

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1. Planteamiento del Problema

El barrio Santiago, ubicado en una zona alejada de la ciudad de Tarija, enfrenta un problema crítico en cuanto a la falta de acceso a instituciones educativas y centros de capacitación. Esta ausencia de opciones educativas cercanas ha generado una carencia de educación de calidad y ha contribuido a tasas de desempleo significativamente elevadas en las áreas periféricas.

1.2.OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Realizar el diseño estructural del “*Centro de Capacitación en el Barrio Santiago*”, mediante la aplicación de la Norma Boliviana CBH – 87 y el uso de herramientas de análisis estructural asistidas por software especializado.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar estudios topográficos y geotécnicos detallados del terreno para comprender la configuración del suelo y las condiciones geológicas.
- Efectuar el cálculo estructural manual de uno de los pórticos para comprobar resultados con el software de apoyo *Cypecad 2025*.
- Elaborar planos estructurales detallados que incluyan el diseño de columnas, vigas, losas y cimentaciones.
- Determinar las especificaciones técnicas del proyecto.
- Estimar el costo total de la obra, realizando el análisis de precios unitarios considerados en el proyecto.
- Elaborar un cronograma de ejecución, definiendo la secuencia lógica y los tiempos estimados de cada fase del proyecto, con el fin de garantizar una planificación eficiente.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Las razones por las que se plantea la propuesta de este Proyecto de grado de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1. Académica

La ejecución de este proyecto de diseño estructural para el Centro de Capacitación en el Barrio Santiago posee una importancia académica fundamental, especialmente en el contexto de la mención de estructuras en Ingeniería Civil. La iniciativa proporcionará una plataforma práctica para la aplicación y expansión de conocimientos teóricos y prácticos específicos de esta disciplina. Además, se posiciona como un valioso caso de estudio que enriquecerá la formación de futuros ingenieros, ofreciendo una experiencia concreta y una comprensión a fondo de los desafíos y consideraciones inherentes a proyectos de diseño estructural. Este enfoque académico no solo fortalece el aprendizaje adquirido en el aula, sino que también contribuye al avance y la innovación en el campo de la Ingeniería Civil.

1.3.2. Técnica

El enfoque técnico de este proyecto se basa en la aplicación rigurosa de las normativas nacionales y locales pertinentes, respaldado por el uso de software especializado en Ingeniería Civil como lo es el *Cypecad*. La verificación manual complementaria desempeña un papel crucial para garantizar la integridad y seguridad de la infraestructura. Este enfoque integral asegura una correcta determinación de las cargas y solicitaciones, proporcionando una base sólida para la elaboración de planos estructurales detallados.

Además, los análisis detallados de materiales permiten un cálculo preciso y riguroso, cumpliendo con los estándares más exigentes de calidad y seguridad estructural. Los planos arquitectónicos entregados por la institución, sirven como punto de partida esencial para la fase de diseño estructural.

1.3.3. Social

La entrega del diseño estructural a la institución, respaldada por la carta que aprueba el diseño estructural, otorgada por la institución, tiene un impacto significativo en la población de la ciudad de Tarija, especialmente en aquellos que residen en áreas periféricas. Este Centro de Capacitación no es simplemente una infraestructura física, sino un espacio diseñado para optimizar la atención y formación de los ciudadanos. Su ubicación estratégica y su diseño estructural óptimo garantizan que los beneficiarios directos, los ciudadanos, disfrutarán de ambientes seguros y adecuados para su desarrollo personal y profesional. Este proyecto, por lo tanto, representa una inversión invaluable en el bienestar y el desarrollo de la comunidad local.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO

1.4.1. General

- **Diseño Estructural:** El proyecto se centra en el diseño estructural completo del Centro de Capacitación en el Barrio Santiago, asegurando que la infraestructura sea segura y cumpla con los estándares de construcción nacionales y locales.
- **Conformidad Normativa:** El diseño se realizará en estricta conformidad con las normativas de construcción vigentes en Bolivia para garantizar la seguridad y la legalidad del proyecto.
- **Funcionalidad:** Se busca crear un espacio funcional que atienda las necesidades de capacitación y formación de la comunidad local.

1.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El Proyecto de grado de ingeniería civil del Centro de Capacitación del Barrio Santiago, se desarrollará en la Provincia Cercado, Tarija – Bolivia.

Figura N°1.1: Mapa del Departamento de Tarija

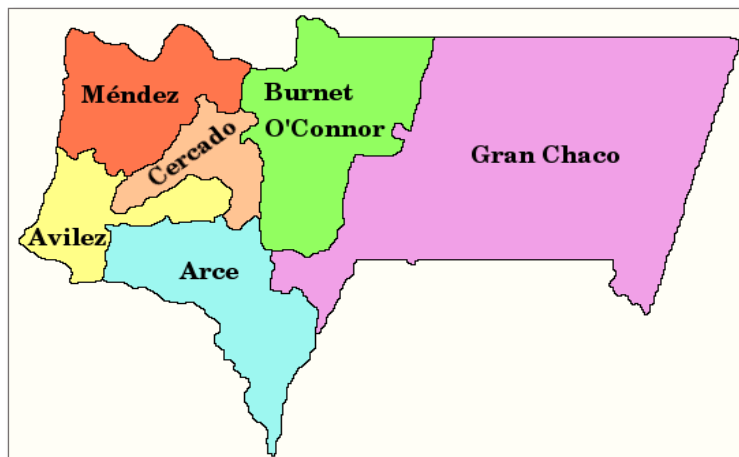


Ilustración del Mapa del Departamento de Tarija [Figura]. Fuente:
[https://pt.m.wikipedia.org/wiki/Aniceto_Arce_\(prov%C3%ADncia\)#/media/Ficheiro%3ABolivia_department_of_tarija.png](https://pt.m.wikipedia.org/wiki/Aniceto_Arce_(prov%C3%ADncia)#/media/Ficheiro%3ABolivia_department_of_tarija.png)

Figura N°1.2: Mapa de la Provincia Cercado



Ilustración del Mapa de la Provincia Méndez [Figura]. Fuente:
<http://tarijaurbana.blogspot.com/2012/09/reconstruccion-o-destruccion-del-casco.html>

1.5.1. Descripción del Lugar de Emplazamiento

En lo que respecta al lugar de emplazamiento del proyecto, el terreno cuenta con una superficie útil de 7736 m²; topográficamente el área de emplazamiento de la estructura

cuenta con desniveles poco significativos, con una altitud promedio de 1904 m.s.n.m., con poca vegetación en el área exacta de emplazamiento (*Figura N°1.3*).

Figura N°1.3: Ubicación del Proyecto



Ilustración de la Ubicación del Proyecto [Figura]. Fuente: Google Earth

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

La Topografía desempeña un papel crucial al medir extensiones de tierra y representarlas gráficamente en planos a escala, capturando formas y accidentes del terreno. El conjunto de operaciones necesario para determinar las posiciones de puntos y su representación posterior en un plano se denomina levantamiento.

Los Levantamientos Topográficos, al abarcar áreas reducidas, pueden realizarse sin considerar la curvatura terrestre, asegurando una precisión sin errores apreciables. *(Gámez Morales)*

2.1.1. Curvas de Nivel

Una curva de nivel es una representación gráfica en un mapa o plano que conecta todos los puntos que comparten la misma elevación respecto a un plano de referencia, que puede ser tanto arbitrario como al nivel medio del mar.

Figura N°2.1: Representación de Curvas de Nivel

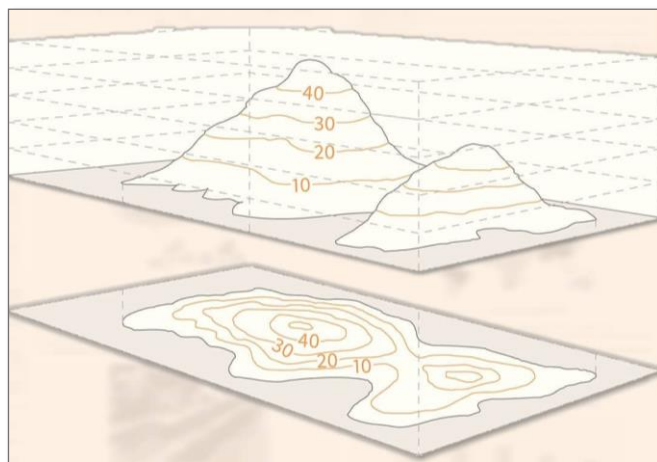


Ilustración de Curvas de Nivel [Figura].

Fuente: <https://gramho.com/media/2264961111701666838>

La representación del terreno, con todas sus formas, accidentes, tanto en su posición en un plano horizontal como en sus alturas, se logra simultáneamente mediante las curvas de nivel. *(Gámez Morales)*

2.2. ESTUDIO DE SUELO

El estudio de suelo nos permite conocer las características físicas y geológicas del suelo, según los distintos tipos de estudio, se tendrá los datos pertinentes. Como ser la estratificación del mismo, si existe un nivel freático alto, los límites de Atterberg que determinan su comportamiento plástico o fluido, la humedad y la capacidad portante del suelo.

Todos los datos extraídos son necesarios o requeridos para determinar el tipo de cimentación que se va a realizar, su importancia es elevada pues una falla en la fundación podría terminar comprometiendo toda la estructura.

Los estudios que se podría realizar en la ciudad de Tarija teniendo en cuenta el laboratorio de suelos de la carrera son:

La humedad natural del suelo, granulometría, el en sayo de carga directa o S.P.T., los límites de Atterberg y con los correspondientes datos darle una clasificación al suelo, que determinara su comportamiento ante las distintas sollicitaciones y su módulo de balasto.

2.3.DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico emerge de una representación mental, ya sea concreta o abstracta, que proyecta la construcción de una estructura física con un sentido arquitectónico. Se relaciona directamente con trazos, dibujos, esquemas y bocetos, desempeñando un papel fundamental en la eficacia y amplitud de la obra, aportando valores estéticos, funcionales, espaciales y estructurales.

Sin un diseño previo, la construcción pierde su eficacia y la riqueza de su expresión artística. Aspectos cruciales en el diseño arquitectónico incluyen la creatividad, organización, entorno, funcionalidad, sistema constructivo, viabilidad económica y la expresión estética.

Actualmente, se centra en preocupaciones modernas como la comodidad, el trabajo y el medio ambiente.

2.4. IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL

La idealización de estructuras se refiere al proceso de sustituir una estructura real por un sistema simple, susceptible de análisis, conocido como idealización estructural. Este proceso implica simplificar las características de la estructura en cuanto a su forma geométrica, conexiones y apoyos.

Se comprende por idealización estructural al análisis de estructuras donde veremos algunos puntos tales como:

- Idealización geométrica
- Idealización mecánica
- Idealización de vínculos
- Idealización de los materiales
- Idealización de las solicitantes

Todo esto se toma en cuenta, hacer los cálculos de una manera más sencilla, más simplificada. Así resultados que se obtienen de estas simplificaciones o "idealizaciones" están muy cerca de la realidad con las debidas limitaciones.

2.5. NORMAS DE DISEÑO

Las normas que se seguirán para el diseño estructural son las siguientes:

Construcciones de Estructuras:

CBH – 87 (*Código Boliviano del Hormigón Armado*). Por Decreto Supremo N° 17684 de 7 de octubre de 1980, se crea la Comisión Permanente del Hormigón Armado, que se encarga de redactar la CBH – 87, con los avances científicos y tecnológicos en el campo del hormigón, haciendo uso de las recomendaciones de los sectores interesados en este tipo de obras y de los Grupos de Trabajo que se han creado para este fin.

Estudio de Suelos para su Clasificación:

Se adopta la clasificación de la AASTHO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) que fue desarrollado en 1929.

2.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA OBRA CIVIL

Una estructura se refiere a un Sistema de partes conectadas que se utiliza para soportar una carga. Entre otros ejemplos más importantes relacionados con la ingeniería civil están los edificios, los puentes y las torres.

Cuando se diseña una estructura para que desempeñe una función específica para el uso público, el ingeniero debe considerar su seguridad, estética y facilidad de mantenimiento, a la vez tener presentes las limitantes económicas y ambientales.

Por lo tanto, el diseño estructural proviene de una serie de aproximaciones sucesivas en las que cada ciclo requiere un análisis estructural. (*HIBBELER, 2012*)

La estructura se encarga de proporcionar la resistencia, rigidez y estabilidad necesarias para evitar que el edificio colapse, y es la encargada de conducir las cargas desde su punto de aplicación hasta el terreno.

El modelo estructural es un esquema simplificado de la estructura para el cálculo. En la figura se han marcado los elementos más importantes del modelo. Las barras se representan por su directriz. A efectos de cálculo, las consideraremos como líneas.

Para sostener el edificio en condiciones satisfactorias para sus usuarios, la estructura debe cumplir tres requisitos esenciales:

1. Estabilidad
2. Resistencia
3. Rigidez

2.7. CARACTERÍSTICAS DE CÁLCULO DE LOS MATERIALES

2.7.1. Hormigón

Una mezcla homogénea por una pasta adhesiva de cemento portland y agua, que mantiene ligadas a las partículas de materiales inertes, compuestas por agregados finos y gruesos.

- La pasta adhesiva de agua y cemento se denomina pasta cementicia.
- La mezcla de pasta cementicia y arena se denomina mortero.

- La mezcla de mortero con agregado grueso se denomina hormigón o sea que en definitiva el hormigón está compuesto por:
 - Pasta cementicia: cemento y agua
 - Agregado fino: arena
 - Agregado grueso: canto rodado o piedra partida (*Perles, 2009*)

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

El hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a los demás materiales, su cualidad de formáceo, es decir, de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene. (*Montoya, 2009*)

2.7.1.1. Características Mecánica del Hormigón

Resistencia del Hormigón

Resistencia característica f_{ck} es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión como base de los cálculos, asociados con la norma CBH – 87 a un nivel de confianza del 95 % se denomina, también, resistencia especificada. Resistencia característica real de obra f_{cr} es el valor que corresponde al cuantil del 5 % en la curva de distribución de resistencias a compresión del hormigón colocado en obra. Dicho de otro modo, f_{cr} (histograma), es el valor de la resistencia, por debajo del cual se puede esperar hallar un máximo del 5 % de la población de todas las medidas posibles de la resistencia del hormigón especificado. Resistencia característica estimada f_{ce} , es el valor que estima o cuantifica la resistencia característica real de la obra, a partir de un número infinito de resultados de ensayos normalizados de resistencia a compresión, sobre probetas tomadas en obra. Abreviadamente, se puede denominar resistencia característica.

Resistencia de cálculo

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (*en compresión* f_{cd} o *en tracción* $f_{ct,d}$), el valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración c . Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia del cálculo deberá reducirse además de un 10 % para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

Clasificación de los hormigones, de acuerdo a su resistencia

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

Tabla N°2.7: Tipos de Hormigones de acuerdo a su Resistencia (MPa)

TIPOS DE HORMIGONES DE ACUERDO A SU RESISTENCIA										
H12,5	H15	H17,5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Tabla de Tipos de Hormigones de acuerdo a su Resistencia. Fuente: Norma boliviana del Hormigón Armado CBH – 87.

Dónde las cifras correspondientes a las resistencias de proyecto, f_{ck} , en MPa.

Los tipos H12,5 a H25, se emplean, generalmente, en estructuras de edificación, y los restantes de la serie encuentran su principal aplicación en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

2.7.1.2. Coeficiente de Poisson

Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas, bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio, μ , igual a 0.20. En ciertos cálculos, puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

2.7.1.3. Coeficiente de Dilatación Térmica

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará: $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.

2.7.2. Aceros

2.7.2.1. Resistencia característica

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5 % del límite elástico en tracción (*aparente f_y , o convencional al 0.2 %, $f_{0.2}$*).

2.7.2.2. Resistencia de cálculo

Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño, del acero, el valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde:

f_{yk} = Esfuerzo de fluencia del acero

γ_s = coeficiente de minoración (*Tabla N°2.8*).

La anterior expresión es válida, tanto para tracción como para compresión.

2.7.2.3. Coeficiente de Dilatación Térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir:

$\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.7.3. Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado (H° A°)

2.7.3.1. Generalidades

El proceso general de cálculo está prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH – 87), corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio. (*IBNORCA, 1987*)

- 1) En consecuencia, el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón Armado consiste en: Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al

estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

- 2) Obtención de las respuestas R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- 3) El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

S_d : Valor de cálculo de la sollicitación actuante

R_d : Valor de cálculo de la resistencia de la estructura

2.7.3.2. Coeficientes de Minoración de Resistencias y Mayoración de Cargas

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes los cuales se muestran en los siguientes cuadros a continuación:

Tabla N°2.8: Coeficientes de Minoración de la Resistencia de los Materiales

MATERIAL	COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL	CORRECCIÓN
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0.05
		Normal	0
		Intenso	- 0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0.20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0.10

Tabla de Coeficientes de Minoración de la Resistencia de los Materiales. Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH – 87.

En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.

- (1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.
- (2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

Tabla N°2.9: Coeficientes de Mayoración

COEFICIENTES BÁSICOS	NIVEL DE CONTROL Y DAÑOS PREVISIBLES		CORRECCIÓN
$\gamma_s = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	0.2
		Normal	0
		intenso	-0.1
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.1
		Normal	1
		Intenso	0.2

Tabla de Coeficientes de Mayoración. Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH – 87.

Por lo tanto, los coeficientes de seguridad para el estado de límite último son:

- Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1,50$
- Coeficiente de mayoración de carga muerta..... $\gamma_{fg} = 1,60$
- Coeficiente de mayoración de carga viva..... $\gamma_{fq} = 1,60$

2.7.3.3. Dominios de Deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres puntos A, B, o C definidos en la figura.

Figura N°2.11: Diagrama de los Dominios de Deformación

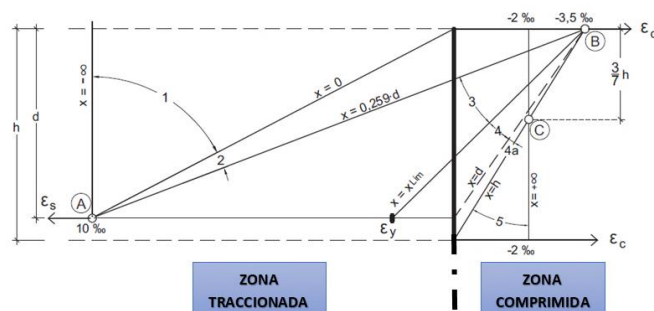


Ilustración del Diagrama de los Dominios de Deformación [Figura]. Fuente: Libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 15ª edición 2009.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios.

- *Dominio 1:* Tracción simple o compuesta. Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran en torno al punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por mil.
- *Dominio 2:* Flexión simple o compuesta. El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran en torno al punto A.
- *Dominio 3:* Flexión simple o compuesta. La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\varepsilon_{cu} = 3.5$ por mil.
- El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y el ε_v , siendo el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
- *Dominio 4:* Flexión simple o compuesta. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ε_y y “0” y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.
- *Dominio 4^a:* Flexión compuesta. Todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona del hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.
- *Dominio 5:* Compresión simple o compuesta. Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión $\varepsilon_{cu} = 2$ por mil. (IBNORCA, 1987)

2.7.4. Adherencia Entre el Hormigón y el Acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese

adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La norma boliviana de hormigón armado dice “la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

2.7.4.1. Disposición de las Armaduras

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primeras las longitudinales y las transversales. Las armaduras longitudinales tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las fuerzas de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores).

Distancias entre barras

Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras.

- a) La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos barras aisladas, consecutivas salvo lo indicado en él, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes.
 - 2 cm.
 - El diámetro de la mayor.
 - 1.2 veces el tamaño máximo del árido.
- b) La distancia vertical libre, o espaciamiento, entre dos barras aisladas consecutivas cumplirá las dos primeras condiciones del párrafo anterior.

- c) Como norma general, se podrán colocar en contacto dos o tres barras de la armadura principal siempre que sean corrugadas, cuando se trate de piezas comprimidas, hormigonadas en posición vertical y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse hasta cuatro barras corrugadas en contacto.
- d) En los grupos de barras, para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se sustituye cualquier paquete de n barras del mismo diámetro por una barra ficticia, con el mismo centro de gravedad que el paquete y de un diámetro “equivalente” ϕ_n , dado por la expresión:

$$\phi_n = \phi \cdot \sqrt{n}$$

Si el paquete está formado por n barras de diámetros distintos, ϕ_n será el diámetro de la barra ficticia que tenga, igual área y el mismo centro de gravedad que el paquete.

2.7.4.2. Recubrimiento

Recubrimiento Geométrico

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza.

Recubrimiento Mecánico

En los cálculos se denomina recubrimiento mecánico a la distancia entre el centro de gravedad de una armadura y el paramento más próximo, en la dirección del brazo mecánico.

El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras, tanto de la corrosión como de la posible acción del fuego, es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor.

Tabla N°2.10: Recubrimientos Mínimos en Milímetros

VALORES BÁSICOS			CORRECCIONES PARA			
CONDICIONES AMBIENTALES			Armaduras sensibles a la corrosión	losas ó láminas	HORMIGÓN	
No severas (mm)	Moderadamente severas	Severas			H 12.5	H 40
					H 15	H 45
					H 17.5	H 50
					H 20	H 55
15	25	35	+10	-5	+5	-5

Tabla de Recubrimientos Mínimos en Milímetros. Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH – 87.

Las correcciones indicadas en la tabla pueden acumularse: pero, en ningún caso, el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 15 mm.

En cualquier caso, con el fin de garantizar la adecuada protección de las armaduras y un correcto hormigonado, se debe disponer por debajo de cada elemento de cimentación, una capa de hormigón pobre. Tampoco se permitirá utilizar el terreno como encofrado lateral del elemento de cimentación, sino que habrá que dejar, en la excavación, el espacio suficiente para poder colocar el encofrado, de modo que al, retirarlo, sea posible comprobar la calidad del hormigonado.

2.7.4.3. Anclaje de las armaduras

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste. En general se efectúan mediante alguna de las disposiciones siguientes:

- Por prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas, por ejemplo).
- Por disposiciones especiales.

Los factores que tienen influencia en el largo de anclaje y que fueron detectados en los diferentes ensayos en laboratorio se definen como:

- El anclaje depende de la textura externa de la armadura (cuanto más lisa sea la barra mayor será el anclaje).
- De la calidad del hormigón (el anclaje será menor cuanto más resistente sea el hormigón).
- De la posición de las armaduras en relación a la sección transversal de la pieza del hormigón.

Es aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a fuertes tracciones. Esto conduce, en vigas, a llevar las armaduras de momento negativo, sobre apoyos intermedios, hasta una distancia de éstos del orden del quinto de la luz; y en apoyos extremos, a bajar las armaduras, dobladas a 90, por la cara más alejada del soporte o muro.

Examinando la siguiente ecuación de equilibrio:

$$A_s \cdot f_{yd} = u \cdot l_b \cdot \tau_{bm}$$

Despejando l_b , queda:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

Donde:

- l_b : Largo de anclaje para una barra rectilínea.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.
- $\emptyset$: Diámetro de la armadura con la cual se está trabajando.
- τ_{bu} : Tensión de adherencia última del hormigón.

Anclaje de barras corrugadas

No se deben adoptar, para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- 10 $\emptyset$
- 15 cm
- La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción $0.7 \cdot l_b$

Se indica en la *Figura N°2.13*

Donde:

- f_{yk} : Resistencia de cálculo del acero (MPa)
- $\emptyset$: Diámetro de la armadura con la cual se está trabajando

Figura N°2.13: Longitud de Anclaje en Centímetros ($\emptyset$ en centímetros)

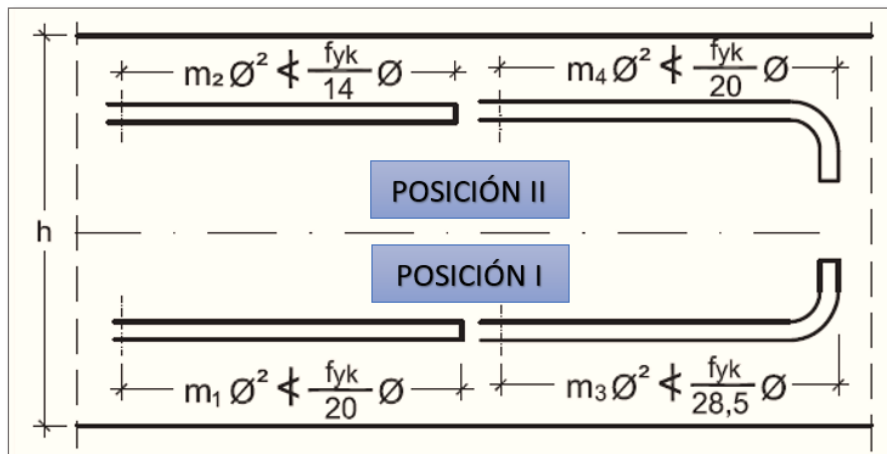


Ilustración de Longitud de Anclaje en Centímetros ($\emptyset$ en centímetros) [Figura]. Fuente: Libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 15ª edición 2009.

De *Tabla N°2.11*, se obtiene m_1 , m_2 , m_3 y m_4 , para hormigones de 250 kg/cm² y barras de 5000 kg/cm².

Tabla N°2.11: Longitudes de Anclaje para Barras Corrugadas Aisladas Valores de los Coeficientes “m”

HORMIGÓN f_{ck} N/mm ²	ACERO B 400 S y B 400 SD				ACERO B 500 S y B 500 SD			
	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4
20	14	20	10	14	19	27	13	19
25	12	17	8	12	15	21	11	15

30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	7	11	5	7	10	15	7	10
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Tabla de Longitudes de Anclaje para Barras Corrugadas Aisladas Valores de los Coeficientes “m”.
Fuente: Libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 15ª edición 2009.

2.7.4.4. Juntas de Dilatación

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentos de los apoyos. Las juntas de dilatación deberán asegurar la estanquidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura.

En el caso de edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C), 25 m.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C), 50 m.

