.24 cm^2). Consecuentemente, en ambos casos el diseño final se rige por la cuantía mínima de acero, lo que resulta en la misma armadura provista (9.42 cm^2) y la misma disposición de ϕ =10 mm c/ 15 cm

4.4.1.2. Conclusiones del aporte académico

- El caso de viga empotrada (caso 2) resulta estructuralmente más eficiente para el diseño de la armadura longitudinal positiva, ya que el empotramiento aporta mayor rigidez y permite redistribuir los esfuerzos mediante momentos negativos en los apoyos.
- El empotramiento genera una reducción significativa de los momentos positivos máximos (Mu) requeridos para el diseño de la armadura en los tramos principales.
- En el Tramo 2, el acero teórico requerido fue menor que el acero mínimo (9.24 cm²) en ambos casos, por lo que el diseño final resultó igual en ambas condiciones.
- El caso 2 presenta mayor eficiencia estructural, ya que la reducción de los momentos flectores hace que el diseño esté controlado por el acero mínimo, disminuyendo el consumo de acero por metro lineal respecto al caso 1.

Tabla 4.2. Tabla resumen de Caso 1 y Caso 2

TRAMO	PARÁMETRO	CASO 1 (VIGA SIMPLEMMENTE APOYADA)	CASO 2 (VIGA EMPOTRADA)
TRAMO 1 (RAMPA Y DESCANSO)	MOMENTO DE DISEÑO (Mu)	88.67 kN*m	57.96 kN*m
	ACERO TEORICO REQUERIDO (As)	12.50 cm2	8.08 cm2
	ACERO MINIMO (Asmin)	9.24 cm2	9.24 cm2
	ACERO PROVISTO (Asp)	12.56 cm2 (16 barras ϕ 10)	9.42 cm2 (12 barras ϕ 10)
	DISPOSICION FINAL	ϕ = 10 mm c/10 cm	ϕ = 10 mm c/15 cm
TRAMO 2 (RAMPA CENTRAL)	MOMENTO DE DISEÑO (Mu)	31.61 kN*m	20.17 kN*m
	ACERO TEORICO REQUERIDO (As)	4.34 cm2	2.72 cm2
	ACERO MINIMO (Asmin)	9.24 cm2	9.24 cm2
	ACERO PROVISTO (Asp)	12.56 cm2 (12 barras ϕ 10)	9.42 cm2 (12 barras ϕ 10)
	DISPOSICION	ϕ = 10 mm c/10 cm	ϕ = 10 mm c/15 cm
	EFICIENCIA	Menos eficiente, ya que la armadura es gobernada por la magnitud de la carga	Mas eficiente, logrando reducir los esfuerzos a un nivel que solo requiere la armadura minima obligatoria

Fuente: *Elaboración propia*