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Donde:

- α : coeficiente de dilación térmica del hormigón
- L : Longitud de calculo
- ΔT : Variación de temperatura (*IBNORCA, 1987*)

2.8. DISEÑO DE LOSAS

2.8.1. Losa Aliviada con Viguetas Pretensadas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan

sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoform.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm. medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

La losa de compresión es el concreto colocado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema. Al realizarse el colocado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si todo se colocara al mismo tiempo).

Para tener mayor capacidad de carga en las losas se puede hacer uso del colocado de vigueta doble, incrementando la sección de los nervios resistentes. El espesor de la placa de compresión " h_2 " (Figura N°2.15).

Figura N°2.15: Elementos de la Losa Alivianada con Viguetas Pretensadas

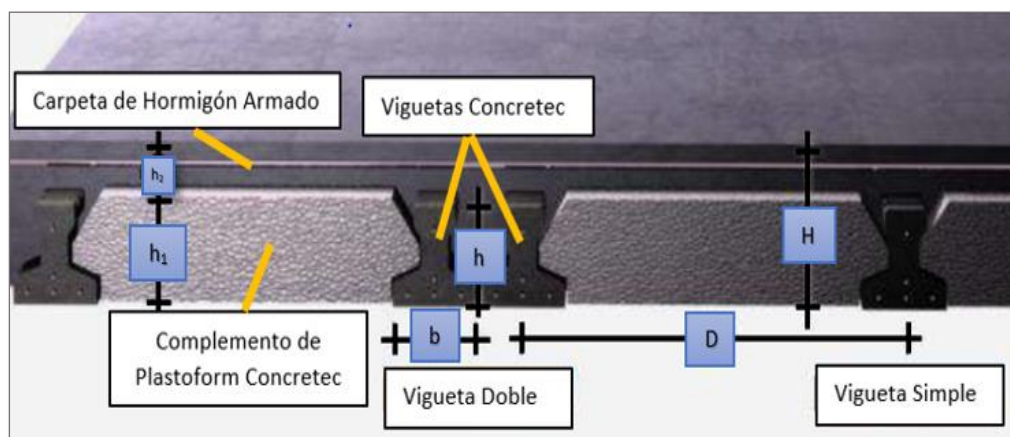


Ilustración de los Elementos de la Losa Alivianada con Viguetas Pretensadas [Figura]. Fuente:
Ficha Técnica de Concrettec.

Estos elementos armados en una dirección resultan más económicos hasta luces de aproximadamente 7 m; para luces mayores será más económico el uso de losas casetonadas, debido al hecho de poder usar peraltes mayores, sin recurrir a ladrillos.

2.8.1.1. Viguetas Pretensadas

En el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas. Según el tipo de piezas empleadas, cumplirá en todo punto las siguientes recomendaciones (*Tabla N°2.13*). Si se hará la comprobación de la fuerza de pretensado de la viga se deben de verificar los esfuerzos admisibles y las pérdidas de pre esfuerzo.

Tabla N°2.13: Dimensiones de las Viguetas

DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES (cm)	
		SIMPLE	DOBLE
Distancia entre ejes (paso)	D	50-55-58-60	62-70-72
Altura de complemento	h_1	de 10 a 25	de 12 a 25
Altura de carpeta de compresión	h_2	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

Tabla de Dimensiones de las Viguetas. Fuente: Ficha Técnica de Concretex.

Las viguetas pretensadas son elementos constructivos elaborados a base de hormigón y acero de alta resistencia. Los complementos son aligerantes de relleno que se apoyan directamente en las viguetas y sirven para reducir el peso de la losa.

Dentro de las ventajas que el uso de viguetas T pretensadas ofrece son:

- La viga T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y aprobado para todo tipo de losas. Es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada y con características siempre uniformes que reemplaza a las viguetas de fabricación artesanal de hormigón armado común.

- Mayor resistencia, calidad y seguridad.
- Permite salvar grandes luces a un bajo costo.
- Aligeramiento y, por tanto, reducción del peso de la estructura.
- Reducción de materiales y mano de obra.
- De fácil colocación y manejo.
- Asesoramiento gratuito de las empresas que venden este producto.

2.8.1.2. Armadura de Distribución

Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar, así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos. Se recomienda colocar una armadura de distribución (parrilla) de 6 mm. cada 25 cm en ambas direcciones (*Figura N°2.16*). Es importantes que la ubicación de esta armadura sea lo más alta posible (3 a 4 cm. sobre el complemento), cuya área A , en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{min} \geq \frac{50 \cdot h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Donde:

- A_{min} : Es la armadura de reparto (cm^2/m)
- h_0 : Espesor de la losa de compresión (cm)
- f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (Mpa)

Figura N°2.16: Armadura de Distribución de la Losa Alivianada con Viguetas Pretensadas

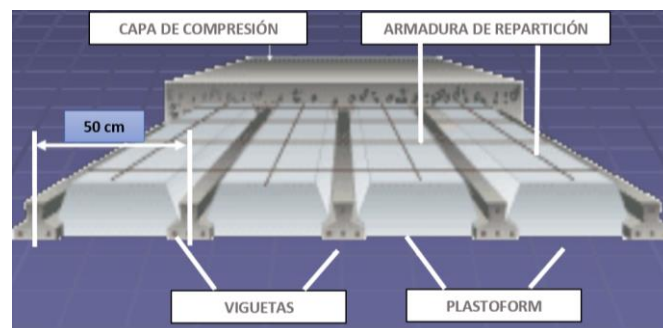


Ilustración de Armadura de Distribución de la Losa Alivianada con Viguetas Pretensadas [Figura].

Fuente: <https://www.slideshare.net/construccionesunoydos/losas-alivianadas>

2.9. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flector y el segundo momento de inercia.

Figura N°2.17: Flexión de una Viga Simplemente Apoyada

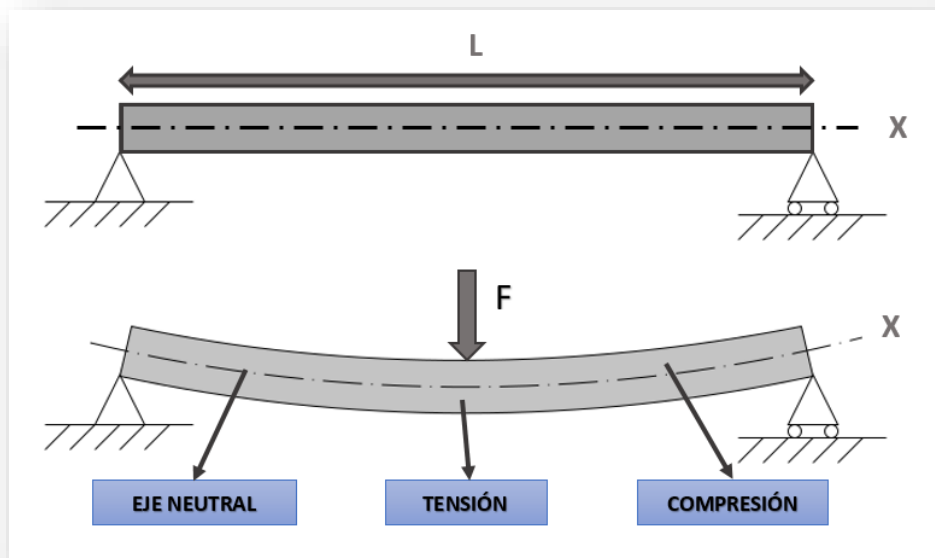


Ilustración de la Flexión de una Viga Simplemente Apoyada [Figura]. Fuente:
<https://esacademic.com/dic.nsf/eswiki/818563>

Análisis estructural

El análisis estructural puede realizarse mediante el uso de algún software de cálculo (*Cypecad*) como en este caso.

La finalidad es determinar los valores de solicitaciones en las secciones críticas comunes (centro de tramos y apoyos) para dimensionarlas y en secciones especiales cuya verificación sea importante.

2.9.1. Cálculo a Flexión Simple

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene de la sección 2.7.3.2. (*Coeficientes de Minoración de Resistencias y Mayoración de Cargas*).

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

Se utilizará la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía ω , en función del momento reducido μ :

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} < \mu_{lim} \quad \omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{d \cdot b_w \cdot f_{cd}}$$

Donde:

- b_w : Ancho de la sección.
- d : Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “*canto útil*”).
- $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$: Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$: Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).
- M_d : Momento flector de agotamiento o de cálculo.
- μ_d : Momento flector reducido de cálculo.
- ω : Cuantía mecánica (Véase la *Tabla N°2 – Anexo 1*).¹

2.9.1.1. Cálculo de la Armadura Longitudinal a Tracción

Se presentan dos casos:

- 1) Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.
 - Se comienza por determinar μ_d y se verifica que esta sea menor al límite

$$\mu_d < \mu_{lim}.$$

¹ Véase las Tablas de: “Hormigón Armado de P.J.M.” (14ª edición). Apartado 14.4 Tabla 14.3.

Se calculará el valor μ_{lim} , se obtiene de la *Tabla N°1 – ANEXO 1*.

Si: $\mu_{lim} \geq \mu_d \rightarrow$ **no se necesita armadura a compresión**

Si el momento reducido de cálculo (μ_d) es menor al momento reducido límite (μ_{lim}), la pieza no necesita armadura de compresión.

Con el valor del momento reducido se entra a la *Tabla N°2 – ANEXO 1*, y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

Con el valor de μ_d en la *Tabla N°2 – ANEXO 1* y determinar el valor de cuantía mecánica (ω).

Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$A_s = \frac{\omega \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Las recomendaciones del código, ofrecen los valores de las cuantías geométricas mínimas (ω_{min}) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, debe tener un valor mínimo de:²

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \quad A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h$$

Donde:

- A_s : Área del acero (en tracción o en compresión).
- A_c : Área del hormigón (área total, referida normalmente al canto útil).
- ω_{min} : Cuantía geométrica mínima (Véase *Tabla N°3 – ANEXO 1* del presente proyecto).

Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para A_s como para $A_{s\ min}$ y se calcula la separación libre entre armaduras.³

² Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH – 87. Apartado 8.1.7.3.

³ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH – 87. Apartado 12.5.2.

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \phi_{est.} - N^{\circ} Hierros \cdot \phi_{long.} - 2 \cdot r}{N^{\circ} Hierros - 1}$$

2) Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura de compresión.

Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \delta'} \quad \omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

Donde:

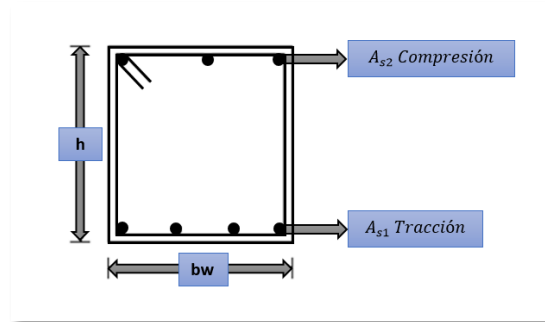
- ω_{lim} : Cuantía mecánica límite (Véase la *Tabla N°2 – ANEXO 1*)
- ω_{s1} : Cuantía mecánica para la armadura a tracción
- ω_{s2} : Cuantía mecánica para la armadura a compresión.
- $\delta' = r/d$: Relación entre el recubrimiento y el canto útil.
- r : Recubrimiento geométrico.

Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{\omega_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

- A_{s1} : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.
- A_{s2} : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.



Calcular la armadura mínima, y el valor de ω_{min} se obtiene de la *Tabla N°3 – ANEXO 1*.

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d$$

Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para A_{s1} como para A_{s2} .

2.9.1.2. Cálculo de la Armadura Transversal o de Corte

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura, suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras.

Resulta que el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante V_{cu} . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor, $V_d \leq V_{cu}$, no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales. Y puede expresarse:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Al suponer que el hormigón resiste V_{cu} , las armaduras transversales necesarias para resistir V_{su} trabajarán como celosía.

2.10. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta. La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra. Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos.

Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

2.10.1. Longitud de Pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo sollicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

Figura N°2.18: Valores del Coeficiente K para Columnas Aisladas

La línea punteada indica la forma de la columna pandeada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados cuando se tiene condiciones cercanas a las ideales	0.6	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre					

Ilustración de Valores del Coeficiente K para Columnas Aisladas [Figura]. Fuente:
http://www1.frm.utn.edu.ar/metlicas/Ciclo%202009/Guias%20de%20Estudio/CMM_Barras%20Comprimidas_FK_09.pdf

La longitud de pandeo l_o de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la siguiente figura en función de la sustentación de la pieza.

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en la *Figura N°2.19*, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional. (Montoya, 2009)

Figura N°2.19: Nomogramas de la Longitud de Pandeo en Soportes de Pórticos

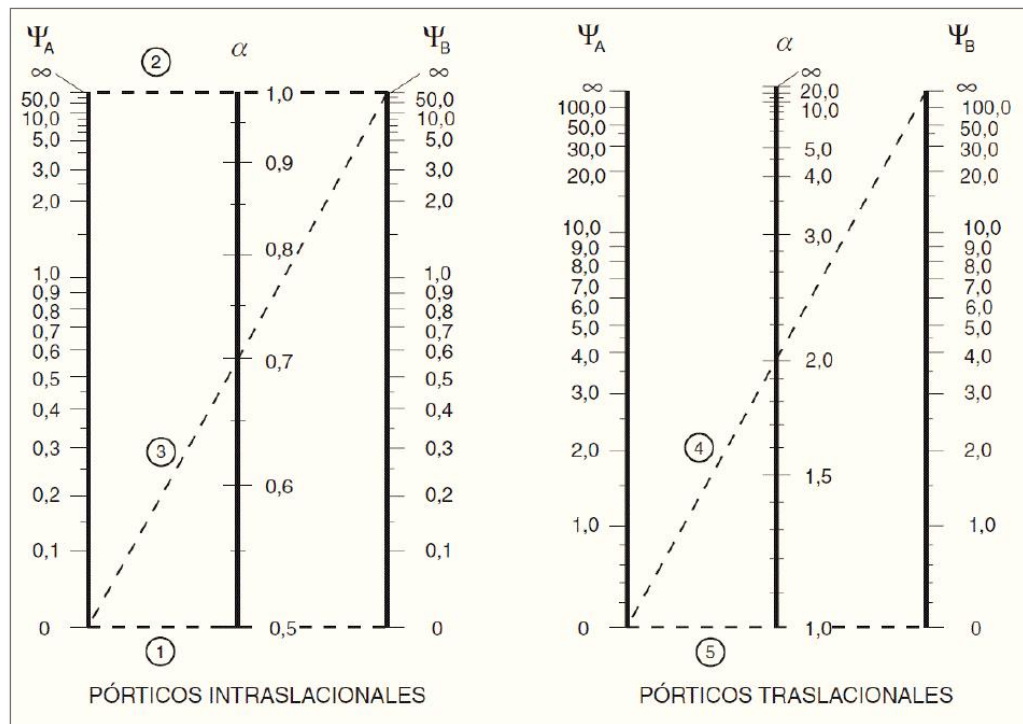


Ilustración de Nomograma para determinar la Longitud de Pandeo [Figura]. Fuente: Libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 15ª edición 2009.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

LONGITUD DE PANDEO: $l_o = k \cdot l$ (k se obtiene entrando con Ψ)

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todos los pilares que concurren en } A}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en } A} ; \text{ (igual para } \Psi_B)$$

2.10.2. Ábacos Adimensionales en Roseta

Para realizar el cálculo, de las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenga para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N = cte$. Si se preparan en forma adimensional, llevando en los

ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x , μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria ω .

El Proceso de cálculo a realizar para entrar a los ábacos es el siguiente:

Determinar la capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c \cdot h_y}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c \cdot h_x}$$

Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

- h_x, h_y : Son las dimensiones de la sección del pilar.
- M_{yd} : Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.
- M_{xd} : Momentos flectores de cálculo en la dirección X.
- N_d : Esfuerzo normal de cálculo.
- f_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

Definir los valores de momento reducido para entrar a los ábacos:

$$\mu_1 = \text{mayor}(\mu_x, \mu_y)$$

$$\mu_2 = \text{menor} (\mu_x, \mu_y)$$

$$\mu_1 > \mu_2$$

Determinar la cuantía mecánica ω con los valores de los esfuerzos reducidos y definir la distribución de la armadura para los pilares se entra a los diagramas de interacción.

Si el valor de v no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados.

Los ábacos en roste para flexión esviada, están expuestos en el libro de “*Jiménez Montoya*” en el tomo II.

2.10.2.1. Cuantías Límites

La norma boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

$$A_{s1} \cdot f_{yc,d} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$A_{s1} \cdot f_{yc,d} < 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A$$

$$A_{s2} \cdot f_{yc,d} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$A_{s2} \cdot f_{yc,d} < 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A$$

Donde:

- $f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.
- N_d : Esfuerzo normal mayorado de compresión.
- f_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- A_{s1} y A_{s2} : Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.
- A : Área de la sección total de hormigón.

Para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , puede ponerse en la forma:

$$A_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$A_s \cdot f_{yc,d} \geq f_{cd} \cdot A_c$$

Donde:

- $f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.
- N_d : Esfuerzo normal mayorado de compresión.
- f_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- A_c : Área de la sección total de hormigón.
- A_s : Área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

2.10.3. Esbeltez Geométrica y Mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_o/h$ entre la longitud de pandeo l_o y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo,

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c de la sección en el plano de pandeo.

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez Mecánica}$$

Donde:

- l_o : Longitud de pandeo

2.10.3.1. Columnas Intermedias

Este tipo de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica ($35 \leq \lambda < 100$), donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados que vienen recomendados por la norma CBH – 87.

2.10.3.2. Compresión Simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal.

2.10.3.3. Excentricidad Mínima de Cálculo

La Norma Boliviana toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{ó } b/20 \\ 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Dónde:

- h : Canto total en la dirección considerada.

2.10.3.4. Excentricidad de primer orden

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

Donde:

- M : Momento de diseño en la dirección “x” o “y”.
- N_d : Normal de diseño.

2.10.3.5. Excentricidad Ficticia

La excentricidad ficticia e_{fic} , no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden “ e_o ”, tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

Para piezas de sección rectangular, viene dada por:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_o}{c + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

Donde:

- f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero, en kg / cm^2
- c : Canto total medido paralelamente al plano de pandeo que se considera, en cm .
- l_o : Longitud de pandeo de la pieza, igual a $l_o = k \cdot l$, en cm .

2.10.3.6. Excentricidad Total o Final de Cálculo

La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

2.10.4. Cálculo de la Armadura Longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección.

2.10.5. Cálculo de la Armadura Transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes. La separación “s”, entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las tres (3) cantidades siguientes:

- 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales.
- La menor dimensión del núcleo de la sección, limitado por el borde exterior de la armadura transversal.
- 300 mm.

Si la separación “s” entre cercos es inferior a $12 \cdot \phi_{min}$, su diámetro ϕ_t podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación “s” siga siendo la misma que cuando se adopta:

$$\phi_t = \frac{1}{4} \cdot \phi_{max}$$

$$S = 12 * \phi_{min}$$

Todas las armaduras transversales deberán quedar perfectamente ancladas. (IBNORCA, 1987)

2.11. Estructuras Complementarias

2.11.1. Escaleras

Las escaleras son estructuras diseñadas para enlazar dos niveles a diferentes alturas.

Las escaleras armadas longitudinalmente 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 podrían considerarse simplemente apoyadas. Para el diseño se consideran cargas verticales y con luz proyectada horizontalmente. El diseño es igual cual fuera la manera como se toman las cargas. (Figura N°2.20).

Figura N°2.20: Armadura y Encofrado de una Escalera



Ilustración de Armadura y Encofrado de una Escalera [Figura]. Fuente: <https://arqaldetalle.com/f-1-escalera-simple-de-hormigon-armado/>

Los sistemas de escaleras son una parte imprescindible de una edificación que presente varios niveles.

Las partes que puede tener una escalera son:

- *Descanso*: Parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas. Cada nivel de piso es descanso principal.
- *Huella*: Parte horizontal donde apoyamos los pies cuando subimos o bajamos.
- *Tramo*: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- *Contrahuella*: Es la parte perpendicular a la huella.
- *Tramo*: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- *Baranda*: Protección de la escalera.
- *Arranque y desembarco*: son los escalones iniciales y finales de la escalera.

Figura N°2.21: Partes Componentes de una Escalera

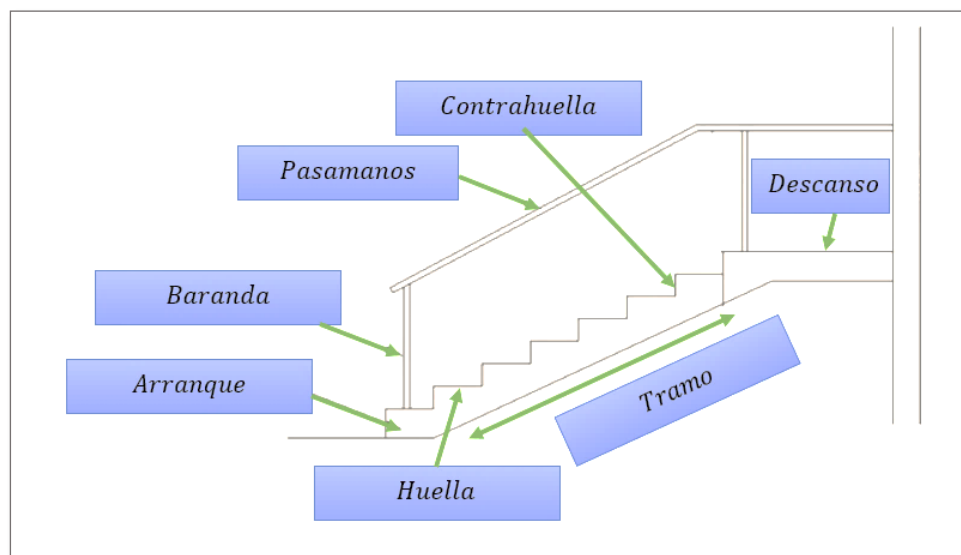


Ilustración de las Partes Componentes de una Escalera [Figura]. Fuente:

<https://fachadascasas.com/casas/las-partes-de-una-escalera/>

2.11.1.1. Proceso de Cálculo de la Escalera

Para el cálculo de escaleras no existe una metodología normada, es por eso que, comúnmente se las calcula como losas macizas, representadas por vigas en su mayor longitud, variando de acuerdo a diferentes análisis los tipos de apoyos longitudinales

que puedan tener. La *Figura N°22.a* representa una viga sometida a una carga vertical uniforme. En este caso se presenta un planteamiento muy común de cálculo. La losa está simplemente apoyada en las vigas del inicio y final, de manera que transmite sus cargas a las mismas. La *Figura N°2.22b* representa una viga de igual geometría a la anterior. Sin embargo, se encuentra empotrada en sus extremos. Los momentos flectores máximos positivos resultan en consecuencia menores que los de la *Figura N°2.22a*, sin embargo, se generan momentos de distinto signo.

Figura N°2.22: Condiciones de Borde en Tramos de Escalera

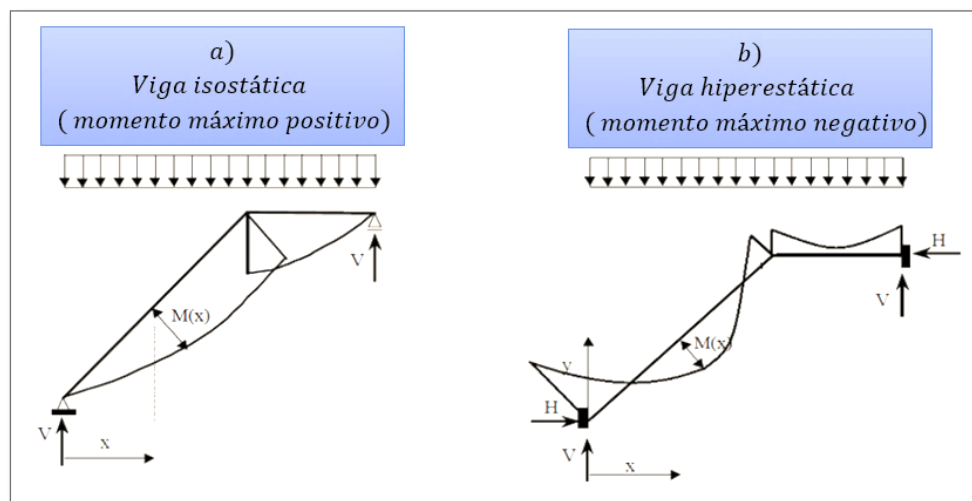


Ilustración de las Condiciones de Borde en Tramos de Escalera [Figura]. Fuente: Elaboración propia

Este planteamiento es basado en obtener un cálculo de momentos negativos al inicio y al final del elemento. Con este análisis se producen momentos negativos y positivos, evitando así asumir valores o porcentajes. La simplificación más frecuente a realizarse en los cálculos consiste en utilizar el dimensionamiento de armaduras para el momento flector positivo correspondiente a la *Figura N°2.22a*, tomando previsiones en el armado para cubrir los momentos negativos correspondientes al funcionamiento estructural indicado en la *Figura N°2.22b*.

2.11.1.2. Cargas que Actúan Sobre la Escalera

a) Peso Propio de la Escalera

Losa de los tramos de subida y bajada:

$$q_{rampla} = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a$$

$$q_{peldaño} = Vol_{peldaño} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot N^{\circ}_{peldaños}$$

Losa de descanso:

$$q_{descanso} = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a$$

Donde:

- a : Base de la losa.
- t : Espesor de la losa.

b) Cargas Permanentes

La sobrecarga por el peso de acabados y la baranda será la especificada en el *ANEXO 2*. Por lo tanto, la carga permanente será:

$$q_{permanente} = q_{acabados} + q_{barandas}$$

c) Carga de Diseño

La sobrecarga de diseño es la indicada en el *ANEXO 2*.

$$q_{sobrecarga} = sobrecarga \cdot a$$

De esta manera se obtendrán las cargas en la losa de descanso y en la losa de subida y bajada. Del análisis de la viga, *Figura N°22.a*, se obtendrán las reacciones, momento flector máximo positivo y cortante máxima. Del análisis de la viga, *Figura N°22.b*, se obtendrá el momento flector máximo negativo, con el cual se debe calcular los refuerzos negativos.

2.11.1.3. Cálculo de las Armaduras

Se debe realizar la mayoración de las solicitaciones, con la ecuación:

$$M_d = \gamma_f \cdot M_{máx}$$

Momento reducido de cálculo (μ_d), se debe calcular aplicando la ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Posteriormente se debe determinar el momento reducido límite (μ_{lim}) de *Tabla N°1 – ANEXO 1*.

a) Armadura Positiva

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de ω valor extraído de la *Tabla N°2 – ANEXO 1*.

Determinación de la armadura (A_s), aplicando la ecuación:

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

b) Armadura Mínima

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima obtenido de la *Tabla N°3 – ANEXO 1* y con la ecuación:

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

En seguida, se toma el mayor valor entre la armadura positiva y la armadura mínima, como en la ecuación:

$$A_{s1} > \begin{cases} A_s \\ A_{s \min} \end{cases}$$

c) Refuerzo de Momento Negativo

Se debe idealizar una viga bien potrada a manera de determinar el momento máximo negativo que solicita la escalera. Se debe calcular la armadura requerida para soportar el momento flector máximo negativo.

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica ω de valor extraído de la *Tabla N°2 – ANEXO 1*.

Determinación de la armadura negativa (A_{s-}), aplicando la ecuación:

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

El refuerzo negativo debe ser igual al mayor valor entre la armadura negativa calculada para el momento máximo negativo o la armadura mínima negativa (calculada con la cuantía mínima).

d) Refuerzo Transversal por Temperatura

La armadura para este propósito (A_{st}), debe ser calculada con la cuantía mínima aplicando la ecuación:

$$A_{st} = w_{min} \cdot L \cdot d$$

Asimismo, para determinar el número de barras se considerará un diámetro, entonces el número de barras a usar será:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}}$$

2.11.2. Rampa de Hormigón Armado

Las rampas de hormigón armado sirven para hacer accesibles espacios donde hay peldaños, dentro y fuera de un ambiente. Para la verificación de la rampa de hormigón armado se realiza el cálculo de la misma como una losa maciza según tablas de *Czerny*.

Figura N°2.23: Rampa

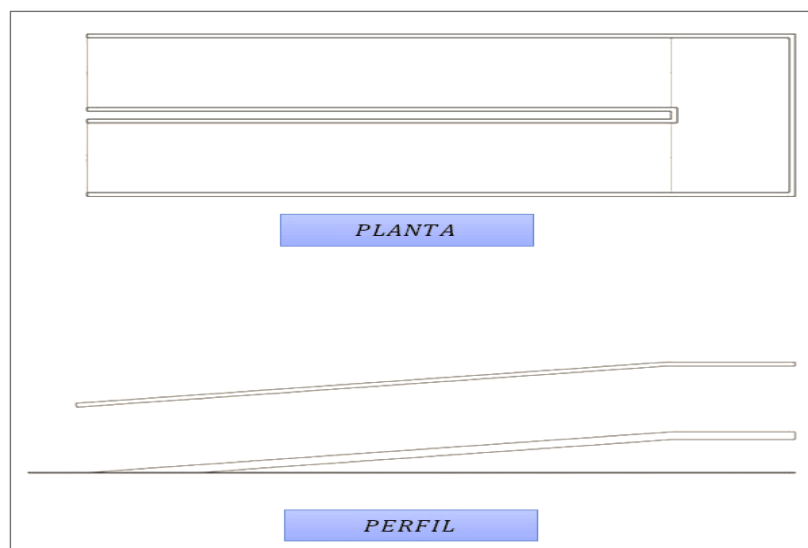


Ilustración de una Rampa [Figura]. Fuente: <https://www.pinterest.at/pin/790733647056876925/>

2.11.2.1. Cálculo de la Rampa de Hormigón Armado

Se debe realizar la mayoración de las solicitaciones, con la ecuación:

$$M_d = \gamma_f \cdot M_{máx}$$

- a) Cálculo de la armadura positiva en la menor dirección “x”

Momento reducido de cálculo (μ_d), se debe calcular aplicando la ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Posteriormente se debe determinar el momento reducido límite (μ_{lim}) de *Tabla N°1 – ANEXO 3*.

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de ω valor extraído de la *Tabla N°2 – ANEXO 3*.

Determinación de la armadura (A_s), aplicando la ecuación:

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima obtenido de la *Tabla N°3 – ANEXO 3* y con la ecuación:

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h$$

En seguida, se toma el mayor valor entre la armadura positiva y la armadura mínima, como en la ecuación:

$$A_{s1} > \begin{cases} A_s \\ A_{s\ min} \end{cases}$$

- b) Cálculo de la armadura positiva en la dirección “y”

Debido a que se tiene una losa unidireccional, se asumirá en la dirección “y” una armadura mínima.

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima obtenido del *Tabla N°3 – ANEXO 3* y con la ecuación:

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h$$

c) Cálculo de la armadura negativa en la menor dirección “x”

Momento reducido de cálculo (μ_d), se debe calcular aplicando la ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Posteriormente se debe determinar el momento reducido límite (μ_{lim}) de *Tabla N°1 – ANEXO 3*.

Con μ_d se obtiene una cuantía mecánica de ω valor extraído de la *Tabla N°2 – ANEXO 3*.

Determinación de la armadura (A_s), aplicando la ecuación:

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima obtenido de la *Tabla N°3 – ANEXO 3* y con la ecuación:

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h$$

En seguida, se toma el mayor valor entre la armadura positiva y la armadura mínima, como en la ecuación:

$$A_{s1} > \begin{cases} A_s \\ A_{s\ min} \end{cases}$$

d) Cálculo de la armadura negativa en la dirección “y”

Debido a que se tiene una losa unidireccional, se asumirá en la dirección “y” una armadura mínima.

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima obtenido del *Tabla N°3 – ANEXO 3* y con la ecuación:

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h$$

2.12. FUNDACIONES

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga. Lo anterior conduce a que los cimientos son en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. La correcta clasificación de los materiales del subsuelo es importante para cualquier trabajo de cimentación.

2.12.1. Zapatas

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. En la *Figura N°2.24*, se pueden observar los tipos de zapata.

Figura N°2.24: Tipos de Zapata

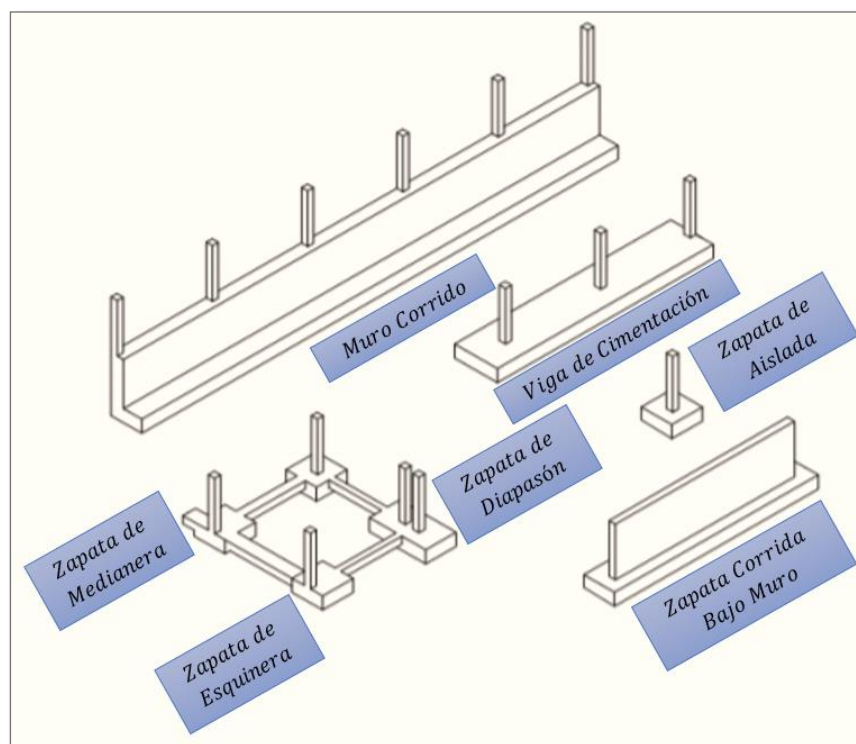


Ilustración de Tipos de Zapata [Figura]. Fuente:
<https://avdiaz.files.wordpress.com/2008/08/cimentaciones-y-fundaciones.pdf>

2.12.1.1. Zapatas Aisladas

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite.

En el cálculo de las presiones ejercidas por la zapata debe tenerse en cuenta además del peso del edificio y las sobrecargas, el peso de la propia zapata y de las tierras que descansan sobre sus vuelos. Para construir una zapata aislada deben independizarse los cimientos y las estructuras de los edificios ubicados en terrenos de naturaleza heterogénea, para que las diferentes partes del edificio tengan cimentaciones estables.

La profundidad del plano de apoyo se fija basándose en el informe geotécnico, sin alterar el comportamiento del terreno bajo el cimiento, a causa de las variaciones del nivel freático. Es conveniente llegar a una profundidad mínima por debajo de la cota superficial de 50 u 80 cm. en aquellas zonas afectadas por estas variables. En la ejecución, y antes de echar el hormigón, disponer en el fondo una capa de hormigón pobre de aproximadamente 5 cm de espesor (emplantillado), antes de colocar las armaduras. (*Francisco Pinto Vega, 2010*). Se deduce que suelos de buena resistencia tendrán zapatas de menor dimensión, con respecto a las construidas en suelos de menor resistencia.

Su diseño sirve de base para otro tipo de cimentaciones. Los otros tipos de cimientos fallan por mecanismos similares a los de estas zapatas:

- Por flexión.
- Adherencia.
- Anclaje.
- Cortante punzonante.
- Cortante por flexión.

También hay que verificar la falla por aplastamiento. El diseño consiste en calcular, la forma y dimensiones del concreto, así como la cantidad y tipos de acero de la zapata. Se necesita, como datos, conocer:

- La carga axial de la superestructura.
 - La sección y aceros de la columna que soporta.
 - La resistencia admisible del suelo (q_{adm}), sobre el que se diseña la zapata.
- (William, 2016)

Los elementos de cimentación se dimensionarán para resistir, no solo las cargas actuantes sino también las reacciones inducidas.

Las formas típicas de la sección son las indicadas en la *Figura N°2.26*.

Figura N°2.26: Formas Típicas de una Zapata Aislada

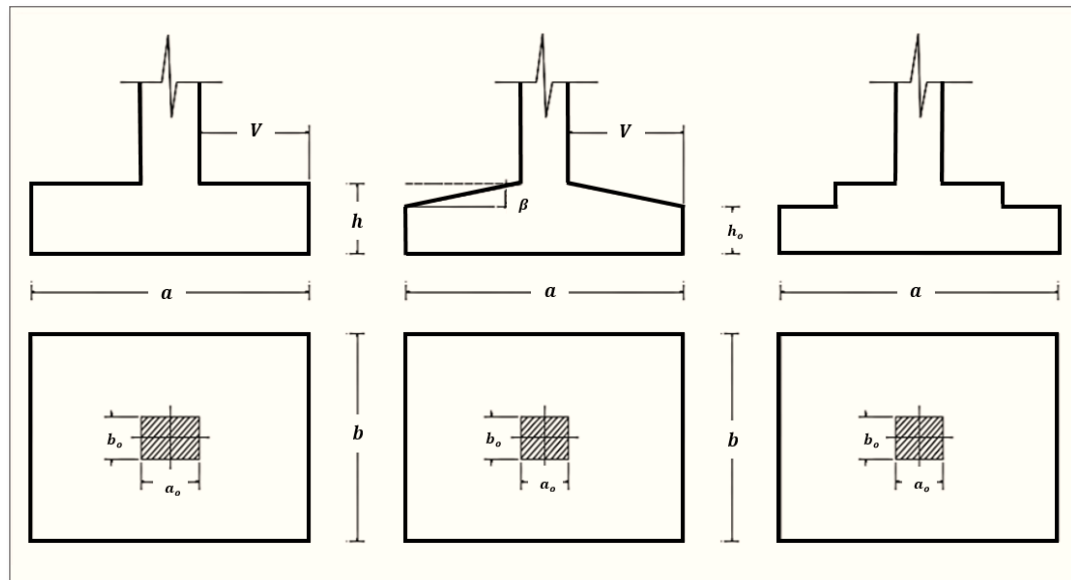


Ilustración de Formas Típicas de una Zapata Aislada [Figura]. Fuente: Elaboración propia en base al libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 14ª edición 2000.

Las zapatas aisladas se clasifican en función de su vuelo y en la dirección en que sea máximo (*Figura N°2.27*), en los dos tipos siguientes:

- *Tipo I: Zapatas Rígidas*

Incluye los casos en que el vuelo máximo de la cimentación $V_{m\acute{a}x}$, medio en ambas direcciones principales, desde el paramento del elemento que se cimienta, no sea mayor a $2h$.

- *Tipo II: Zapatas Flexibles*

Incluye los casos en que dicho vuelo máximo es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales.

Figura N°2.27: Zapatas Rígidas y Flexibles

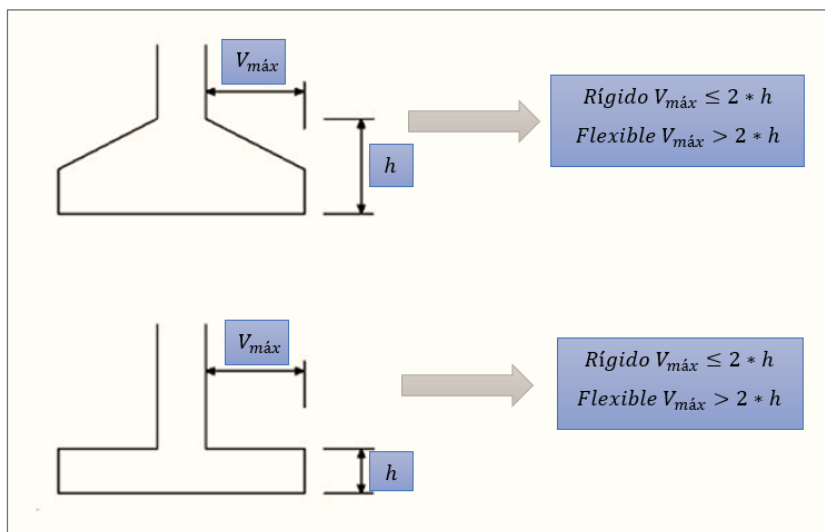


Ilustración de Zapata Aislada Sometida a Cargas y Momentos [Figura]. Fuente: Elaboración propia en base a la Norma boliviana del Hormigón Armado CBH – 87.

2.12.1.2. Cálculo a Flexión

La determinación de la armadura a tracción para zapatas flexibles debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. La armadura se determina en las secciones 1-1 y 1'-1', medidas a una distancia de $0.15 \cdot a$ ó $0.15 \cdot b_0$, de la cara interior de los paramentos, como se muestra en la *Figura N°2.28*.

Las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente en la otra dirección.

El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a carga del terreno $\sigma_t = N/(a \cdot b)$ es:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2a} \left(\frac{a-a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2$$

Donde:

- a : Lado mayor de la zapata.

- a_0 : Lado mayor de la columna.

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b \cdot d$, puede determinarse mediante la fórmula simplificada para el momento reducido de cálculo.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = \mu(1 + \mu)$$

Capacidad mecánica del acero:

$$Us = As \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Armadura mínima:

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

La cuantía mínima exigida por la norma para el acero a ser utilizado es: $\rho \geq 0.0015$ para acero AE-50.

Figura N°2.28: Cálculo a Flexión de una Zapata Flexible

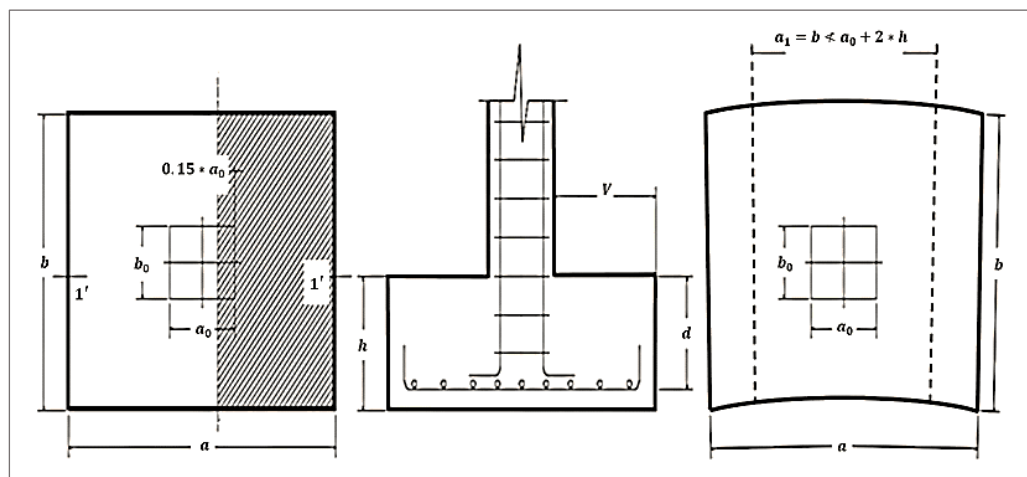


Ilustración de Cálculo a Flexión de una Zapata Flexible [Figura]. Fuente: Libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 14ª edición 2000.

2.13. ESTRATEGIAS PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

2.13.1. Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas constituyen los parámetros que establecen la calidad de la obra a ejecutar, abordando tanto la calidad como la cantidad de los trabajos en general. Mientras los planos ofrecen una representación visual, las especificaciones definen la calidad del producto de manera detallada, evitando interpretaciones erróneas. El Pliego de Especificaciones Técnicas establecerá necesariamente, los siguientes datos de los materiales para la obra:

- *Tipo, clase y categoría del cemento.*
- *Tipos de acero.*
- *Resistencia especificada para el hormigón.*

Si se requieren características especiales para un material y su determinación implica métodos de ensayos no contemplados en la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH – 87, el Pliego de Especificaciones deberá establecer claramente los valores que deben cumplir dichas características y los procedimientos de ensayo que deben seguirse para evaluarlos.

Especificaciones Técnicas por ítem:

Deberán contener la siguiente información:

- *Datos del ítem*
- *Definición*
- *Materiales Herramientas y Equipo*
- *Procedimiento para la ejecución*
- *Medición y Forma de Pago*

2.13.2. Cálculos Métricos

Los cálculos métricos constituyen un análisis detallado de las medidas de longitudes, áreas y volúmenes de todos los elementos de una obra.

Implican la aplicación de fórmulas geométricas para determinar la cantidad de materiales y mano de obra necesarios para llevar a cabo la construcción.

La tarea se fragmenta en etapas, cada una correspondiente a un rubro del presupuesto.

El trabajo debe ser detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección y/o modificación.

- Precisar la zona de estudios o de cálculos métricos y trabajos que se van a ejecutar.
- Se debe efectuar un estudio integral de los planos y especificaciones técnicas del proyecto relacionado entre sí los planos de Arquitectura, Estructuras.
- El orden para elaborar los cálculos métricos es primordial, porque nos dará la secuencia en que se toman las medidas o lecturas de los planos.

Para su desarrollo, deberá contener la siguiente información:

- Planilla de cálculos métricos

Planilla de Cálculos Métricos

Para el vaciado de los cálculos métricos, es necesario elaborar una planilla de cálculos métricos, que contendrán los siguientes conceptos:

- *Número del ítem*
- *Nombre del Ítem*
- *Unidad*
- *Computo*
- *Nº de veces*
- *Largo*
- *Ancho*
- *Alto*
- *Cálculo Parcial*
- *Cálculo Total*
- *Total*

2.13.3. Análisis de Precios Unitarios

FORMULARIO B-2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
DATOS GENERALES					
	Proyecto:		Cantidad:		
	Actividad:		Unidad:		
			Moneda:		
1. MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
TOTAL MATERIALES					
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
SUBTOTAL MANO DE OBRA					
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA)				55.00%	
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)				14.94%	
TOTAL MANO DE OBRA					
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
*	HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5.00%	
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
*	GASTOS GENERALES = % DE 1 + 2 + 3			10.00%	
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
*	UTILIDAD = % DE 1 + 2 + 3 + 4			10.00%	
TOTAL UTILIDAD					
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
*	IMPUESTOS IT = % DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5			3.09%	
TOTAL IMPUESTOS					
TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)					
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)					

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos), todo eso se encuentra en definidos en el Formulario de Análisis de Precios Unitarios (*Formulario B-2*) de acuerdo al Documento Base de Contratación para Contratación de Obras.

2.13.4. Presupuesto por Ítems y General de Obra

Este se fundamenta en la estimación global de los costos asociados a la construcción, adicionados con el margen de beneficio planificado. El presupuesto puede desglosarse en partidas o ítems parciales, detallando los diversos precios unitarios. La elaboración de estos precios se sustenta en la identificación de los costos directos o indirectos necesarios para llevar a cabo cada unidad de obra.

Todos estos gastos, a excepción de aquellos contemplados en el presupuesto valorados en unidades de obra o en partidas alzadas, se determinan como un porcentaje de los costos directos, siendo este porcentaje uniforme para todas las unidades de obra.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

Todos estos conceptos encuentran estandarizados en el Formulario de Presupuesto General de Obra (**Formulario B-1**) definido en el Documento Base de Contratación para Contratación de Obras.

FORMULARIO B-1						
PRESUPUESTO POR ÍTEMS Y GENERAL DE LA OBRA						
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (Numeral)	Precio Unitario (Literal)	Precio Total (Numeral)
PRECIO TOTAL (Numeral)						
PRECIO TOTAL (Literal)						

2.13.5. Cronograma de Obra

Elaboración del Cronograma de Obra

El cronograma de ejecución de obra es una representación gráfica y detallada que planifica y organiza las actividades estructurales de la obra en un tiempo determinado, asegurando la eficiencia temporal. Esta herramienta visual refleja la organización del proyecto al establecer una secuencia lógica de pasos para llevar a cabo las diversas actividades, siendo fundamental para la ejecución ordenada y eficaz de la producción.

El Documento Base de Contratación indica: “*El proponente deberá presentar un cronograma de barras Gantt o similar.*” Por cuanto el proyectista está en libertad de utilizar otro método de elaboración del cronograma en función a los requerimientos del proyecto.

Los datos y el método de elaboración del Cronograma de Obras, se encuentra definido en el Formulario de Cronograma de Ejecución de la Obra (*Formulario A-8*) definido en el Documento Base de Contratación para Contratación de Obras. Lo que contiene el *Formulario A-8* es:

- *Nº*: Se refiere al número de Ítem asignado a cada una de las actividades.
- Un ítem es cada una de las partes individuales que conforman el conjunto de actividades que presenta el proyecto.
- La numeración dada a cada Ítem debe coincidir con el orden definido en la Lista de Actividades y sus correlativos (Especificaciones Técnicas, Análisis de Precios Unitarios y Presupuesto por Ítems y General de Obra).
- *Nombre de la Actividad*: Es la denominación que se ha dado a cada una de las actividades, definido previamente en el Listado de Actividades.
- *Duración*: Es el tiempo total, en días, que requerirá la actividad para ejecutarse.
- *Diagrama de Barras*: En el Diagrama propiamente dicho, se detalla la duración de las actividades y su relación con otras en función a los días calendario.

CAPÍTULO III. INGENIERÍA DE PROYECTO

3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija, el terreno cuenta con una superficie útil de 7736 m², con un área de construcción total de 811 m² (como se muestra en la *Figura N° 3.1*), la superficie del terreno es suficiente para la posibilidad de una futura expansión o la creación de otra infraestructura, de acuerdo a las necesidades que se presenten en la población.

Figura N°3.1: Curvas de Nivel del lugar de emplazamiento del Proyecto

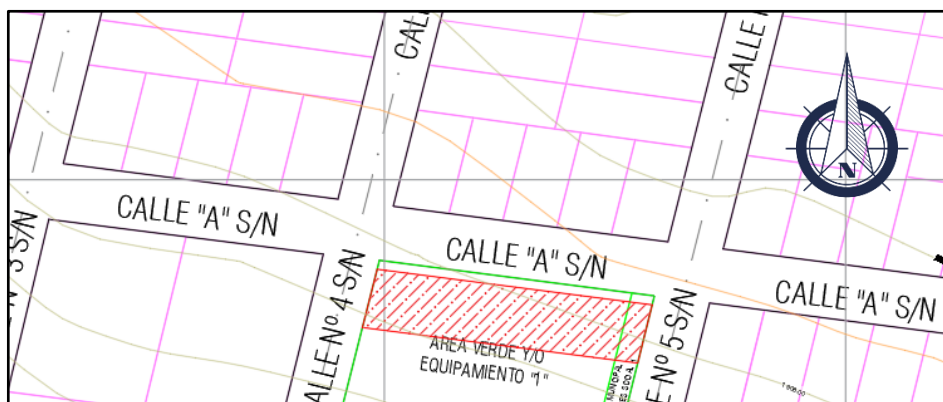


Ilustración de las Curvas de Nivel del lugar de emplazamiento del Proyecto. Fuente: Elaboración propia.

El terreno donde se emplazará el proyecto tiene una pendiente máxima del 0.89% [1908.13 msnm – 1907.97 msnm para una longitud de 18 m]. Topográficamente se considera un terreno plano con una pendiente menor al 1%. (Ver Anexo 3)

No se realizó una verificación del mismo con equipo topográfico ya que en las visitas al lugar se llegó a observar que el terreno no tiene desniveles de consideración y que es plano, como aprecia en el plano topográfico. (Ver Plano Topográfico)

3.2. ESTUDIO DE SUELOS

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (*Standard Penetration Test*).

Dicho ensayo se realizó en dos pozos, ubicados en lugares estratégicos del terreno, con diferentes profundidades y con un diámetro de 1.5 m. (*Figura N°3.2*)

Figura N°3.2: Ubicación de los Pozos para el Estudio de Suelos



Ilustración de la Ubicación de los Pozos para el Estudio de Suelos. Fuente: Elaboración propia.

Los estudios de suelos estuvieron a cargo por *CEPAS – CONSULTORA Y CONSTRUCTORA*, dando como resultado lo que se indica a continuación en la *Tabla N°3.1*. Dicho análisis comprende granulometría, límites de Atterberg y desde luego el ensayo de carga directa o SPT del lugar de emplazamiento. Las planillas del estudio de suelos se encuentran detalladas en el *Anexo 4*, donde se detalla que todo el estrato de suelo es uniforme.

Tabla N°3.1: Resultados del Estudio de Suelos

POZO N°1 - ENSAYO N°1	
Profundidad	2.00 metros
Número de golpes	40
Descripción	CL = Arcillas de baja plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas.
Humedad Natural	5.66%
Resistencia Admisible	3.47 (Kg/cm ²)
POZO N°1 - ENSAYO N°2	
Profundidad	3.00 metros
Número de golpes	45

Descripción	CL = Arcillas de baja plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas.
Humedad Natural	6.81%
Resistencia Admisible	4.10 (Kg/cm ²)
POZO N°1 - ENSAYO N°1	
Profundidad	2.00 metros
Número de golpes	38
Descripción	CL = Arcillas de baja plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas.
Humedad Natural	7.78%
Resistencia Admisible	3.18 (Kg/cm ²)
POZO N°1 - ENSAYO N°2	
Profundidad	3.00 metros
Número de golpes	46
Descripción	CL = Arcillas de baja plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas.
Humedad Natural	8.40%
Resistencia Admisible	4.10 (Kg/cm ²)

Tabla de los Resultados del Estudio de Suelos. Fuente: Elaboración Propia.

En consecuencia, luego de este estudio para el presente proyecto se tomará como medida de seguridad la resistencia del pozo más desfavorable, como resultado del pozo N°3, siendo éste un suelo un CL (*Unificada*), con una capacidad portante de 3.18 Kg/cm² para una profundidad de 2 m. Se realizó la verificación de la Resistencia Admisible mediante *Terzagui* y *Meyerjof* para mayor seguridad. (Ver Anexo 4)

3.3. ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico fue elaborado la Secretaría de Obras Públicas del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija, consiste en una edificación de tres niveles destinados a ambientes como aulas de educación, ambientes administrativos, laboratorios técnicos, etc. (*Ver Planos Arquitectónicos*)

Figura N°3.3: Plano Arquitectónico Planta Baja

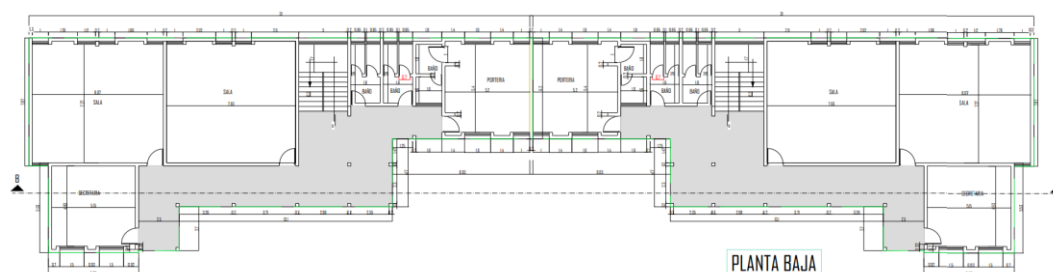


Ilustración del Plano Arquitectónico Planta Baja. Fuente: Elaboración Secretaría de Obras Públicas del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija.

Figura N°3.4: Plano Arquitectónico Segunda Planta

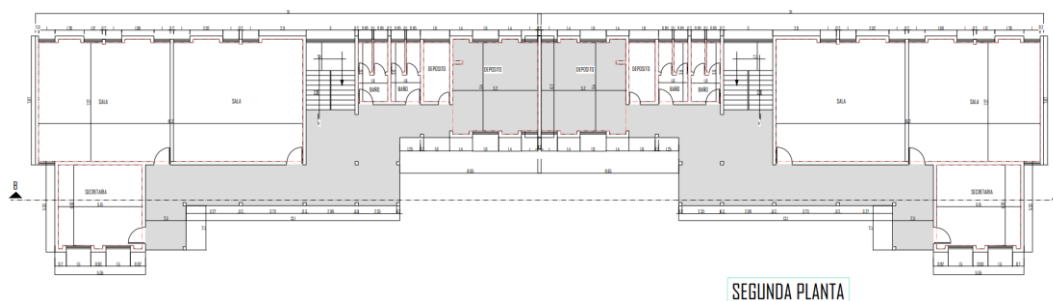


Ilustración del Plano Arquitectónico Segunda Planta. Fuente: Elaboración Secretaría de Obras Públicas del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija.

Figura N°3.5: Plano Arquitectónico Tercera Planta

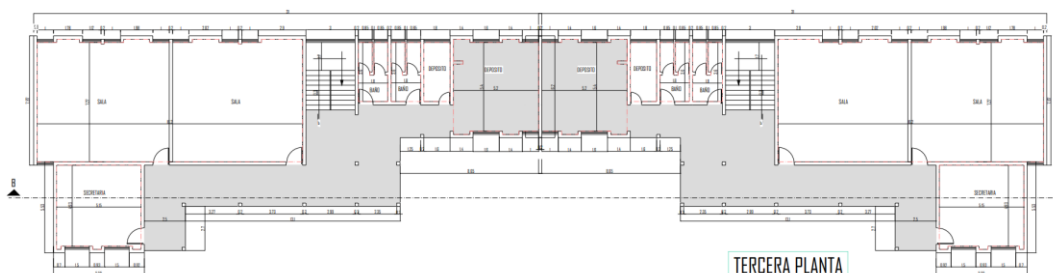


Ilustración del Plano Arquitectónico Tercera Planta. Fuente: Elaboración Secretaría de Obras Públicas del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija.

3.4. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

Todos los elementos serán diseñados siguiendo estrictamente el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH – 87).

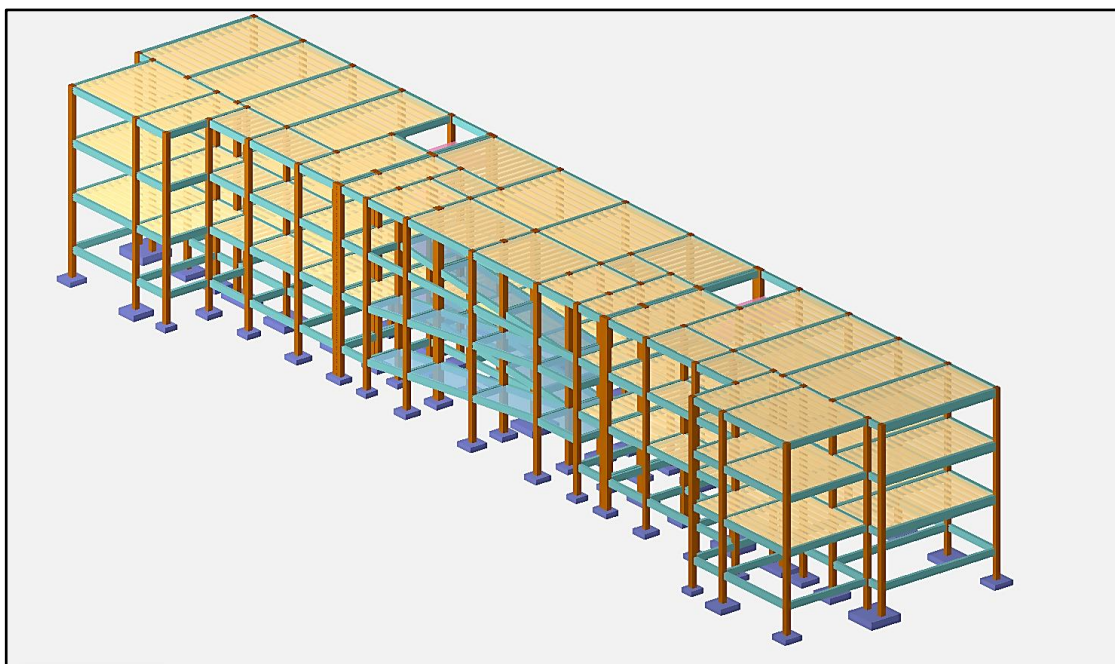
Justificando cada elección, y buscando siempre la mejor opción técnica y económica para el resultado final.

La descripción del modelo estructural obedece a la siguiente clasificación:

3.4.1. Estructura de Sustentación

- *Fundaciones:* Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación a 1.8 m.
- *Columnas:* Compuesta por secciones cuadradas y rectangulares.
- *Vigas y sobrecimientos:* Compuestas de secciones rectangulares, la mayor luz es 7.32 m.
- *Entrepisos:* Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas.

Figura N°3.5: Estructura del Centro de Capacitación del Barrio Santiago



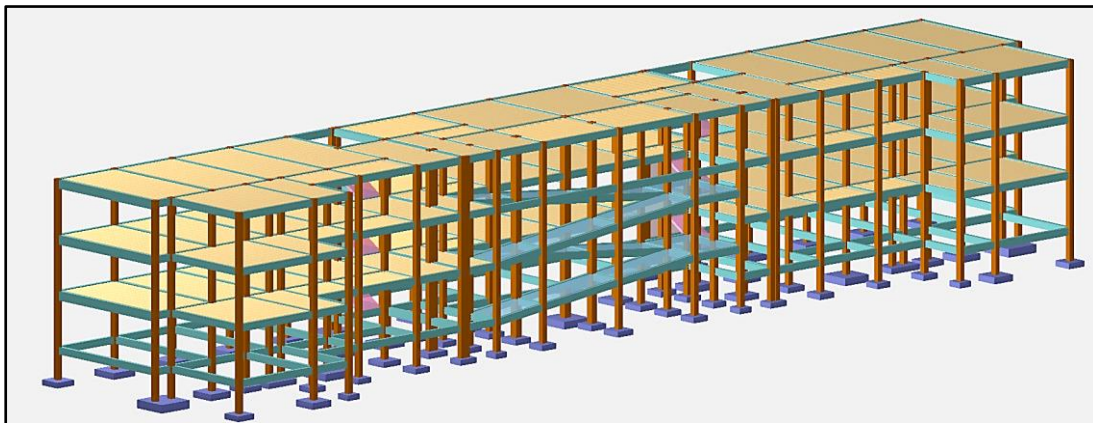


Ilustración de la Estructura del Centro de Capacitación del Barrio Santiago. Fuente: Elaboración propia.

3.5. ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.5.1. Consideraciones para el Diseño Estructural

Materiales Empleados

Hormigón:

- Resistencia a la Compresión: $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso específico del hormigón armado: $\gamma_{H^eA^e} = 2500 \text{ Kg/m}^3$

Acero Grado 50:

- Límite de fluencia: $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

3.5.1.1. Diseño de Junta de Dilatación

Las juntas de dilatación deben garantizar la estanqueidad y el aislamiento térmico y acústico, al igual que el resto de los elementos estructurales. En el caso de edificios convencionales, la distancia máxima entre juntas de dilatación, determinada en función de las condiciones climáticas del lugar donde se encuentren, no deberá superar:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a $10 \text{ }^\circ\text{C}$), 25 m.

- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C), 50 m.

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Donde:

α : Coeficiente de dilatación térmica del hormigón.

L : Longitud de Cálculo.

ΔT : Variación de la temperatura.

Para determinar las temperaturas máximas y mínimas, se recurrió a los datos proporcionados por el SISMET-SENAMHI, utilizando la estación meteorológica más cercana al Barrio Santiago, en Tarija Cercado, correspondiente al Aeropuerto de Tarija. Con base en esta información, se ha planificado la incorporación de una junta de dilatación que recorrerá toda la longitud de la estructura.

Cálculo de la junta de dilatación

$$\alpha = 0.00001/^{\circ}\text{C}$$

$$L = 21.98 \text{ m.} = 21980 \text{ mm.}$$

$$T_{\text{max}} = 39.7^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\text{min}} = -9.2^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta L = 0.00001/^{\circ}\text{C} \cdot 21980 \text{ mm} \cdot 48.9^{\circ}\text{C} = 10.75 \text{ mm.}$$

Por cuestiones constructivas se tomará un espaciamiento de 2 cm para la junta de dilatación. *Ver Anexo 2 (Análisis de Cargas)*

Figura N°3.6: Estructura con Separación de Junta de Dilatación



Ilustración de la Estructura con separación de Juntas de Dilatación. Fuente: Elaboración propia.

3.5.2. Predimensionamiento

3.5.2.1. Vigas

Al predimensionar las vigas, se tiene que considerar la acción de diferentes cargas. Hay criterios prácticos que, de alguna manera, toman en cuenta la acción de combinada de cargas verticales y de sismo, a continuación, se muestra alguno de estos criterios.

- $h = L/12$ ó $L/10 \rightarrow$ (usado para este proyecto)
- $h = L/10 \rightarrow$ (criterio práctico frente a sismos)
- $b = 0.3 * h$ ó $0.5 * h$

Las vigas se utilizan para absorber cargas horizontales, se diseñará a flexión que es el caso más desfavorable, sus dimensiones mínimas son:

$$b \geq 200 \text{ mm} \qquad h \geq \frac{l}{12}$$

Asumiremos como predimensionamiento una base de la viga de:

$$b = 0.20 \text{ m.}$$

Dichas bases de vigas dependerán de la luz de cada viga, teniendo $b = h/2$.

- ❖ Luces de longitud mínima de: $l = 1.2 \text{ m.}$

$$h = \frac{l}{12} = \frac{1.20 \text{ m.}}{12} = 0.1 \text{ m}$$

- Constructivamente se puede asumir $h = 0.40 \text{ m.}$
- Constructivamente se puede asumir $b = 0.20 \text{ m.}$

- ❖ Luces de longitud máximas de: $l = 7.25 \text{ m.}$

$$h = \frac{l}{12} = \frac{7.25 \text{ m.}}{12} = 0.60 \text{ m}$$

- constructivamente se puede asumir $h = 0.60 \text{ m.}$
- constructivamente se puede asumir $b = 0.30 \text{ m.}$

Dichas dimensiones solo corresponden a un predimensionamiento por lo tanto pueden estar sujetas a modificaciones.

3.5.2.2. Columnas

Las columnas son elementos que se encuentran sometidas principalmente a cargas axiales y momentos flectores, por lo cual deben en principio ser dimensionadas considerando estos dos efectos simultáneamente.

Las dimensiones de las columnas se asumirán inicialmente de 25 x 25 (área de 625 cm²) ya que son las dimensiones mínimas según la Norma Boliviana CBH – 87, de acuerdo a las solicitaciones se analizará incrementar la sección más conveniente de la columna para evitar cuantías de acero elevadas.

3.5.2.3. Losas Unidireccionales (viguetas pretensadas)

Se recomienda una altura del paquete estructural según predimensionamiento de:

$$\frac{l}{25} = \text{para losas unidireccionales}$$

Luces mínimas de 2 m

$$\frac{3.8 \text{ m}}{25} = 0.08 \text{ m}$$

Luces máximas de 5.4 m

$$\frac{5.4 \text{ m}}{25} = 0.216 \text{ m}$$

Según recomendaciones constructivamente no se deben tener paquetes estructurales menores a 20 cm en el caso de losas de viguetas pretensadas, por lo tanto, se uniformizarán todas las losas con un espesor de:

$$H = 0.22 \text{ m.}$$

3.5.2.4. Losas Macizas (Rampa)

Para losas macizas se tiene que debe de cumplir la relación:

$$h \geq \frac{l}{30}$$

en la rampa se tiene como longitud menor $l = 1.6 \text{ m}$, por lo tanto, se tendría un espesor de losa de:

$$h = \frac{1.6}{30} = 0.06 \text{ m.}$$

Según recomendaciones constructivamente no se deben tener paquetes estructurales menores a 15 cm en el caso de losas macizas, por lo tanto, se uniformizará la rampa con un espesor de:

$$h = 0.15 \text{ m.}$$

3.5.2.5. Losa Alivianada

Compuesta por viguetas pretensadas haciéndose referencia al catálogo CONCRETEC. Separadas con un inter eje de 50 cm.

El material utilizado será con complemento de plastoformo dispuesta en toda la losa para cubrir los vacíos en medio de las viguetas con una capa de compresión de 5 cm con hormigón y una armadura de refuerzo constructivo para controlar la fisuración que se la calculará más adelante.

3.5.3. Cargas de Diseño

Para poder realizar las hipótesis de cargas para el dimensionamiento las cargas deben cuantificarse por separado en carga permanente y la carga viva donde se describe en detalle a continuación.

Cargas consideradas sobre la estructura:

Se determinarán dos tipos de cargas:

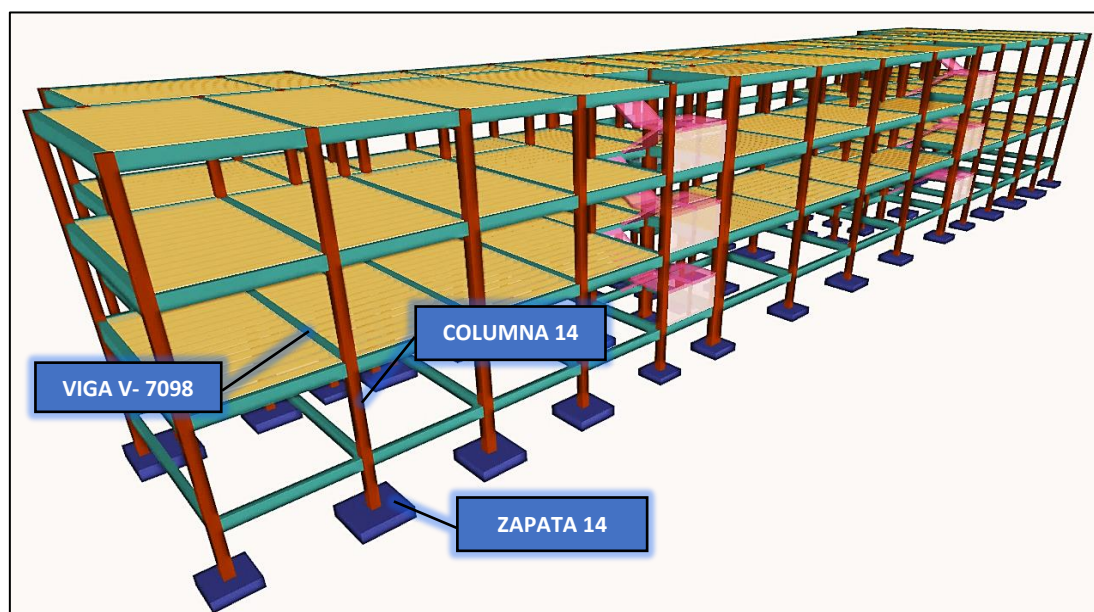
- 1) Carga permanente, la cual comprende:
 - Peso propio del forjado.
 - Peso del sobrepiso y acabados.
 - Peso de muros más revoques.
 - Peso de barandado.
 - Peso de escaleras.
- 2) Sobrecargas de Diseño:
 - Sobrecarga en la losa alivianada.

- Sobrecarga en escalera.
- Carga de viento.

En la *Tabla N°4* y *Tabla N°5* se presenta un resumen del cálculo de las cargas permanentes y Sobrecargas consideradas para el diseño estructural del “*Centro de Capacitación del Barrio Santiago*”, de la ciudad de Tarija. Los detalles del de cómo se realizaron las cargas se encuentran en el *Anexo 2 (Análisis de Cargas)*.

Los valores obtenidos de esta norma boliviana que está en revisión de la velocidad del viento para la ciudad de Tarija es de **24 m/s**.

3.5.4. Diseño y Verificación de los Elementos Estructurales de Sustentación



3.5.4.1. Diseño de la Losa Alivianada

La verificación se la realizara a la losa de la primera planta correspondiente a las columnas *C8*, *C9*, *C27*, *C29* y *C30*.

Figura N°3.7: Paño de la Losa Aliviana en Estudio

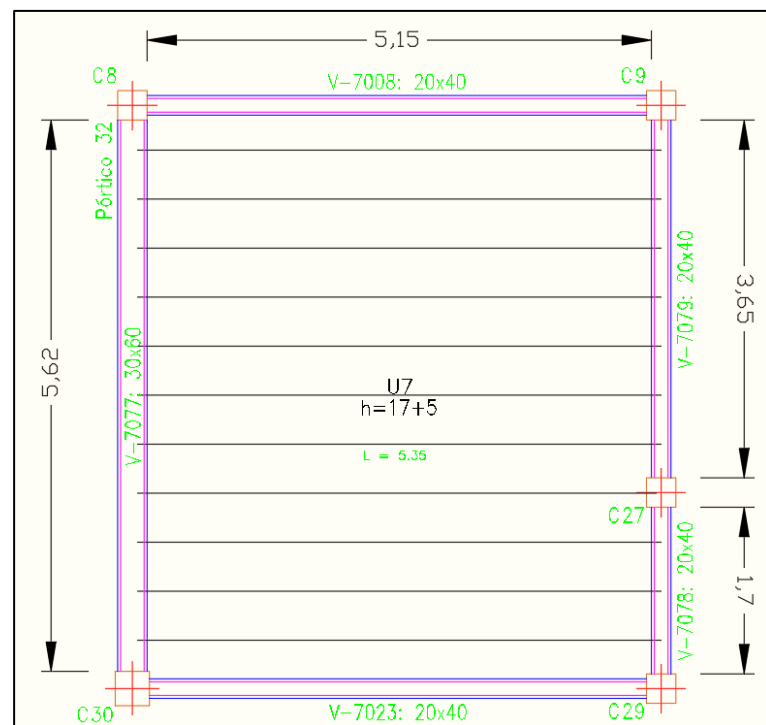


Ilustración de Paño de la Losa Aliviana en Estudio. Fuente: Elaboración propia

Para el detalle de cálculo ver *Anexo 5*.

3.5.4.2. Diseño Estructural de la Viga

A continuación, se realizará la verificación de la viga más solicitada. (*Sección Crítica*).

Los datos serán obtenidos del software *Cypecad*, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (*envolvente de diseño*), las tablas que se utilizaron para el cálculo se presentan en el *Anexo 1 (Tablas)*. Para su verificación se selecciona el elemento más solicitado, el mismo comprende a la viga en la Segunda Planta, entre la *columna 14* y *columna 18* del Nivel +3.00 m.

Figura N°3.11: Envolvente del Momento Flector en E.L.U. para la Viga 7098 entre los Pilares C18 – C14 (Segunda Planta)

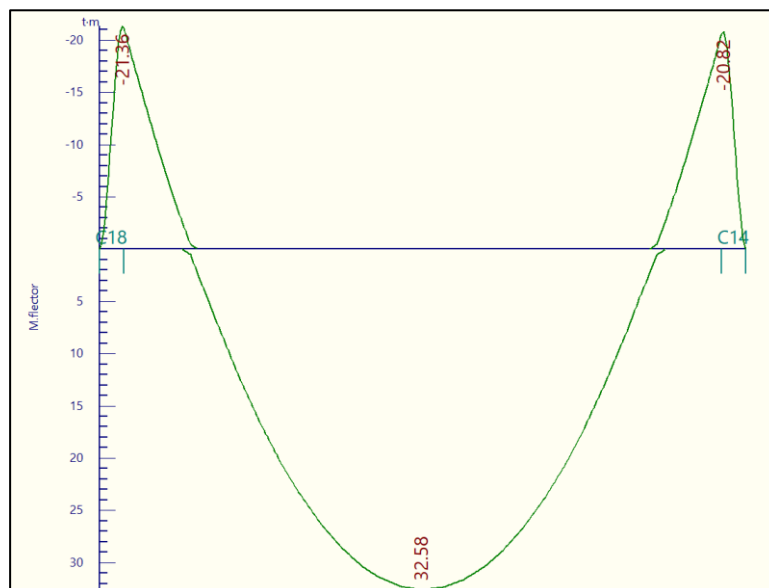


Ilustración de la Envolvente del Momento Flector en E.L.U. para la viga 7098. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.2.1. Diseño a Flexión

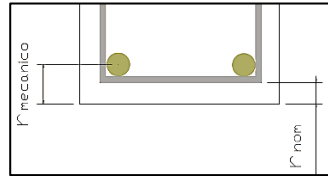
Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales (Viga 3):

- Momento Máximo Positivo Mayorado $M_d = 32.58 \text{ Tn-m} = 3258000 \text{ Kg-cm}$
- Canto de la Viga $h = 60 \text{ cm}$
- Base de la Viga $b_w = 30 \text{ cm}$
- Resistencia del Hormigón $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia del Acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1.5$
- Resistencia de cálculo del Hormigón $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$
- Recubrimiento mínimo $r_{nom} = r_{min} = 2 \text{ cm}$
- Cálculo del recubrimiento mecánico

Asumimos un diámetro para las barras longitudinales y un diámetro para estribos

$$\varnothing_{estribos} = 8 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{barras} = 25 \text{ mm}$$



$$r_{mecanico} = r_{nom} + \varnothing_{estribos} + \frac{\varnothing_{barras}}{2} = 2 \text{ cm} + 0.8 \text{ cm} + \frac{2.5 \text{ cm}}{2} = 4.05 \text{ cm}$$

Canto útil de la sección

$$d = h - r_{mecanico} = 60 - 4.05 = 55.95 \text{ cm}$$

- Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga entre C14 y C18

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3258000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{ cm} \cdot (55.95 \text{ cm})^2 \cdot 166.67 \text{ kg/cm}^2} = 0.2085$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ (Anexo 1 – Tabla N°1).

Como:

$$\mu_d < \mu_{lim} \text{ no se necesita armadura a compresión}$$

$$0.2085 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ” (Anexo 1 – Tabla N°2).

Con: $\mu_d = 0.2085$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.24428 \rightarrow \text{Dominio 3}$

- **Determinación de la armadura: A_s**

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.244 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} \cdot \frac{166.67 \text{ kg/cm}^2}{4347.83 \text{ kg/cm}^2} = 15.72 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: $A_{s \min}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (Anexo 1 – Tabla N°3).

$$\omega_{\min} = 0.0028$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 15.72 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro**

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 20} = 3.14 \text{ cm}^2$ y $\emptyset = 25 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 25} = 4.909 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\emptyset 25 + 2\emptyset 20$$

$$A_{s \emptyset 20} = 2 \cdot 3.14 \text{ cm}^2 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \emptyset 25} = 2 \cdot 4.909 \text{ cm}^2 = 9.818 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 16.10 \text{ cm}^2$$

$$16.10 \text{ cm}^2 > 15.72 \text{ cm}^2$$

Se utiliza: $2 \emptyset 20 \text{ mm} + 2 \emptyset 25 \text{ mm}$

Cypecad: $2 \emptyset 20 \text{ mm} + 2 \emptyset 25 \text{ mm}$

Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza

$$s = \frac{b_w - 2r - 2ds - db \cdot N^\circ \text{ de barras}}{N^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm} - 2 \cdot 0.8 \text{ cm} - (2.5 \text{ cm} \cdot 2 + 2 \text{ cm} \cdot 2)}{4 - 1} = 5.1 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm y al mayor diámetro [1.6 cm] nominal de agregados, por lo tanto, es adecuada.

Para el momento positivo, se usará: 2Ø20mm + 2Ø25mm

Determinación de la armadura negativa para la viga en el lado derecho apoyado sobre la columna C14

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 20.82 \text{ Tn-m} = 2082000 \text{ Kg-cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2082000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{ cm} \cdot (55.95 \text{ cm})^2 \cdot 166.67 \text{ kg/cm}^2} = 0.1330$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ (Anexo 1 – Tabla N°1).

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.1330 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en compresión

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ” (Anexo 1 – Tabla N°3).

Con: $\mu_d = 0.1330$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.1462 \rightarrow$ Dominio 3

- **Determinación de la armadura: A_s**

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1462 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} \cdot \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 9.41 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: $A_{s \text{ min}}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (Anexo 1 – Tabla N°2).

$$\omega_{min} = 0.0028$$

$$A_{s \min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{s \min}$$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 9.41 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro**

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 25} = 4.909 \text{ cm}^2$ y $\emptyset = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 10} = 0.785 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\emptyset 25 + 2\emptyset 10$$

$$A_{s \emptyset 20} = 2 \cdot 4.909 \text{ cm}^2 = 9.818 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \emptyset 10} = 2 \cdot 0.785 \text{ cm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 11.39 \text{ cm}^2$$

$$11.39 \text{ cm}^2 > 9.41 \text{ cm}^2$$

Se utiliza: $2 \emptyset 25 \text{ mm} + 2 \emptyset 10 \text{ mm}$

Cypecad: $2 \emptyset 25 \text{ mm} + 2 \emptyset 10 \text{ mm}$

- **Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza**

$$s = \frac{b_w - 2r - 2ds - db \cdot N^\circ \text{ de barras}}{N^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm} - 2 \cdot 0.8 \text{ cm} - (1 \text{ cm} \cdot 2 + 2.5 \text{ cm} \cdot 2)}{4 - 1} = 5.8 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm, por lo tanto, es adecuada.

Para el momento Negativo, se usará: 2Ø25mm + 2Ø10mm

Determinación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre la columna C18

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 21.36 \text{ Tn-m} = 2136000 \text{ Kg-cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2136000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{ cm} \cdot (55.95 \text{ cm})^2 \cdot 166.67 \text{ kg/cm}^2} = 0.1365$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ (Anexo 1 – Tabla N°1).

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.1365 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ” (Anexo 1 – Tabla N°3).

Con: $\mu_d = 0.1365$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.1504 \rightarrow$ Dominio 3

- **Determinación de la armadura: A_s**

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1504 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} \cdot \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 9.68 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: $A_{s \min}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (Anexo 1 – Tabla N°2).

$$\omega_{min} = 0.0028$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 9.68 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro**

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 25 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 25} = 4.909 \text{ cm}^2$ y $\emptyset = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 10} = 0.785 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 2\emptyset 20 + 2\emptyset 10$$

$$A_{s \emptyset 20} = 2 \cdot 4.909 \text{ cm}^2 = 9.818 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \emptyset 10} = 2 \cdot 0.785 \text{ cm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 11.39 \text{ cm}^2$$

$$11.39 \text{ cm}^2 > 9.68 \text{ cm}^2$$

Se utiliza: $2 \emptyset 25 \text{ mm} + 2 \emptyset 10 \text{ mm}$

Cypecad: $2 \emptyset 25 \text{ mm} + 2 \emptyset 10 \text{ mm}$

- **Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza**

$$s = \frac{b_w - 2r - 2ds - db \cdot N^{\circ} \text{ de barras}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm} - 2 \cdot 0.8 \text{ cm} - (1 \text{ cm} \cdot 2 + 2.5 \text{ cm} \cdot 2)}{4 - 1} = 5.8 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm, por lo tanto, es adecuada.

Para el momento Negativo, se usará: $2\emptyset 25 \text{ mm} + 2\emptyset 10 \text{ mm}$

Resumen General de Resultados Armadura Longitudinal

Tabla N°3.7: Resultados Armadura Longitudinal

Viga entre las Columnas C18 y C14	Armadura necesaria (cm ²)	Armadura necesaria Cypecad (cm ²)	Armadura adoptada Cypecad	Armadura adoptada (cm ²)	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal inferior positiva.	15.72	15.19	2 Ø 20 mm + 2 Ø 25 mm	16.10	3.47
Armadura longitudinal superior negativa lado derecho apoyado sobre C14.	9.41	9.48	2 Ø 25 mm + 2 Ø 10 mm	11.388	0.77
Armadura longitudinal superior negativa lado izquierdo apoyado sobre C18.	9.68	9.23	2 Ø 20 mm + 2 Ø 10 mm	11.388	4.84

Tabla de Resultados Armadura Longitudinal. Fuente: Elaboración Propia.

Figura N°3.12: Envoltorio del Cortante en E.L.U. para la Viga 3 entre los Pilares C18 – C14 (Primera Planta)

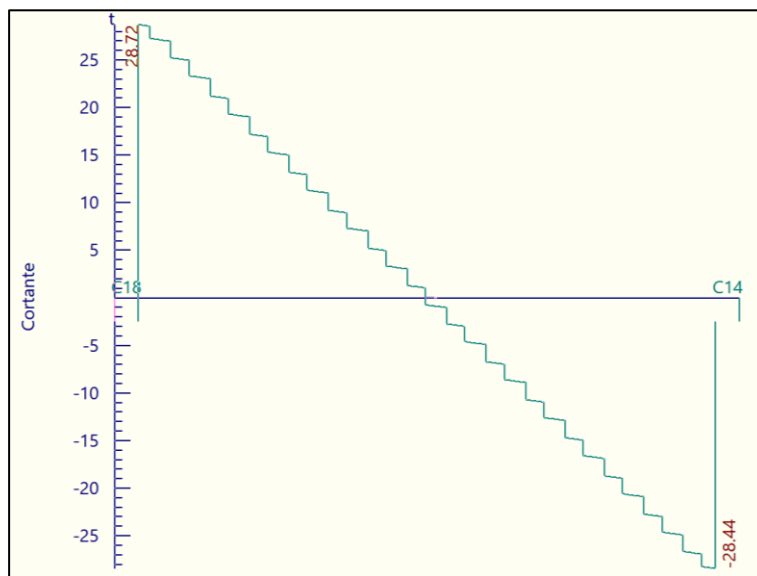


Ilustración de la Envolvente del Cortante en E.L.U para la viga 7098. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.2.2. Cálculo de la Armadura Transversal cerca de la Columna C14

El cortante mayorado (cortante de cálculo) en **c14** (lado Izquierdo) será:

$$V_{d\ c14} = 28.44\ Tn = 28440\ Kg$$

El cortante de diseño es $V_{d\ c14} = 28440\ Kg$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

- Canto de la Viga $h = 60\ cm$
- Base de la Viga $b_w = 30\ cm$
- Resistencia del Hormigón $f_{ck} = 250\ Kg/cm^2$
- Resistencia del Acero $f_{yk} = 5000\ Kg/cm^2$
- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1.5$
- Resistencia de cálculo del Hormigón $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 166.67\ Kg/cm^2$
- Resistencia de cálculo del acero $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4347.83\ kg/cm^2$
- Recubrimiento mínimo $r_{nom} = r_{min} = 2\ cm$
- Recubrimiento mecánico $r_{mecanico} = 4.05\ cm$
- Canto útil de la sección $d = 55.95\ cm$

Cortante de agotamiento por compresión del alma (V_{ou})

Esta se comprueba en una sección situada sobre el borde del apoyo.

$$V_{ou} = V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.30 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 55.95$$

$$V_{ou} = V_{u1} = 83925\ Kg$$

Donde:

$$V_{u1} > V_d$$

$$V_{u1} = 83925\ Kg > V_d = 28440\ Kg \quad \text{Cumple!!!}$$

Cortante de agotamiento por tracción en el alma (V_{u2}):

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

La comprobación correspondiente a V_{u2} se efectúa para una sección situada a una distancia del canto útil del borde del apoyo directo.

Siendo f_{cv} la resistencia virtual al cortante del hormigón dado por la expresión:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C14 lado izquierdo de la viga

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.45 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} = 10834.67 \text{ kg}$$

- *Caso 1:* Utilizar armadura mínima:

Donde:

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$28440 \text{ kg} \leq 10834.67 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

No cumple por lo que se deberá disponer de armadura transversal a cortante.

- *Caso 2:* Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$10834.67 < 28440 < 83925 \quad \text{Cumple !!!}$$

- *Caso 3:* Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$28440 \geq 83925 \quad \text{No Cumple}$$

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d)

El esfuerzo cortante último con armadura transversal es:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Donde el primer término del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la contribución de las armaduras transversales

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$V_d = 28440 \text{ Kg}$ Cortante situado a una distancia “d” de un canto útil del borde del apoyo

$V_{cu} = 10834.67 \text{ Kg}$ Cortante absorbido por el hormigón

V_{su} = Cortante absorbido por las armaduras transversales

$$V_{su} = 28440 - 10834.67 = 17605.33 \text{ Kg}$$

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}) debe tomarse:

$$V_{su} = \frac{0.90 \cdot d \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{s}$$

Se calculará el área de acero para 1 m de cortante, utilizando V_{su}

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{17605.33 \cdot 100}{0.9 \cdot 55.95 \cdot 4347.83} = 9.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} = \frac{0.02 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 100}{4347.83} = 2.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos el área mayor:

$$A_s = 9.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{A_{s \text{ adoptada}}}{2} = \frac{9.65}{2} = 4.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\phi 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 4.82}{\pi \cdot 0.8^2} = 10$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \cdot d = 0.85 \cdot 55.95 = 47.56 \end{array} \right\} = 10 \text{ cm}$$

Determinación del número estribos

El Espaciamiento entre estribos es de $t=10 \text{ cm}$ para obtener un numero de estribos exacto.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{t} = \frac{150 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 15$$

Por lo tanto, para el tramo se tiene:

Se utiliza: 15 Ø 8 mm c / 10 cm

Cypecad: 15 Ø 8 mm c / 10 cm

Para el Cortante cerca de C14, se utiliza: 15 Ø 8 mm c / 10 cm

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C18 lado izquierdo de la viga

El cortante de diseño es $V_{d \text{ C18}} = 28720 \text{ Kg}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

- *Caso 1:* Utilizar armadura mínima:

Donde:

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$28720 \text{ kg} \leq 10834.67 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

No cumple por lo que se deberá disponer de armadura transversal a cortante.

- *Caso 2:* Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$10834.67 < 28720 < 83925 \quad \text{Cumple !!!}$$

- *Caso 3:* Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$28720 \geq 83925 \quad \text{No Cumple}$$

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d)

El esfuerzo cortante último con armadura transversal es:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Donde el primer término del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la contribución de las armaduras transversales

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$V_d = 28720 \text{ Kg}$ Cortante situado a una distancia “d” de un canto útil del borde del apoyo

$V_{cu} = 10834.67 \text{ Kg}$ Cortante absorbido por el hormigón

V_{su} = Cortante absorbido por las armaduras transversales

$$V_{su} = 28720 - 10834 = 17885.33 \text{ Kg}$$

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}) debe tomarse:

$$V_{su} = \frac{0.90 \cdot d \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{s}$$

Se calculará el área de acero para 1m de cortante, utilizando V_{su}

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{17885.33 \cdot 100}{0.9 \cdot 55.95 \cdot 4347.83} = 9.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s \min} = \frac{0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} = \frac{0.02 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 100}{4347.83} = 2.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos el área mayor:

$$A_s = 9.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{As_{adoptada}}{2} = \frac{9.80}{2} = 4.90 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\emptyset 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \emptyset^2} = \frac{4 \cdot 4.90}{\pi \cdot 0.8^2} = 10$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \cdot d = 0.85 \cdot 55.95 = 38.84 \end{array} \right\} = 10 \text{ cm}$$

Determinación del número estribos

El Espaciamiento entre estribos es de $t = 10 \text{ cm}$ para obtener un numero de estribos exacto.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{t} = \frac{150 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 15$$

Por lo tanto, para el tramo se tiene:

Se utiliza: 15 Ø 8 mm c / 10 cm

Cypecad: 15 Ø 8 mm c / 10 cm

Para el Cortante cerca de C18, se usará: 15 Ø 8 mm c / 10 cm

Figura N°3.13: Envolvente del Cortante en E.L.U. Tramos de Diseño para la Armadura de corte sección central $x = 4.32$ m

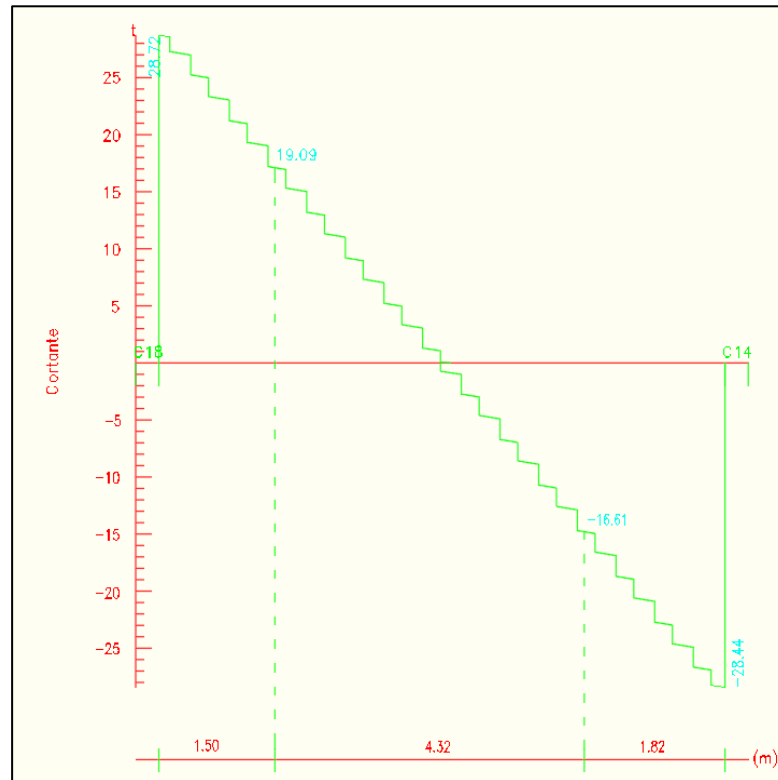


Ilustración de la Envolvente del Cortante en E.L.U. Tramos de Diseño para la Armadura de corte sección central $x = 4.32$ m. Fuente: Elaboración Propia.

Verificación de la armadura transversal para la sección central correspondiente entre C18 y C14 de la viga 7098

Los cortantes considerados para el diseño serán:

$$X_{1.50} \dots \dots \dots V_d = 19.09 \text{ Tn}$$

$$X_{1.82} \dots \dots \dots V_d = -16.61 \text{ Tn}$$

$V_{d \text{ central}} = 19090 \text{ Kg}$ Cortante situado a una distancia de 1.50 m desde el canto de apoyo.

$V_{cu} = 10834.67 \text{ Kg}$ Cortante absorbido por el hormigón.

- *Caso 1:* Utilizar armadura mínima:

Donde:

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$19090 \text{ kg} \leq 10834.67 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

No cumple por lo que se deberá disponer de armadura transversal a cortante.

- *Caso 2:* Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$10834.67 < 19090 < 83925 \quad \text{Cumple !!!}$$

- *Caso 3:* Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$19090 \geq 83925 \quad \text{No Cumple}$$

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d)

El esfuerzo cortante último con armadura transversal es:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Donde el primer término del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la contribución de las armaduras transversales

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$V_d = 19090 \text{ Kg}$ Cortante situado a una distancia “d” de un canto útil del borde del apoyo

$V_{cu} = 10834.67 \text{ Kg}$ Cortante absorbido por el hormigón

V_{su} = Cortante absorbido por las armaduras transversales

$$V_{su} = 19090 - 10834.67 = 8255.33 \text{ Kg}$$

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}) debe tomarse:

$$V_{su} = \frac{0.90 \cdot d \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{s}$$

Se calculará el área de acero para 1m de cortante, utilizando V_{su}

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{8255.33 \cdot 100}{0.9 \cdot 55.95 \cdot 4347.83} = 4.24 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s \min} = \frac{0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} = \frac{0.02 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 100}{4347.83} = 2.30 \text{ cm}^2/m$$

Adoptamos el área mayor:

$$A_s = 4.24 \text{ cm}^2/m$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{A_{s \text{ adoptada}}}{2} = \frac{4.24}{2} = 2.12 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\varnothing 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 2.12}{\pi \cdot 0.8^2} = 5$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \cdot d = 0.85 \cdot 55.95 = 47.56 \end{array} \right\} = 20 \text{ cm}$$

Determinación del número estribos

El Espaciamiento entre estribos es de $t = 20 \text{ cm}$ para obtener un numero de estribos exacto.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{t} = \frac{432 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 22$$

Por lo tanto, para el tramo central se tiene:

Se utiliza: 22 Ø 8 mm c / 20 cm

Cypecad: 22 Ø 8 mm c / 20 cm

Para el Cortante en el centro, se usará: 22 Ø 8 mm c / 20 cm

Armadura de Piel

La normativa indica lo siguiente: en vigas de canto superior a 60 cm, pero inferior a la mitad de su luz, se dispondrán araduras de piel junto a los paramentos laterales del nervio, construidas por un sistema de barras horizontales formando malla con los cercos existentes, Es recomendable distanciar entre si tales barras 30 cm. como máximo, y emplear diámetros no inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero especial.

Por consiguiente:

No se dispondrá de una armadura de piel, ya que la altura de la viga de estudio es de *60 cm*.

Resumen General de Resultados Armadura Transversal

Tabla N°3.8: Resultados Armadura Transversal

Viga entre las Columnas C18 y C14	Armadura necesaria (cm²)	Armadura necesaria Cypecad (cm²)	Armadura adoptada Cypecad	Diferencia en (%)
Armadura transversal lado izquierdo apoyado C14	9.65	10.05	15 Ø 8 mm c / 10 cm	4.06
Armadura transversal lado derecho apoyado C18	9.80	10.05	15 Ø 8 mm c / 10 cm	2.52
Armadura transversal centro de la viga entre C18 y C14	4.74	5.03	22 Ø 8 mm c / 20 cm	5.94

Tabla de Resultados Armadura Transversal. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.2.3. Verificación de la Flecha Máxima

Según el programa tenemos una flecha máxima de:

$$f_{max} = 1.20 \text{ cm}$$

Pero según recomendación de la norma CBH – 87 en el punto 9.9.10.4.3, la flecha máxima no debe de exceder el valor de la siguiente expresión:

$$f_{adm} = \frac{L_{viga}}{300} = \frac{762 \text{ cm}}{300} = 2.54 \text{ cm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow 1.20 \text{ cm} < 2.54 \text{ cm} \quad \text{OK!!!}$$

Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible; por lo tanto, está correcto.

Figura N°3.14: Disposición de la Armadura en la Viga 3

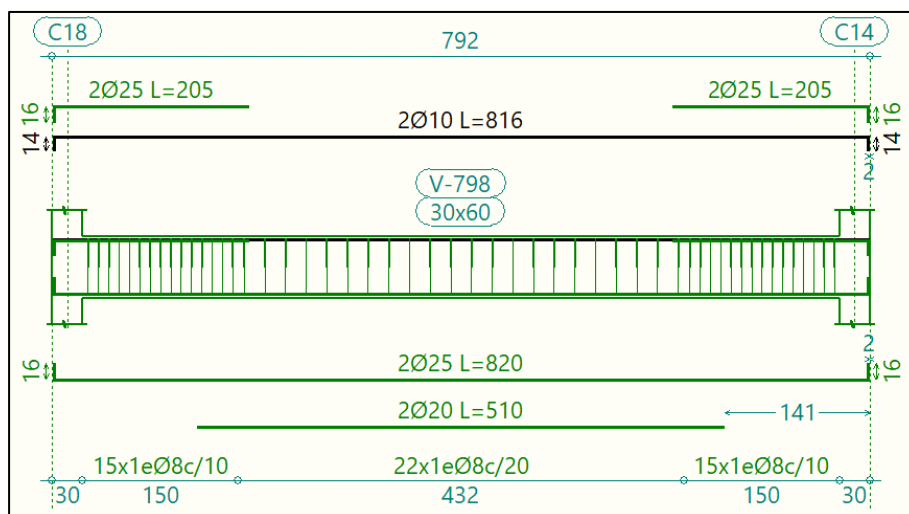


Ilustración de la Disposición de la Armadura en la Viga. Fuente: Elaboración Propia según Cypecad.

3.5.4.3. Diseño Estructural de la Escalera

Debido a su inclinación y poca luz estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando solo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. Dado que las características geométricas de las escaleras del edificio son simétricas, solo se verificará una de ellas y las demás tendrán la misma disposición de armaduras, por lo tanto, se verificará la Escalera.

Figura N°3.15: Vista en Planta de Escalera

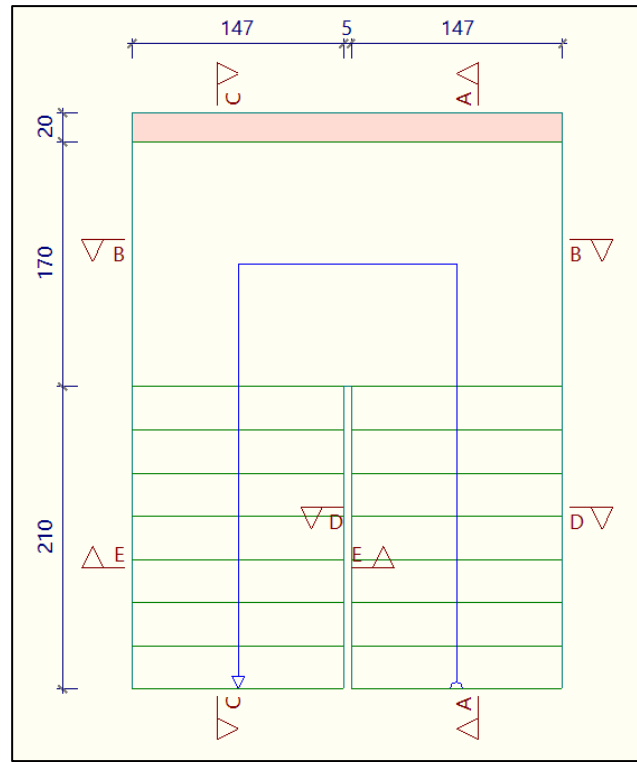


Ilustración de la Vista en Planta de Escalera. Fuente: Elaboración Propia según Cypecad.

Escalera - Geometría

- Huella $h = 0.30 \text{ m}$
- Contrahuella $ch = 0.188 \text{ m}$
- N° de peldaños $N^\circ = 16$
- Peldañado Hormigonado con la losa
- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1.5$
- Resistencia de cálculo del Hormigón $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$
- Desnivel a salvar $Z = 3 \text{ m}$
- Ancho total del descanso $B = 2.99 \text{ m}$
- Longitud Horizontal de la rampa $L_1 = 2.1 \text{ m}$
- Longitud del descanso $L_2 = 1.7 \text{ m}$

- Ancho de la rampa $a = 1.47 \text{ m}$
- Espesor de la losa del descanso $t = 0.15 \text{ m}$
- Espesor de la losa de la rampla $t = 0.15 \text{ m}$
- Recubrimiento Geométrico $r = 2.5 \text{ cm}$

Figura N°3.16: Características Geométricas de la Escalera

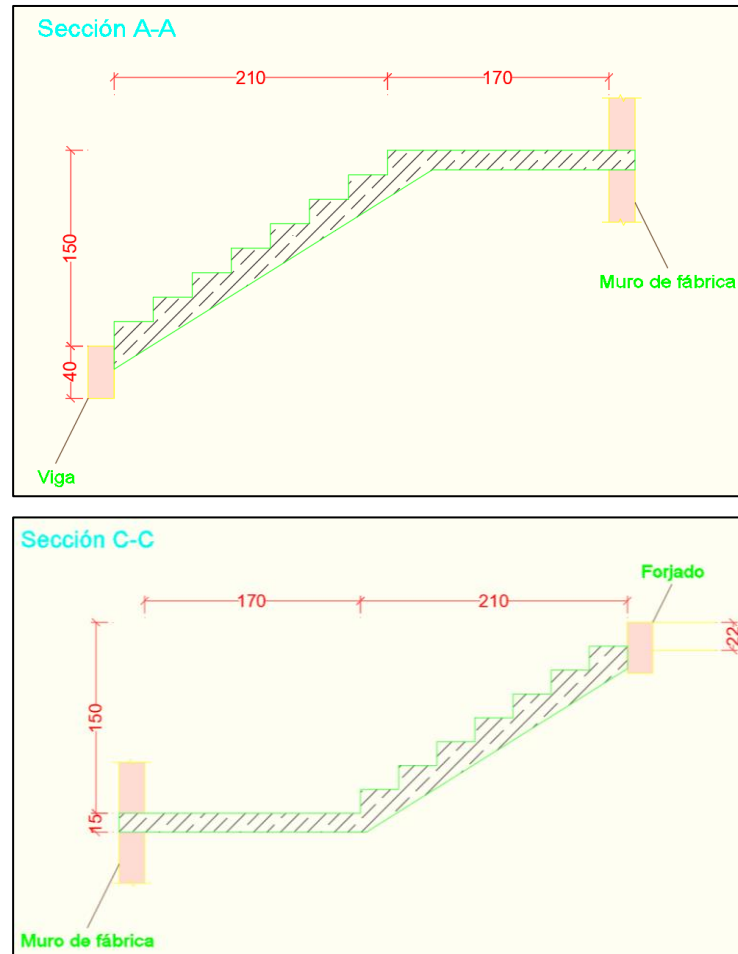


Ilustración de las Características Geométricas de la Escalera. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.3.1. Cargas que Actúan Sobre la Escalera

Sobrecarga: Según recomendación IBNORCA, Norma Boliviana NB 1225002-1

La sobrecarga de uso que se asumió fue de 400 Kg/m^2

$$\text{Sobrecarga} = q_{sc} \cdot a = 400 \cdot 1.65 = 660 \text{ Kg/m}$$

Cargas sobre la losa de la Escalera:

$$A_{rampla} = 1.47 \cdot 2.1 = 3.087 \text{ m}^2$$

$$q_{rampla} = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a = 0.15 \cdot 2500 \cdot 1.47 = 551.25 \text{ Kg/m}$$

$$Vol_{peldaño} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a = \frac{0.30 \cdot 0.188}{2} \cdot 1.47 = 0.0415 \text{ m}^3$$

$$Peso_{peldaño} = Vol_{peldaño} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot N^{\circ}_{peldaños} = 0.0415 \cdot 2500 \cdot 8 = 829.08 \text{ Kg}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampla}} \cdot a = \frac{1239}{3.087} \cdot 1.47 = 394.8 \text{ Kg/m}$$

$$q_{Barandillas} = 30 \text{ Kg/m}$$

$$q_{Acabado} = 150 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.47 = 220.5 \text{ Kg/m}$$

$$Carga \text{ muerta total} = q_{rampla} + q_{peldaño} + q_{barandilla} + q_{acabado}$$

$$Carga \text{ muerta total} = 551.25 + 394.8 + 30 + 220.5 = 1196.6 \text{ Kg/m}$$

La carga total sobre la Rampla Será:

$$q_r = (carga \text{ muerta total} + sobrecarga) \cdot 1.6 = (1196.6 + 660) \cdot 1.6$$

$$q_r = 2855.28 \text{ Kg/m}$$

Carga sobre la Losa de Descanso

$$q_{descanso} = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a = 0.15 \cdot 2500 \cdot 1.47 = 551.25 \text{ Kg/m}$$

$$q_{acabados} = 150 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.47 = 220.5 \text{ Kg/m}$$

$$Carga \text{ muerta total} = q_{descanso} + q_{acabado}$$

$$Carga \text{ muerta total} = 551.25 + 220.5 = 771.75 \text{ Kg/m}$$

La carga total Sobre el Descanso Será:

$$q_d = (carga \text{ muerta total} + sobrecarga) \cdot 1.6 = (771.75 + 588) \cdot 1.6$$

$$q_d = 2175.6 \text{ Kg/m}$$

3.5.4.3.2. Cálculo de las Armaduras

Para el cálculo de la armadura principal se la calculará como una losa maciza de hormigón armado, transversalmente se dispondrá de una armadura de reparto, cuya cuantía no será inferior al 20 % de la principal.

Para la armadura en el vano o Sección A-A

Se la analiza como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo.

Figura N°3.17: Cargas que Actúan sobre la Escalera

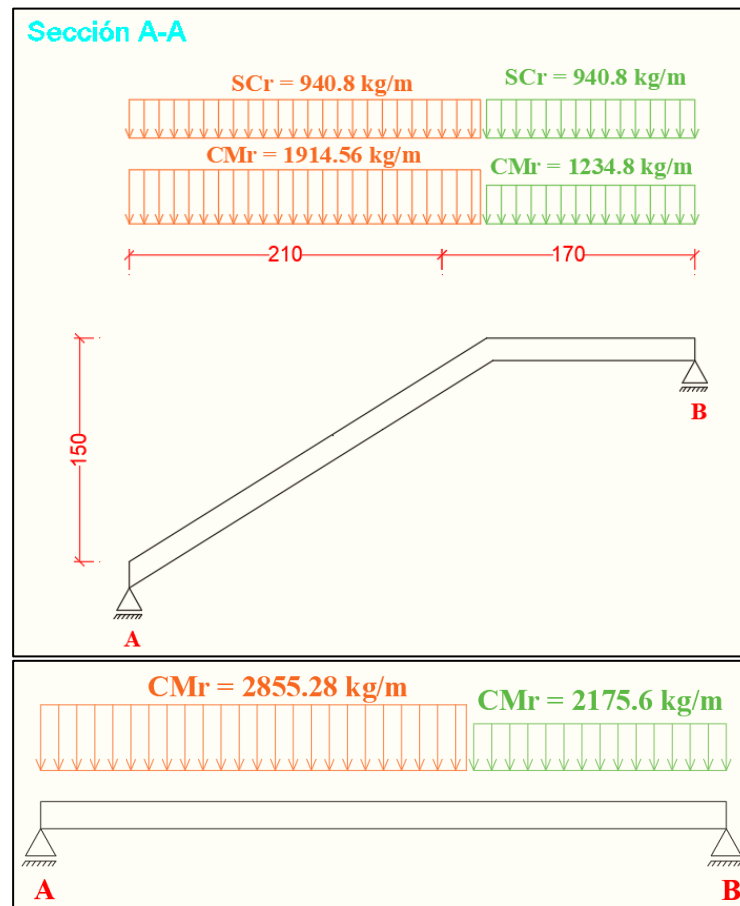


Ilustración de las Cargas que Actúan sobre la Escalera. Fuente: Elaboración Propia.

Resolviendo se tiene las reacciones y momento máximo siguiente:

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{(2855.28) \cdot 2.1^2}{2} + (2175.6) \cdot 1.7 \cdot \left(\frac{1.7}{2} + 2.1\right)}{2.1 + 1.7} = 4528.03 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = (2855.28) \cdot 2.1 + (2175.6) \cdot 1.7 - 4528.03 = 5166.57 \text{ kg}$$

$$x = \frac{R_A}{q_r} = \frac{5166.57}{2855.28} = 1.81 \text{ m}$$

$$M_{max}^+ = R_A \cdot x - \frac{(q_r) \cdot x^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 5166.57 \cdot 1.81 - \frac{(5166.57) \cdot 1.81^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 4674.41 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura N°3.18: Diagrama de Momentos de la Escalera, como losa Simplemente Apoyada

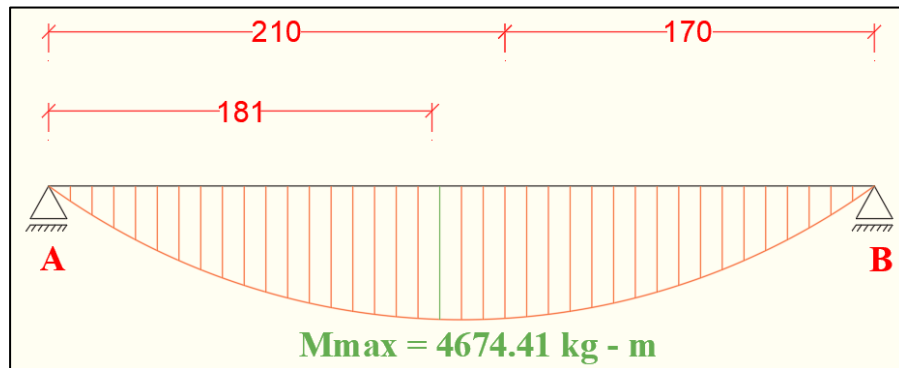


Ilustración de Diagrama de Momentos de la Escalera, como losa Simplemente Apoyada. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.3.3. Diseño Armadura Longitudinal

Armadura Longitudinal Positiva

- Momento de cálculo $M_d = 4674.41 \text{ Kg} - \text{m} = 467441 \text{ Kg} - \text{cm}$
- Cuantía mínima para losas $\omega_{min} = 0.0015$
- Ancho de la rampla $b_w = a = 1.47 \text{ m} = 147 \text{ cm}$
- Espesor de la losa $t = 0.15 \text{ m}$
- Recubrimiento $r = 0.025 \text{ m}$

- Canto útil $d = t - r = 0.125 \text{ m} = 12.5 \text{ cm}$

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{467441 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{147 \text{ cm} \cdot (12.5 \text{ cm})^2 \cdot 166.67 \text{ Kg/cm}^2} = 0.1221$$

Con: $\mu_d = 0.1221$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0.13312$ (Anexo 1– Tabla N°2)

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.13312 \cdot 147 \cdot 12.5 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 9.38 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $\omega_{min} = 0.0015$ (Anexo 1 – Tabla N°3)

$$A_{s \min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h = 0.0015 \cdot 147 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 3.31 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{s \min}$$

Se escogerá el área $A_s = 9.38 \text{ cm}^2$. Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\emptyset 12} = 1.13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 12}} = \frac{9.38}{1.13} + 1 = 9.30 \approx 10$$

$$A_{s\emptyset 12 \text{ mm}} = 10 \cdot 1.13 \text{ cm}^2 = 11.30 \text{ cm}^2$$

$$11.30 \text{ cm}^2 > 9.38 \text{ cm}^2$$

Determinación del espacio entre barras:

$$s = \frac{b_w}{n} = \frac{147 \text{ cm}}{10} = 14.7 \approx 15 \text{ cm}$$

Se utilizará: **10 Ø 12 mm c/15 cm**

Cypecad: **11 Ø 12 mm c/15 cm**

Para la armadura en el vano o Sección C-C

Supuesta como un apoyo empotrado

Figura N°3.19: Cargas que Actúan sobre la Escalera, como Losa Empotrada

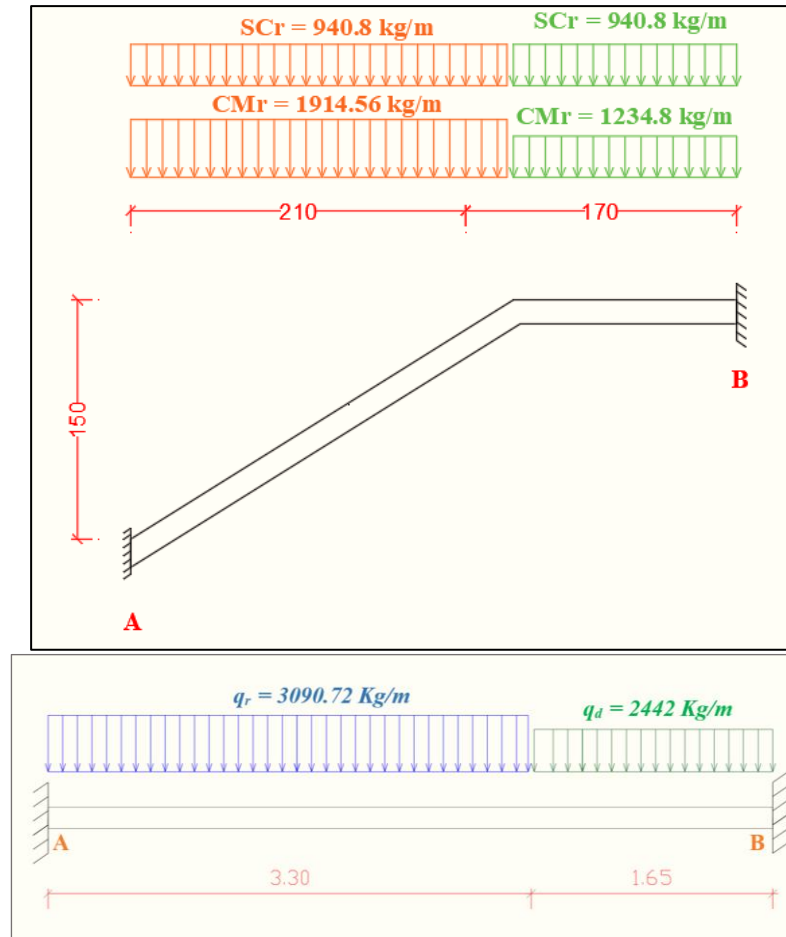


Ilustración de Cargas que Actúan sobre la Escalera, como Losa Empotrado. Fuente: Elaboración Propia.

Figura N°3.20: Diagrama de Momentos de la Escalera, como Losa Empotrada

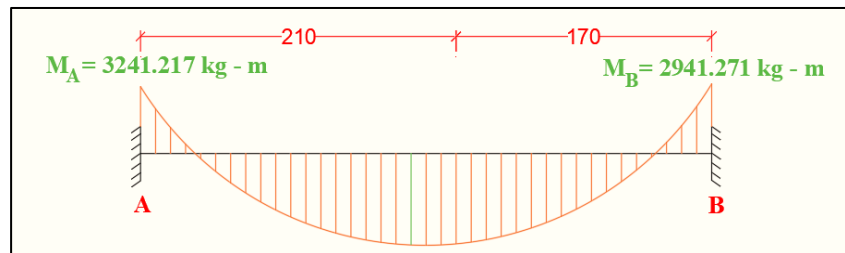


Ilustración de Diagrama de Momentos de la Escalera, como Losa Empotrada. Fuente: Elaboración Propia.

Resolviendo se tiene momento máximo siguiente:

- $M_A = 3241.217 \text{ Kg-m}$

- $M_B = 2941.271 \text{ Kg-m}$

Armadura Longitudinal Negativa

- Momento de cálculo $M_d = 3241.217 \text{ Kg-m} = 324121.7 \text{ Kg-cm}$
- Cuantía mínima para losas $\omega_{min} = 0.0015$
- Ancho de la rampla $b_w = a = 1.47 \text{ m} = 147 \text{ cm}$
- Espesor de la losa $t = 0.15 \text{ m}$
- Recubrimiento $r = 0.025 \text{ m}$
- Canto útil $d = t - r = 0.125 \text{ m} = 125 \text{ cm}$

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{324121.7 \text{ Kg-cm}}{147 \text{ cm} \cdot (12.5 \text{ cm})^2 \cdot 166.67 \text{ Kg/cm}^2} = 0.0847$$

Con: $\mu_d = 0.0847$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0.1074$ (Anexo 1 – Tabla N°2)

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1074 \cdot 147 \cdot 12.5 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 7.56 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $\omega_{min} = 0.0015$ (Anexo 1 – Tabla N°3)

$$A_{s \min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h = 0.0015 \cdot 147 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 3.31 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área $A_s = 7.56 \text{ cm}^2$. Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 12} = 1.13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \emptyset 10}} = \frac{7.56}{1.13} + 1 = 7.69 \approx 8$$

$$A_{s \emptyset 12 \text{ mm}} = 8 \cdot 1.13 \text{ cm}^2 = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$9.04 \text{ cm}^2 > 7.56 \text{ cm}^2$$

Determinación del espacio entre barras:

$$s = \frac{b_w}{n} = \frac{147 \text{ cm}}{8} = 18.375 \approx 15 \text{ cm}$$

Se utilizará: **8 Ø 12 mm c/15 cm**

Cypecad: **11 Ø 12 mm c/15 cm**

3.5.4.3.4. Diseño de la Armadura Transversal

Se dispondrá solo de $A_{s \text{ min}}$ ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura.

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $\omega_{\min} = 0.0015$ (Anexo 1 – Tabla N°3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \cdot 12.5 = 1.875 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Número de barras y diámetro:**

Se escogerá el área $A_{s \text{ min}} = 1.875 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\varnothing = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \varnothing 8} = 0.503 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \varnothing 12}} = \frac{1.875}{0.503} + 1 = 4.73 \approx 5$$

$$A_{s \varnothing 8 \text{ mm}} = 5 \cdot 0.503 \text{ cm}^2 = 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2.515 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizará: **Ø 8 mm c/20 cm/m**

Cypecad: **Ø 8 mm c/20 cm/m**

Resumen General de los Resultados:

Tabla N°3.9: Resultados de las Armaduras para la Escalera

Escalera	Diseño Manual	Armadura adoptada <i>Cypecad</i>
Longitudinal Inferior Positiva.	10 Ø 12 mm c/15 cm	11 Ø 12 mm c/15 cm
Longitudinal Superior Negativa.	8 Ø 12 mm c/15 cm	11 Ø 12 mm c/15 cm
Transversal Inferior y superior.	Ø 8 mm c/20 cm	Ø 8 mm c/20 cm

Tabla de Resultados de las Armaduras para la Escalera. Fuente: Elaboración Propia.

Se observa la representación gráfica de los resultados obtenidos para la escalera con el programa *Cypecad* en la *Figura N°3.23* y *Figura N°3.24*

Figura N°3.23: Disposición de la Armadura en la Escalera Sección A-A

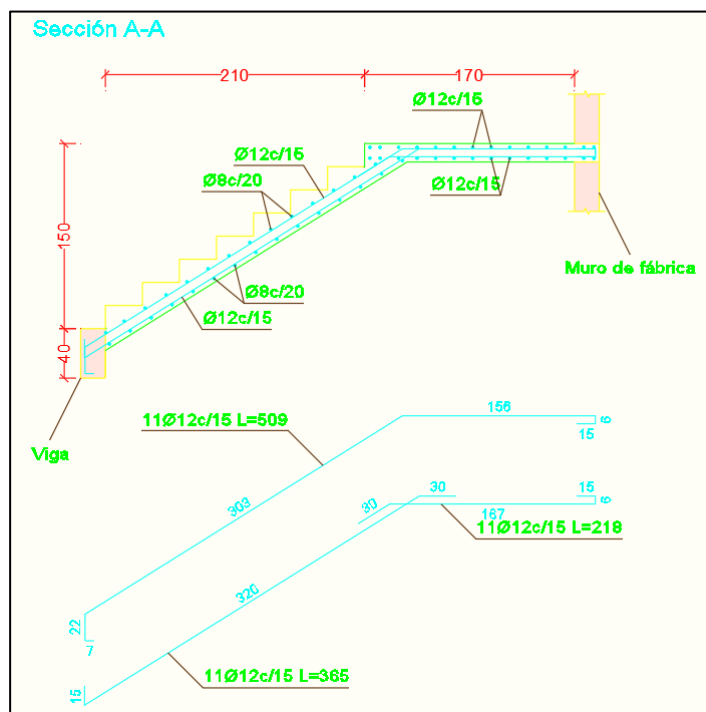


Ilustración de Disposición de la Armadura en la Escalera Sección A-A. Fuente: Elaboración Propia.

Figura N°3.24: Disposición de la Armadura en la Escalera Sección C-C

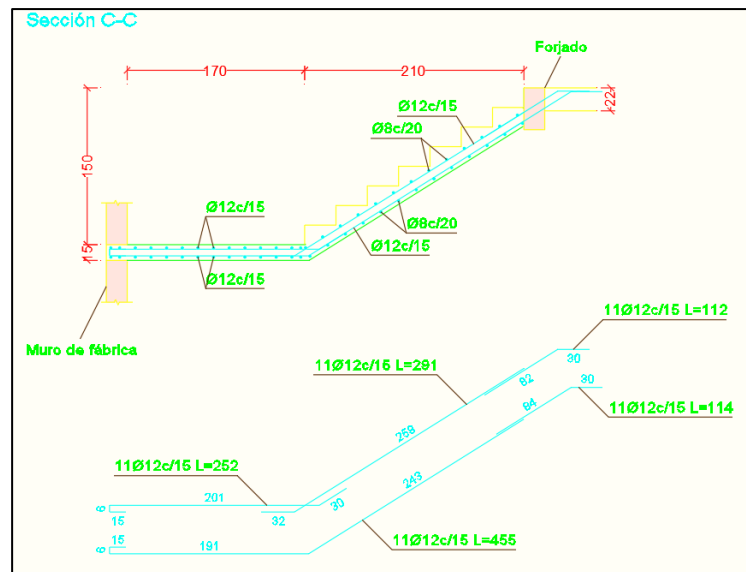


Ilustración de Disposición de la Armadura en la Escalera Sección C-C. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.4. Diseño Estructural de la Rampa

Para la verificación de la rampa de hormigón armado se realiza el cálculo de la misma como una losa maciza, para el diseño se sacaron los esfuerzos de dimensionamiento según el programa de cálculo (*Cypecad*) *Figura N°3.25.*

- Peso Específico del Hormigón $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Canto total de la losa inclinada $h_{losa} = 15 \text{ cm}$
- Resistencia del Hormigón $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia del Acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
- Altura de recubrimiento mínimo para losas $d_1 = 1.5 \text{ cm}$
- Ancho de la pieza $b_w = 1 \text{ m}$
- Momento X, cuantía inferior $M_x = 0.43 \text{ t-m/m} = 43000 \text{ Kg-cm}$
- Momento Y, cuantía inferior $M_y = 0.39 \text{ t-m/m} = 39000 \text{ Kg-cm}$
- Momento X, cuantía superior $M_x = 0.96 \text{ t-m/m} = 96000 \text{ Kg-cm}$
- Momento Y, cuantía superior $M_y = 1.65 \text{ t-m/m} = 165000 \text{ Kg-cm}$

Figura N°3.25: Vista de la Rampa



Ilustración de Vista de la Rampa. Fuente: Elaboración en Cypecad

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia del cálculo del hormigón y del acero

- Resistencia de cálculo del Hormigón $f_{cd} = 250 / 1.5 = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero $f_{yd} = 5000 / 1.15 = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$

Asumimos un diámetro de $\varnothing = 8 \text{ mm}$

$$d = h - d_1 - \frac{\varnothing}{2} = \left(15 - 2 - \frac{0.8}{2}\right) = 12.6 \text{ cm}$$

Cargas actuantes en la losa:

Peso Propio

$$P_p = \gamma_{H^oA^o} \cdot h_{losa} = 2500 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.15 \text{ m} = 375 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta de acabados

$$S_{acavados} = 150 \text{ kg/m}^2$$

Carga de la baranda

$$q_{barandas} = \frac{30 \text{ kg/m}}{1.80 \text{ m}} = 16.67 \approx 20 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga de servicio

$$S_{servicio} = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$Carga \text{ muerta total} = q_{\text{peso propio}} + q_{\text{acavados}} + q_{\text{baranda}}$$

$$Carga \text{ muerta total} = 375 + 150 + 20 = 545 \text{ Kg/m}^2$$

La carga total que actúa sobre la losa será:

$$q_{losa} = (carga \text{ muerta total} + sobrecarga) \cdot 1.6 = (545 + 400) \cdot 1.6$$

$$q_{losa} = 1512 \text{ Kg/m}^2$$

3.5.4.4.1. Cálculo de la Armadura Inferior Positiva en la Menor Dirección “x”

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{32000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{100 \text{ cm} \cdot (12.6 \text{ cm})^2 \cdot 166.67} = 0.01209$$

Con: $\mu_d = 0.0123$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0.031$ (Anexo 1 – Tabla N°2)

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.031 \cdot 100 \cdot 12.6 \cdot \frac{166.67 \text{ Kg/cm}^2}{4347.83 \text{ Kg/cm}^2} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $\omega_{min} = 0.0015$ (Anexo 1 – Tabla N°3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 12.6 \text{ cm} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_{s \text{ min}} > A_s$$

Se escogerá el área

$$A_{s \text{ min}} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considera el siguiente diámetro: $\emptyset = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\emptyset 8} = 0.503 \text{ cm}^2$, ya que en elementos sometidos a flexión no se deberían utilizar diámetros menores, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{1.89}{0.503} + 1 \approx 4.76 = 5$$

$$A_{s\emptyset 8 \text{ mm}} = 5 \cdot 0.503 \text{ cm}^2 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento necesario

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Se tendrá un espaciamiento de 20 cm, ya que constructivamente se maneja mejor

Se utilizará: $\varnothing 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

Cypecad: $\varnothing 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

3.5.4.4.2. Cálculo de la Armadura Inferior Positiva en la Dirección “y”

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{39000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{100 \text{ cm} \cdot (12.6 \text{ cm})^2 \cdot 166.67} = 0.030$$

Con: $\mu_d = 0.030$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0.031$ (Anexo 1 – Tabla N°2)

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.031 \cdot 100 \cdot 12.6 \cdot \frac{166.67 \text{ Kg/cm}^2}{4347.83 \text{ Kg/cm}^2} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $\omega_{min} = 0.0015$ (Anexo 1 – Tabla N°3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 12.6 \text{ cm} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \min} > A_s$

Se escogerá el área $A_{s \min} = 1.89 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considera el siguiente diámetro: $\varnothing = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\varnothing 8} = 0.503 \text{ cm}^2$, ya que en elementos sometidos a flexión no se deberían utilizar diámetros menores, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\varnothing 8}} = \frac{1.89}{0.503} + 1 \approx 4.90 = 5$$

$$A_{s\varnothing 8mm} = 5 \cdot 0.503 \text{ cm}^2 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento necesario

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Se tendrá un espaciamiento de 20 cm, ya que constructivamente se maneja mejor

Se utilizará: Ø 8 mm c/20 cm

Cypecad: Ø 8 mm c/20 cm

3.5.4.4.3. Cálculo de la Armadura Superior Negativa en la Menor Dirección “x”

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{105000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{100 \text{ cm} \cdot (12.6 \text{ cm})^2 \cdot 166.67} = 0.04116$$

Con: $\mu_d = 0.04116$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0.04116$ (Anexo 1 – Tabla N°2)

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04116 \cdot 100 \cdot 12.6 \cdot \frac{166.67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $\omega_{min} = 0.0015$ (Anexo 1 – Tabla N°3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 12.6 \text{ cm} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \min} < A_s$

Se escogerá el área $A_s = 1.99 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considera el siguiente diámetro: Ø = 8 mm con un área de $A_{s\emptyset 8} = 0.503 \text{ cm}^2$, ya que en elementos sometidos a flexión no se deberían utilizar diámetros menores, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{1.99}{0.503} + 1 \approx 4.95 = 5$$

$$A_{s\emptyset 8 \text{ mm}} = 5 \cdot 0.503 \text{ cm}^2 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento necesario

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Se tendrá un espaciamiento de 20 cm, ya que constructivamente se maneja mejor

Se utilizará: $\varnothing 8 \text{ mm c/20 cm}$

Cypecad: $\varnothing 8 \text{ mm c/20 cm}$

3.5.4.4.4. Cálculo de la Armadura Superior Negativa en la Dirección “y”

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{101000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{100 \text{ cm} \cdot (12.6 \text{ cm})^2 \cdot 166.67} = 0.03817$$

Con: $\mu_d = 0.03817$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0.03958$ (Anexo 1 – Tabla N°2)

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.03958 \cdot 100 \cdot 12.6 \cdot \frac{166.67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 1.91 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $\omega_{\min} = 0.0015$ (Anexo 1 – Tabla N°3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 13.1 \text{ cm} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área $A_s = 1.91 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considera el siguiente diámetro: $\varnothing = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\varnothing 8} = 0.503 \text{ cm}^2$, ya que en elementos sometidos a flexión no se deberían utilizar diámetros menores, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\varnothing 8}} = \frac{1.91}{0.503} + 1 \approx 4.80 = 5$$

$$A_{s\varnothing 8 \text{ mm}} = 5 \cdot 0.503 \text{ cm}^2 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento necesario

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Se tendrá un espaciamiento de 15 cm, ya que constructivamente se maneja mejor

Se utilizará: Ø 8 mm c/20 cm

Cypecad: Ø 8 mm c/20 cm

Resumen General de los Resultados

Tabla N°3.10: Resultados de las Armaduras para la Rampa

Elemento Rampa	Armadura necesaria (cm ²)	Armadura necesaria Cypecad (cm ²)	Armadura adoptada	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal inferior positiva.	1.89	1.95	Ø 8 mm c/20 cm	3.2
Armadura transversal inferior positiva.	1.89	1.95	Ø 8 mm c/20 cm	3.2
Armadura longitudinal superior negativa.	1.99	2.07	Ø 8 mm c/20 cm	4.05
Armadura transversal superior negativa.	1.91	1.99	Ø 8 mm c/20 cm	4.01

Tabla de Resultados de las Armaduras para la Rampa. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.5. Diseño Estructural de la Columna

Los datos serán obtenidos del software *cypecad*, usándose los esfuerzos mayorados, correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.

El ábaco utilizado en el diseño de la columna se encuentra en el *Anexo 1– Tabla N°4*. Los planos muestran a detalle el armado de cada columna, despiece de columnas y

cuadro de columnas. A continuación, se realizará la verificación de la columna más solicitada. (*Sección Crítica*).

Figura N°3.26: Vista de la Columna C14 en Estudio

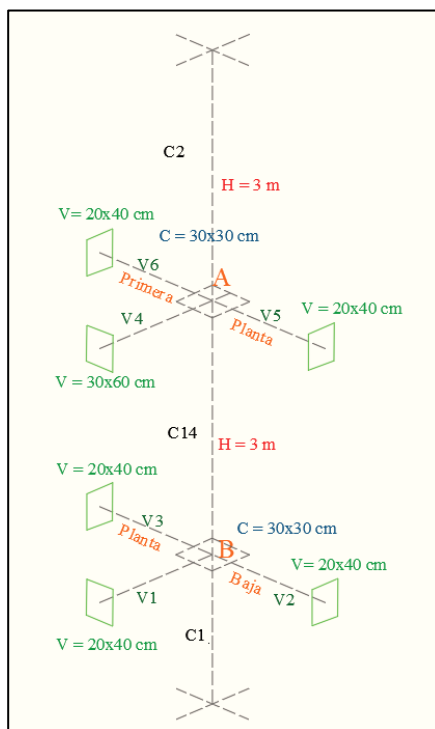


Ilustración de Vista de la Columna C14 en Estudio. Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se muestra la verificación del diseño de la *columna C14*, teniendo los siguientes datos generales:

Datos

- Resistencia del Hormigón $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia del Acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
- Recubrimiento mínimo $r_{min} = 3 \text{ cm}$
- Longitud $L = 2.35 \text{ m}$
- Dimensiones $b = 30 \text{ cm.}; h = 30 \text{ cm.}$
- Axil de cálculo $N_d = 91.51 \text{ Tn} = 91510 \text{ kg}$
- Momento de cálculo en dirección x $M_x = 0.04 \text{ Tn-m} = 4000 \text{ kg-cm}$
- Momento de cálculo en dirección y $M_y = 9.28 \text{ Tn-m} = 928000 \text{ kg-cm}$

- Resistencia de cálculo del Hormigón $f_{cd} = 250 / 1.5 = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero $f_{yd} = 5000 / 1.15 = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$

A continuación, se muestra la verificación del diseño de la *columna C14*.

Características geométricas de la columna

$$I_x = I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$A = b \cdot h = 900 \text{ cm}^2$$

Tabla N°3.11: Geometría de los Elementos que Concurren a la Columna C14

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
Columna C14	300	30	30	67500	67500
Columna C1	180	30	30	67500	67500
Columna C2	300	30	30	67500	67500
Viga 1 (V1)	762	20	40	106666.67	26666.67
Viga 2 (V2)	405	20	40	106666.67	26666.67
Viga 3 (V3)	410	20	40	106666.67	26666.67
Viga 4 (V4)	762	30	60	540000.00	135000.00
Viga 5 (V5)	405	20	40	106666.67	26666.67
Viga 6 (V6)	410	20	40	106666.67	26666.67

Tabla de Geometría de los Elementos que Concurren a la Columna C14. Fuente: Elaboración Propia.

Figura N°3.27: Vista en el Eje X e Y de la Columna C14

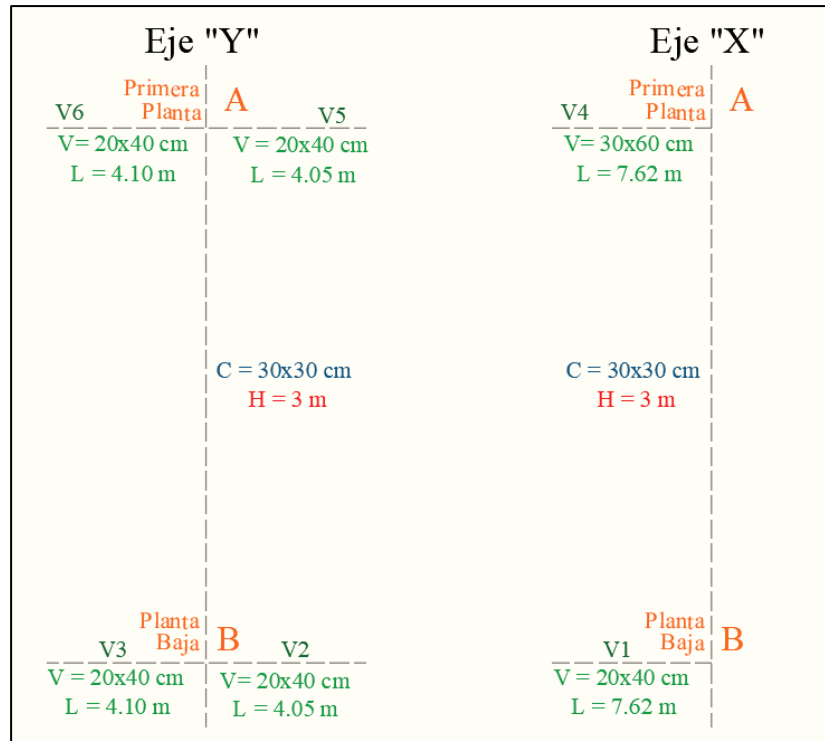


Ilustración de Vista en el Eje X e Y de la Columna C14. Fuente: Elaboración Propia

Determinación del coeficiente “ ψ ”

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas}}$$

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC14}}{L_{C14}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV4}}{L_{V4}} + \frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV6}}{L_{V6}}}$$

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{67500 \text{ cm}^4}{300} + \frac{67500 \text{ cm}^4}{300}}{\frac{540000 \text{ cm}^4}{762} + \frac{26666.67 \text{ cm}^4}{405} + \frac{266666.67 \text{ cm}^4}{410}} = 0.536$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC14}}{L_{C14}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV4}}{L_{V4}} + \frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}}}$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{67500 \text{ cm}^4}{300} + \frac{67500 \text{ cm}^4}{300}}{\frac{135000 \text{ cm}^4}{762} + \frac{106666.67 \text{ cm}^4}{405} + \frac{106666.67 \text{ cm}^4}{410}} = 0.64$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC14}}{L_{C14}}}{\frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{yV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{yV3}}{L_{V3}}}$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{67500 \text{ cm}^4}{180} + \frac{67500 \text{ cm}^4}{300}}{\frac{106666.67 \text{ cm}^4}{762} + \frac{26666.67 \text{ cm}^4}{405} + \frac{26666.67 \text{ cm}^4}{410}} = 2.22$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC14}}{L_{C14}}}{\frac{I_{yV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{xV3}}{L_{V3}}}$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{67500 \text{ cm}^4}{180} + \frac{67500 \text{ cm}^4}{300}}{\frac{26666.67 \text{ cm}^4}{762} + \frac{106666.67 \text{ cm}^4}{405} + \frac{106666.67 \text{ cm}^4}{410}} = 1.07$$

$$\psi_{AX} = 0.536 \quad \psi_{BX} = 2.22$$

$$\psi_{AY} = 0.64 \quad \psi_{BY} = 1.07$$

Traslacionalidad o Intraslacionalidad de la Estructura

De acuerdo con el libro *Proyecto y Calculo de Estructuras Tomo II de J. Calavera* en su capítulo 45.2.1. Indica que en el caso de estructura de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta no supere $\frac{1}{750}$ de la altura total, podrá comprobarse aisladamente cada pilar con la longitud

de pandeo deducida del monograma del *Anexo 1 – Tabla N°4* para estructuras intraslacionales.

Entonces:

Desplazamiento en “x” del pilar = 0.03 mm

Desplazamiento en “y” del pilar = 0.82 mm

Altura Total = 9.0 m. = 9000 mm

$$\frac{1}{750} \cdot 9000 > 0.82 \text{ mm}$$

$$12.00 \text{ mm} > 0.82 \text{ mm}$$

Se considera pórtico **Intraslacional**

Con estos valores se ingresa al monograma confeccionado por *Jackson y Moreland* correspondiente a pórtico intraslacional (*Figura N°3.28*)

Figura N°3.28: Nomograma para Determinar la Longitud de Pandeo

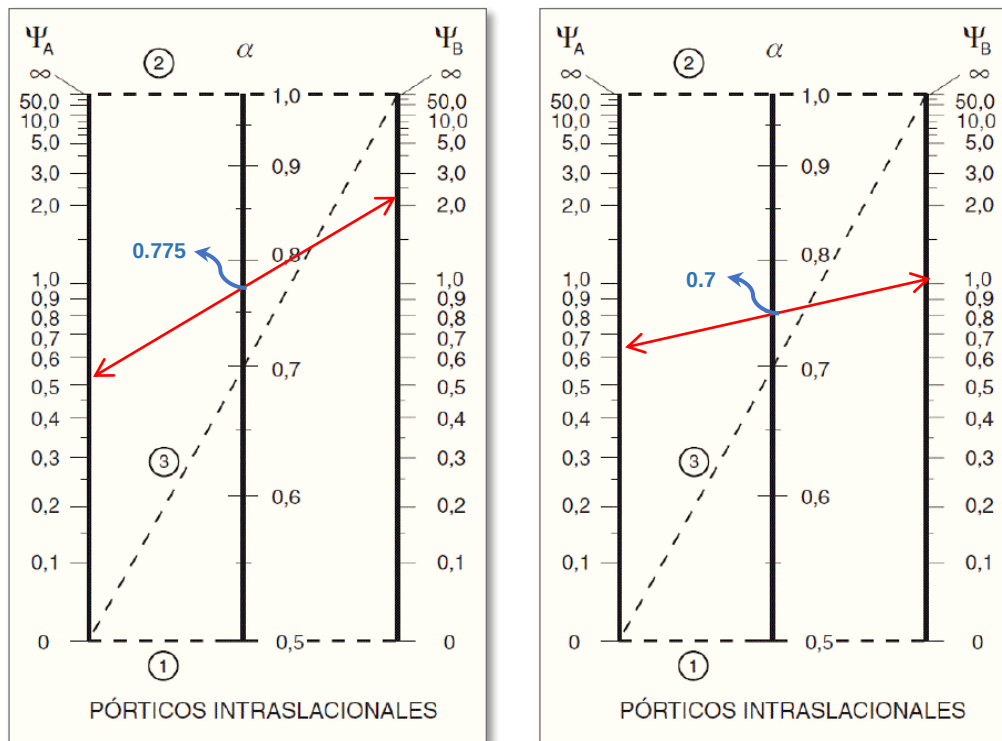


Ilustración de Nomograma para Determinar la Longitud de Pandeo [Figura]. Fuente: Libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 15ª edición 2009.

obteniendo de este modo el factor de longitud de pandeo “ α ” y con este valor la longitud de pandeo “ l_o ”.

$$\alpha_x = 0.775 \qquad \alpha_y = 0.75$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo l_o es:

$$l_o = \alpha \cdot l$$

$$l_{ox} = \alpha_x \cdot l = 0.775 \cdot 300 = 232.5 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = \alpha_y \cdot l = 0.75 \cdot 300 = 225.0 \text{ cm}$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{232.5 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{67500 \text{ cm}^4}{900 \text{ cm}^2}}} = 26.85$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{225 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{67500 \text{ cm}^4}{900 \text{ cm}^2}}} = 25.98$$

La esbeltez geométrica será:

$$\lambda_{gx} = \frac{l_{ox}}{h} = \frac{232.5}{30} = 7.75$$

$$\lambda_{gy} = \frac{l_{oy}}{h} = \frac{225}{30} = 7.5$$

Tenemos la esbeltez geométrica en el eje $\lambda_{gx} = 7.75$ y $\lambda_{gy} = 7.50$, por lo tanto, la pieza se considera como corta.

Para esbelteces mecánicas $\lambda_x < 10$ se considera como pieza corta, de $35 \leq \lambda < 100$, la pieza es considerada intermedia. Tenemos la esbeltez mecánica en el eje $\lambda_x = 26.85$ y $\lambda_y = 25.98$, se calculará por el método aproximado considerando las excentricidades de 2do orden para columnas intermedias.

Excentricidades de cálculo

- Excentricidad mínima accidental

$$e_o \geq e_a = \frac{h \text{ ó } b}{20} \geq 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ cm} < 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

El valor mínimo de excentricidad de construcción es **2 cm** establecido por la norma.

Adopto:

$$e_a = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

- Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{4000 \text{ kg} - \text{cm}}{91510 \text{ kg}} = 0.04 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{928000 \text{ kg} - \text{cm}}{91510 \text{ kg}} = 10.14 \text{ cm}$$

- Excentricidad ficticia debido al pandeo, equivalente a efectos de segundo orden

$$e_a = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fic\ x} = \left(3 + \frac{4347.83}{3500} \right) \cdot \frac{30 + 20 \cdot 0.04}{30 + 10 \cdot 0.04} \cdot \frac{232.5^2}{30} \cdot 10^{-4} = 0.775 \text{ cm}$$

$$e_{fic\ y} = \left(3 + \frac{4347.83}{3500} \right) \cdot \frac{30 + 20 \cdot 10.14}{30 + 10 \cdot 10.14} \cdot \frac{225^2}{30} \cdot 10^{-4} = 1.268 \text{ cm}$$

La excentricidad de cálculo total será:

$$e_{(xy)máx} = e_o + e_{fic} + e_a$$

$$e_{(x)máx} = 0.04 + 0.775 + 2 = 2.82 \text{ cm}$$

$$e_{(y)máx} = 10.14 + 1.268 + 2 = 13.41 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} \cdot A_c = f_{cd} \cdot b \cdot h = 166.67 \cdot 30 \cdot 30$$

$$U_c = 150000 \text{ Kg}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$\nu = \frac{N_d}{U_c} = \frac{91510}{150000} = 0.61$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot h} = \frac{91510 \cdot 2.82}{150000 \cdot 30} = 0.057$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot b} = \frac{91510 \cdot 5.06}{150000 \cdot 30} = 0.2727$$

El mayor de los momentos reducidos será μ_1 , y el menor μ_2 , para entrar a los ábacos, y así determinar la cuantía mecánica.

$$\mu_1 = 0.2727. \quad ; \quad \mu_2 = 0.057$$

Con estos valores se entra en el ábaco en roseta para secciones rectangulares con seis armaduras (véase *Anexo 1 – Tabla N°5*). En el sector correspondiente al valor de ν de que se trate, con los valores μ_1 y μ_2 e interpolando en caso de ser necesario, se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_x > \mu_y$ entramos en el ábaco con $\mu_1 = 0.27$ y $\mu_2 = 0.057$ resultando las siguientes cuantías mecánicas.

$$\nu = 0.61 \rightarrow \omega = 0.68$$

Para $\nu = 0.61$ resulta necesaria una cuantía $\omega = 0.68$

3.5.4.5.1. Cálculo de la Armadura Longitudinal

- La armadura necesaria será:

$$f_{yd} \cdot A_s = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \rightarrow A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0.68 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 166.67}{4347.83} = 23.46 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área mínima

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $\omega_{min} = 0.005$ (Anexo 1 – Tabla N°3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Pilares).

$$A_{s\ min} = 0.005 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\ min} = 0.005 \cdot 30 \cdot (30 - 3) = 4.05\ cm^2$$

Como:

$$A_s > A_{s\ min}$$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 23.46\ cm^2$$

- **Número de barras y diámetro**

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 25\ mm$ con un área de $A_{s\ 25} = 4.909\ cm^2$ y $\emptyset = 16\ mm$ con un área de $A_{s\ 16} = 2.01\ cm^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ}\ de\ barras = 4\emptyset 25 + 2\emptyset 16$$

$$A_{s\emptyset 25} = 4 \cdot 4.909\ cm^2 = 19.636\ cm^2$$

$$A_{s\emptyset 16} = 2 \cdot 2.01\ cm^2 = 4.02\ cm^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s\ real} = 23.656\ cm^2$$

$$23.656\ cm^2 > 23.46\ cm^2$$

Se utiliza: **4 $\emptyset 25\ mm$ (esquinas) + 2 $\emptyset 16\ mm$ (lateral)**

Cypecad: **4 $\emptyset 25\ mm$ (esquinas) + 2 $\emptyset 16\ mm$ (lateral)**

3.5.4.5.2. Cálculo de la Armadura Transversal

- La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq b\ \text{ó}\ h\ (\text{menor dimensión de la pieza})$$

$$\text{ó}$$

$$s \leq 15 \cdot \emptyset\ \text{de la armadura Longitudinal}$$

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

$$s \leq 15 \cdot 1.6 = 24 \text{ cm}$$

- Separación adoptada de estribos $s = 20 \text{ cm}$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \quad \text{ó} \quad \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \frac{1}{4} \cdot 2.5 = 0.625 \text{ cm} = 6.25 \text{ mm}$$

Diámetro del estribo adoptado $\phi_{\text{Estribo}} = 8 \text{ mm}$

Se utiliza: $\emptyset 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

Cypecad: $\emptyset 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

Tabla N°3.12: Resultados de las Armaduras para Columna C14

Elemento Columna	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Diferencia en (%)
Armadura Longitudinal.	4 $\emptyset 25 \text{ mm}$ (esquinas) + 2 $\emptyset 16 \text{ mm}$ (lateral)	4 $\emptyset 25 \text{ mm}$ (esquinas) + 2 $\emptyset 16 \text{ mm}$ (lateral)	0
Armadura Transversal.	$\emptyset 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$	$\emptyset 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$	0

Tabla de Resultados de las Armaduras para Columna C14. Fuente: Elaboración Propia.

Para la verificación de la columna cuadrada, los datos fueron obtenidos del programa *Cypecad*. De acuerdo a los resultados, se nota que el armado que realiza el *software* y el que se adopta de forma manual son iguales, como se muestra en la siguiente *Tabla N°3.12*.

Figura N°3.29: Disposición de Armadura de la Columna en Estudio

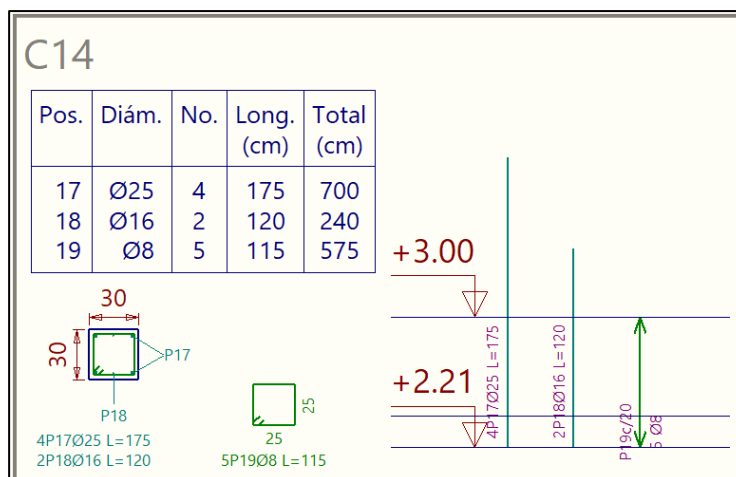


Ilustración de la Disposición de Armadura de la Columna en Estudio. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.6. Diseño Estructural de la Zapata Aislada

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna **C14**, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa *cypecad*.

Datos:

- Dimensión de la base de la columna en X $a_o = 30 \text{ cm}$
- Dimensión de la base de la columna en Y $b_o = 30 \text{ cm}$
- Armadura: **Ø16 mm**
- Carga: $N = 98.54 \text{ Tn} = 98540 \text{ Kg} \rightarrow 98540/1.6 = 61587.5 \text{ Kg}$
- Momento en dirección X $M_x = 16.20 \text{ Tn-m} = 61587.5 \text{ Kg-cm}$
- Momento en dirección Y $M_y = 17.21 \text{ Tn-m} = 1721000 \text{ Kg-cm}$
- Cortante en dirección X $Q_x = 25.74 \text{ Tn} = 25740 \text{ Kg}$
- Cortante en dirección Y $Q_y = 27.43 \text{ Tn} = 27430 \text{ Kg}$
- Tensión admisible sobre el terreno: $\sigma_{adm} = 3.18 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia característica del acero: $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia característica del hormigón: $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1.5$

- Resistencia de cálculo del Hormigón $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$
- Recubrimiento inferior de la armadura $r = 5 \text{ cm}$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

Peso propio del elemento (Se asumirá como 10% de “N”)

3.5.4.6.1. Diseño Geométrico de la Zapata

Se asumirá que la zapata tiene una sección cuadrada, por tanto:

$$a = b \quad \rightarrow \quad A = a^2 = b^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{1.10 \cdot N}{a \cdot b} = \frac{1.10 \cdot N}{a^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{1.10 \cdot N}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1.10 \cdot 44556.25}{3.18}} = 164.62 \approx 170 \text{ cm}$$

$$a = b = 170 \text{ cm}$$

- Presión admisible del terreno sobre la zapata:

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{61587.50}{170 \cdot 170} = 2.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.13 \text{ kg/cm}^2 < 3.18 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo del canto útil de la zapata:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} = \frac{4 \cdot 6.45}{1.60 \cdot 2.13} = 7.57$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{30 \cdot 30}{4} + \frac{170 \cdot 170}{2 \cdot 7.57 - 1} - \frac{30 + 30}{4}} = 25.61 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (170 - 30)}{4 + 7.57} = 20.63 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (170 - 30)}{4 + 7.57} = 20.63 \text{ cm}$$

Por tanto, se asume una altura total “ $h = 32.5 \text{ cm}$ ”, empleando un recubrimiento geométrico de “ $r = 5 \text{ cm}$ ” y un diámetro “ $\varnothing = 1.6 \text{ cm}$ ”

Por lo tanto, el d será calculado de la siguiente manera:

$$d = h - r - \frac{\varnothing}{2} = 32.5 - 5 - \frac{1.6}{2} = 25.9 \text{ cm}$$

- Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_0}{2} = \frac{170 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{2} = 70 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo “ $v=70 \text{ cm}$ ” es mayor que “ $2h = 65 \text{ cm}$ ”, se trata una zapata flexible.

Figura N°3.30: Geometría de la Zapata en estudio C14

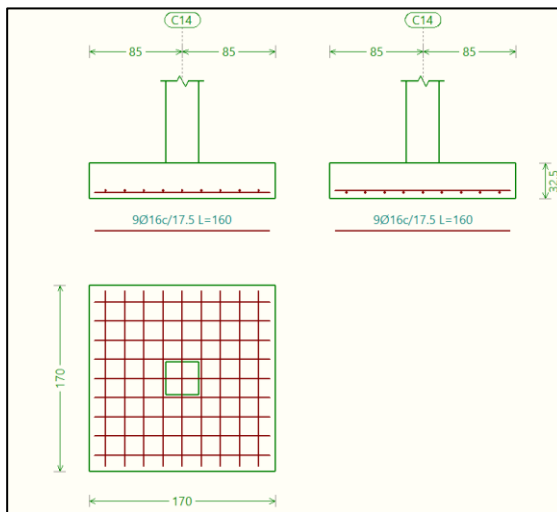


Ilustración de la Geometría de la Zapata en estudio C14. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.6.2. Determinación de las Armaduras: Momentos en Secciones 1-1 y 1'-1'.

Datos:

- | | |
|-------------------------|-------------------------|
| - $a_0 = 30 \text{ cm}$ | - $b_0 = 30 \text{ cm}$ |
| - $a = 170 \text{ cm}$ | - $b = 170 \text{ cm}$ |

- $d = 25.90 \text{ cm}$
- $N = 61587.50 \text{ kg}$
- $\gamma_f = 1.6$

Figura N°3.31: Momentos en las Secciones 1-1 y 1'-1'

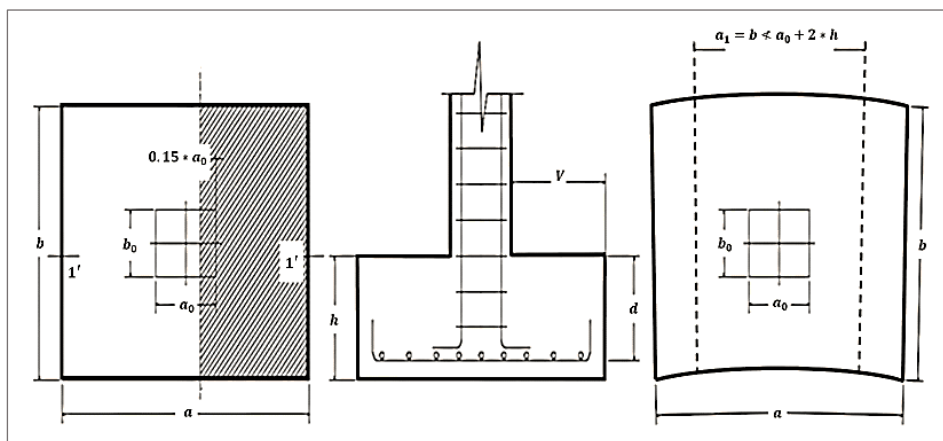


Ilustración de Momentos en las Secciones 1-1 y 1'-1'. Fuente: Libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 14ª edición 2000.

Cálculo del momento en la dirección “a”:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)^2$$

$$M_{ad} = \frac{1.6 \cdot 61587.50}{2 \cdot 170} \cdot \left(\frac{170 - 30}{2} + 0.15 \cdot 30 \right)^2 = 1608593.04 \text{ Kg} - \text{cm}$$

- Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1608593.04}{170 \cdot 26.70^2 \cdot 166.67} = 0.085$$

- Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0.085 \cdot (1 + 0.085) = 0.092$$

- Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.092 \cdot 170 \cdot 25.90 \cdot 166.67}{4347.83} = 15.49 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima

Con $f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0.0015$

$$A_{s\min} = \omega_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 170 \cdot 25.90 = 6.60 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 15.49 \text{ cm}^2$

- Determinación del número de barras

Con una barra $\emptyset = 16 \text{ mm}$; $A_{\emptyset} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{15.69}{2.01} + 1 \approx 8.71 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

- Determinación del espaciamiento

$$s = \frac{b - 2 \cdot r}{N^{\circ} B} = \frac{170 - 2 \cdot 5}{9} = 17.78 \Rightarrow s = 17.5 \text{ cm}$$

Se utilizará: **9 Ø 16 mm c/17.5 cm**

Cypecad: **9 Ø 16 mm c/17.5 cm**

Cálculo del momento en la dirección “b”:

$$M_{bd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot b} \cdot \left(\frac{b - b_o}{2} + 0.15 \cdot b_o \right)^2$$

$$M_{bd} = \frac{1.6 \cdot 61587.50}{2 \cdot 170} \cdot \left(\frac{170 - 30}{2} + 0.15 \cdot 30 \right)^2 = 1608593.04 \text{ Kg} - \text{cm}$$

- Momento reducido

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1608593.04}{170 \cdot 25.90^2 \cdot 166,67} = 0.085$$

- Cuantía Geométrica

$$w_b = \mu_b \cdot (1 + \mu_b) = 0.085 \cdot (1 + 0.085) = 0.092$$

- Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.092 \cdot 170 \cdot 26.70 \cdot 166.67}{4347.83} = 15.49 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{\min} = 0.0015$$

$$A_{s\min} = \omega_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 170 \cdot 25.90 = 6.60 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 15.49 \text{ cm}^2$

- Determinación del número de barras

Con una barra $\emptyset = 16 \text{ mm}$; $A_{\emptyset} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{15.49}{2.01} + 1 \approx 8.71 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

- Determinación del espaciamiento

$$s = \frac{b - 2 \cdot r}{N^{\circ} B} = \frac{170 - 2 \cdot 5}{9} = 17.78 \Rightarrow s = 17.5 \text{ cm}$$

Se utilizará: **9 $\emptyset$ 16 mm c/17.5 cm**

Cypecad: **9 $\emptyset$ 16 mm c/17.5 cm**

Comprobación de la respuesta del suelo

Llevando los valores característicos de las acciones a la base de la zapata y teniendo en cuenta el peso propio de la misma, comprobamos que las tensiones transmitidas al terreno son aceptables.

Admitiendo la hipótesis de que la distribución de las tensiones es plana, las tensiones en los puntos extremos se calculan según la conocida formula (*Calavera Ruiz*):

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2}$$

Las tensiones transmitidas al terreno se consideran aceptables si se cumple que:

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

- Hallamos peso propio de la zapata, los Momento en el plano de cimentación y con ellas las tensiones en cada punto

Cálculo del peso propio de la zapata

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0.94 \text{ m}^3 \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \Rightarrow p_p = 2348.125 \text{ Kg}$$

$$N_{Real} = N + Peso_{Propio} = 61587.5 + 2348.125 = 63935.625 \text{ Kg}$$

Como existen fuerzas cortantes (Q_x y Q_y) en la base de la Zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x \pm (h \cdot Q_y) \quad ; \quad M_y = M'_y \pm (h \cdot Q_x)$$

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el momento, y es negativo si tiene sentido contrario.

$$M_x = 1620000 - (32.5 \cdot 27430) = 2511475 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_y = 1721000 + (32.5 \cdot 25740) = 2557550 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{61587.5}{170 \cdot 170} - \frac{6 \cdot 2511475}{170 \cdot 170^2} - \frac{6 \cdot 2557550}{170 \cdot 170^2} = 1.18 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{61587.5}{170 \cdot 170} - \frac{6 \cdot 2511475}{170 \cdot 170^2} + \frac{6 \cdot 2557550}{170 \cdot 170^2} = 2.27 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{61587.5}{170 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 2511475}{170 \cdot 170^2} - \frac{6 \cdot 2557550}{170 \cdot 170^2} = 2.16 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{61587.5}{170 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 2511475}{170 \cdot 170^2} + \frac{6 \cdot 2557550}{170 \cdot 170^2} = 2.72 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$$

$$2.72 \text{ kg/cm}^2 < 3.18 \text{ kg/cm}^2$$

observamos que es estable frente al hundimiento

Cálculo de la longitud de anclaje

La longitud de anclaje no podrá ser inferior al valor mayor de los siguientes:

- a) $10 \cdot \emptyset$
- b) 15 cm
- c) La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción $0.7 \cdot l_b$

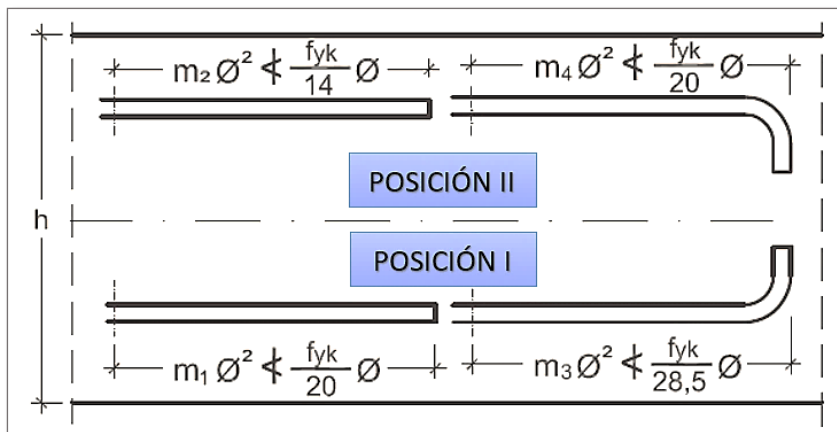
Figura N°3.32: Longitud de Anclaje en Centímetros ($\emptyset$ en centímetros)

Ilustración de Longitud de Anclaje en Centímetros ($\emptyset$ en centímetros) [Figura]. Fuente: Libro Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 15ª edición 2009.

De Anexo 1 – Tabla N°6, se obtiene $m_3 = 11$ para hormigones de 250 kg/cm^2 y barras de 5000 kg/cm^2 .

$$l_b = m_3 \cdot \emptyset^2 \geq \frac{f_{yk}}{28.5} \cdot \emptyset \geq 15 \text{ cm} \quad l_b = 11 \cdot 1.6^2 \geq \frac{500}{28.5} \cdot 1.6 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 28.16 \text{ cm} \geq 28.07 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

- a) $10 \cdot 1.6 = 16 \text{ cm}$
- b) 15 cm
- c) $0.70 \cdot 28.07 = 19.64 \text{ cm}$

Por tanto, se adoptará una longitud de anclaje de **20 cm** en forma de patilla.

Verificación al vuelco

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{Real} \cdot \frac{a_2}{2}}{M_x + Q_y \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{63935.625 \cdot \frac{170}{2}}{2511475 + (27430 \cdot 0.325)} = 2.17 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{N_{Real} \cdot \frac{b_2}{2}}{M_y + Q_x \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{vb} = \frac{63935.625 \cdot \frac{170}{2}}{2557550 + (25740 \cdot 0.325)} = 2.12 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobación a Esfuerzo Cortante

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \left(\frac{a - a_0}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

$$\frac{1.6 \cdot 61587.5}{170 \cdot 170} \cdot \left(\frac{170 - 30}{2} - 25.90 \right) \leq 20.63 \cdot 6.45$$

$$128.67 \leq 133.17 \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación a la Adherencia

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} < f_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$k = 2$ para zapatas Flexibles

$$f_{bd} = 2 \cdot \sqrt[3]{166,67^2} \Rightarrow f_{bd} = 60.57 \text{ kg/cm}^2$$

Lado a

$$V_{da} = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)$$

$$V_{da} = \frac{1.6 \cdot 61587.5}{170} \cdot \left(\frac{170 - 30}{2} + 0.15 \cdot 30 \right) = 43183.71 \text{ Kg}$$

$$\tau_{ba} = \frac{43183.71}{0.9 \cdot 25.90 \cdot (9) \cdot \pi \cdot 1.6} \leq f_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$40.95 < 60.57 \quad \text{Cumple}$$

Lado b

$$V_{db} = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)$$

$$V_{db} = \frac{1.6 \cdot 61587.5}{170} \cdot \left(\frac{170 - 30}{2} + 0.15 \cdot 30 \right) = 43183.706 \text{ Kg}$$

$$\tau_{bb} = \frac{43183.706}{0.9 \cdot 25.90 \cdot (9) \cdot \pi \cdot 1.6} \leq f_{bd} = 2 \cdot \sqrt[3]{166.67^2}$$

$$40.95 < 60.57 \quad \text{Cumple}$$

Resumen General de los Resultados:

Tabla N°3.13: Resultados de las Armaduras para la Zapata C14

Elemento Zapata	Armadura necesaria (cm ²)	Armadura necesaria Cypecad (cm ²)	Armadura adoptada	Diferencia en (%)
Armadura en dirección “a”.	15.49	16.12	9 Ø 16 mm c/17.5	4.02
Armadura en dirección “b”.	15.49	16.12	9 Ø 16 mm c/17.5	4.02

Tabla de Resultados de las Armaduras para la Zapata C14. Fuente: Elaboración Propia.

3.6. ESTRATEGIAS PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

3.6.1. Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas materializadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos:

- Definición.
- Materiales.
- Herramientas y equipo.
- Procedimiento para la ejecución.
- Forma de medición.
- Forma de pago.

Las especificaciones técnicas detalladas por cada ítem se encuentran en el *Anexo 6*.

3.6.2. Cálculos Métricos

Se obtuvieron los volúmenes del proyecto tomando en cuenta todos los elementos estructurales diseñados.

Las cantidades resultantes de los cálculos se muestran en el *Anexo 7*.

3.6.3. Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos:

- A: Costo del Material
- B: Costo de Mano de Obra
- C: Costo Equipo, Maquinaria y Herramientas
- Costo Directo del ITM= $A+B+C$
- Cargas Sociales 55.00% del costo de la mano de obra
- IVA (Impuesto al Valor Agregado) 14.94% del costo de la mano de obra
- IT (Impuesto a las Transacciones) 3.09% del costo directo
- Herramientas Menores 6.00% del costo de la mano de obra
- Gastos Generales 10.00% del costo directo
- Utilidades 10.00% resulta de la suma del costo directo más los gastos generales.

Los precios unitarios se detallan en el *Anexo 8*.

3.6.4. Presupuesto General

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

El presupuesto Total se muestra en *Anexo 9*.

3.6.5. Cronograma de Ejecución del Proyecto

El cronograma de ejecución de obras se lo realizó aplicando el método de barras Gantt para la construcción del Centro de Salud del barrio Jardin. En el *Anexo 10*, se presenta el cronograma general realizado con el programa (*Microsoft Project 2021*) y actividades para el proyecto.

CAPÍTULO IV. APOORTE ACADÉMICO

4.1. OBJETIVO

Diseñar el “Centro de Capacitación del Barrio Santiago” implementando un sistema de paredes móviles, como solución innovadora para optimizar el uso del espacio, evaluando además su viabilidad técnica, económica y temporal frente a métodos convencionales.

4.2. MARCO TEÓRICO

El diseño estructural moderno no solo debe responder a las exigencias de resistencia y estabilidad, sino también adaptarse a nuevos conceptos de *versatilidad espacial* y *optimización funcional*, especialmente en edificaciones de uso educativo, como los centros de capacitación. En este contexto, el uso de *sistemas de división interna con paredes móviles* se presenta como una solución innovadora que permite modificar la distribución de los ambientes sin necesidad de intervenciones estructurales complejas.



4.2.1. Diseño estructural y eficiencia del espacio

Tradicionalmente, el diseño estructural se basaba en una distribución fija de ambientes, limitando la posibilidad de adaptación en el tiempo. Hoy en día, en proyectos como los centros de capacitación, donde los cursos pueden variar de acuerdo con la gestión o la

demanda (repostería, carpintería, electricidad, mecánica automotriz, etc.), es necesario contar con *espacios modulares* que se transformen según las actividades previstas. Esto exige un diseño estructural que considere *cargas variables menores*, una mayor *flexibilidad arquitectónica* y un enfoque colaborativo entre las disciplinas estructurales y arquitectónicas (Zalamea, 2021).

4.2.2. Las paredes móviles como elemento funcional y técnico

Las paredes móviles o tabiques divisorios móviles son elementos no estructurales que permiten compartimentar espacios sin alterar el comportamiento resistente del edificio. En Bolivia, es común el uso de *paneles de yeso tipo drywall*, tanto por su facilidad de instalación como por su bajo peso y buena respuesta acústica. Este sistema está compuesto por una estructura metálica (perfil galvanizado) recubierta por placas de yeso, lo cual las hace livianas y adecuadas para redistribuir espacios sin sobrecargar la losa o las vigas (Knauf, 2022).



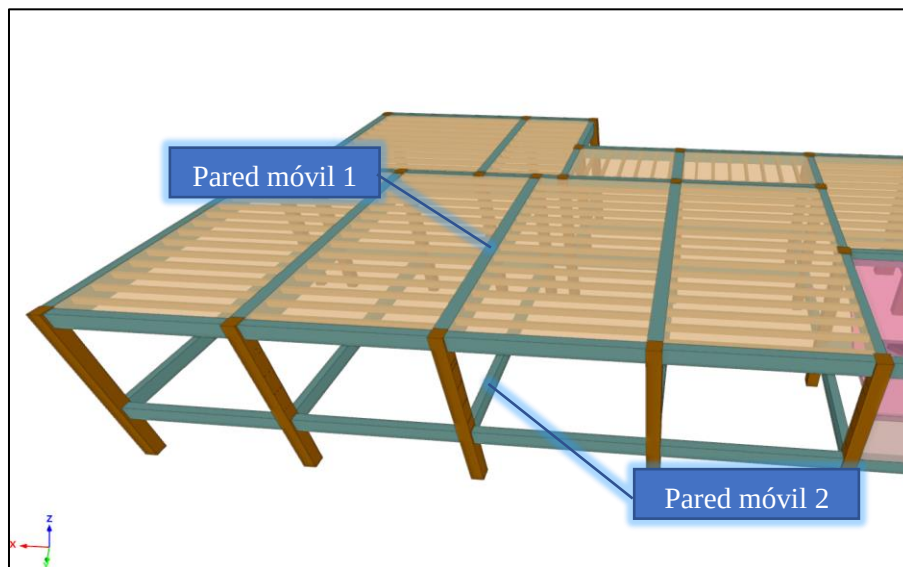
Su implementación en el *Centro de Capacitación del Barrio Santiago* representa una alternativa innovadora que permite no solo ahorrar en costos de materiales, sino

también *reducir los tiempos de obra*, facilitar el mantenimiento y permitir una *gestión flexible del espacio* interior. Esto responde a una visión moderna de infraestructura social que busca maximizar el uso del recurso edificado a lo largo del tiempo.

4.2.3. Evaluación comparativa y factibilidad

Desde el punto de vista técnico y económico, el uso de paredes móviles tipo *drywall* requiere un análisis comparativo con los métodos tradicionales de albañilería o tabiquería fija. Este análisis considera aspectos como el *peso específico sobre la estructura*, el *costo por metro cuadrado*, la *facilidad de montaje/desmontaje*, el *comportamiento ante vibraciones o uso intensivo* y el mantenimiento a largo plazo. En estudios realizados en edificaciones educativas de tipo modular, se ha comprobado que las paredes móviles permiten una *reducción del 20% al 30% en tiempos de ejecución* y una *mejor respuesta funcional* en estructuras de uso múltiple (Pérez & Torres, 2020).

4.3. DISEÑO CON PARED MÓVIL



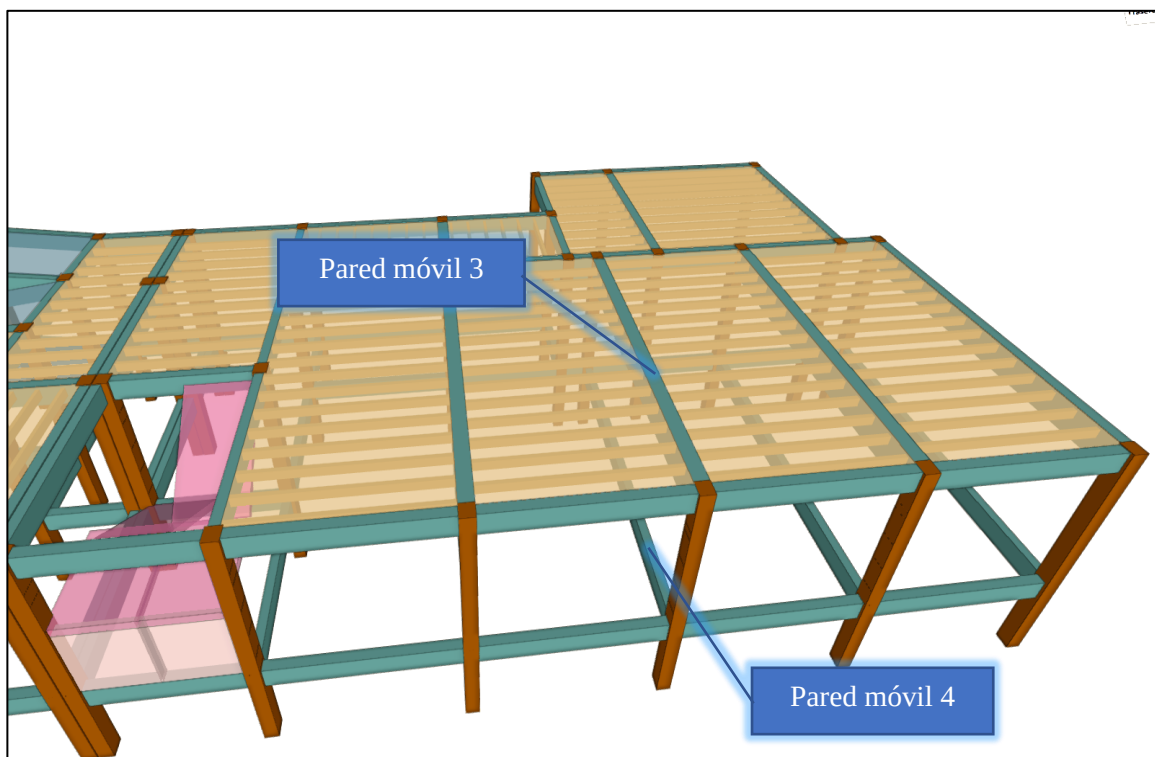


Ilustración de la Ubicación de las paredes móviles [Figura]. Fuente: Elaboración propia según el Software Cypecad.

Cargas Permanentes		
Pared móvil Drywall	81.9 Kg/m	0.0819 Tn/m

Tabla de Carga de pared móvil. Fuente: Acústica Ingeniería del Silencio <https://www.acustica.bo>

4.3.1. Comparación entre el peso del muro de ladrillo y la pared móvil:

Material	Peso (Tn/m)	Diferencia (%)
Pared móvil Drywall	0.0819	138.4
Muro de Ladrillo Interior	0.45	

Desde el punto de vista de peso, la pared móvil de drywall es mucho más liviana que el muro de ladrillo, lo cual nos permite reducir las dimensiones de elementos estructurales, dando como resultado menor cantidad en volumen de hormigón y acero.

4.3.2. Verificación del diseño Estructural de la Viga con esfuerzos reducidos

A continuación, se realizará la verificación de la viga con esfuerzos minorados.

Los datos serán obtenidos del software *Cypecad*, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (*envolvente de diseño*), las tablas que se utilizaron para el cálculo se presentan en el *Anexo 1 (Tablas)*. Para su verificación se selecciona el elemento más solicitado, el mismo comprende a la viga en la Segunda Planta, entre la *columna 13* y *columna 20 del Nivel +3.00 m*.

Figura N°3.11: Envolvente del Momento Flector en E.L.U. para la Viga 7093 entre los Pilares C20 – C13 (Segunda Planta)

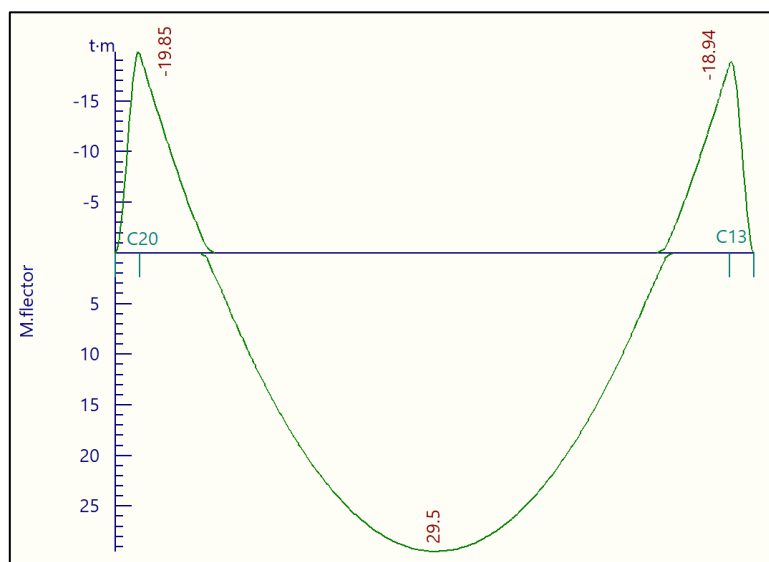


Ilustración de la Envolvente del Momento Flector en E.L.U. para la viga 7093. Fuente: Elaboración Propia.

3.6.5.1.1. Diseño a Flexión

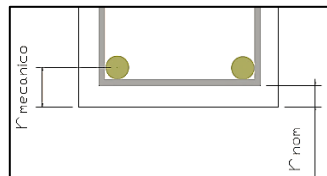
Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales (Viga 3):

- Momento Máximo Positivo Mayorado $M_d = 29.50 \text{ Tn-m} = 2950000 \text{ Kg-cm}$
- Canto de la Viga $h = 60 \text{ cm}$
- Base de la Viga $b_w = 30 \text{ cm}$
- Resistencia del Hormigón $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia del Acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1.5$
- Resistencia de cálculo del Hormigón $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$
- Recubrimiento mínimo $r_{nom} = r_{min} = 2 \text{ cm}$
 - Cálculo del recubrimiento mecánico

Asumimos un diámetro para las barras longitudinales y un diámetro para estribos

$$\varnothing_{estribos} = 8 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{barras} = 25 \text{ mm}$$



$$r_{mecanico} = r_{nom} + \varnothing_{estribos} + \frac{\varnothing_{barras}}{2} = 2 \text{ cm} + 0.8 \text{ cm} + \frac{2.5 \text{ cm}}{2} = 4.05 \text{ cm}$$

Canto útil de la sección

$$d = h - r_{mecanico} = 60 - 4.05 = 55.95 \text{ cm}$$

- Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga entre C18 y C18

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2950000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{ cm} \cdot (55.95 \text{ cm})^2 \cdot 166.67 \text{ kg/cm}^2} = 0.1885$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ (Anexo 1 – Tabla N°1).

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.1885 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ” (*Anexo 1 – Tabla N°2*).

Con: $\mu_d = 0.1885$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.21699 \rightarrow$ Dominio 3

- **Determinación de la armadura: A_s**

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.217 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} \cdot \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 13.70 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: $A_{s \min}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (*Anexo 1 – Tabla N°3*).

$$\omega_{min} = 0.0028$$

$$A_{s \min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{s \min}$$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 13.70 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro**

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 16} = 2.01 \text{ cm}^2$ y $\emptyset = 25 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 25} = 4.909 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\emptyset 25 + 2\emptyset 16$$

$$A_{s\emptyset 16} = 2 \cdot 2.01 \text{ cm}^2 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\emptyset 25} = 2 \cdot 4.909 \text{ cm}^2 = 9.818 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 13.84 \text{ cm}^2$$

$$13.84 \text{ cm}^2 > 13.70 \text{ cm}^2$$

Se utiliza: 2 Ø 16 mm + 2 Ø 25 mm

Cypecad: 2 Ø 16 mm + 2 Ø 25 mm

Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza

$$s = \frac{b_w - 2r - 2ds - db \cdot N^{\circ} \text{ de barras}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm} - 2 \cdot 0.8 \text{ cm} - (2.5 \text{ cm} \cdot 2 + 2 \text{ cm} \cdot 2)}{4 - 1} = 5.4 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm y al mayor diámetro [1.6 cm] nominal de agregados, por lo tanto, es adecuada.

Para el momento positivo, se usará: 2Ø16mm + 2Ø25mm

Determinación de la armadura negativa para la viga en el lado derecho apoyado sobre la columna C13

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 19.85 \text{ Tn-m} = 1985000 \text{ Kg-cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1985000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{ cm} \cdot (55.95 \text{ cm})^2 \cdot 166.67 \text{ kg/cm}^2} = 0.1268$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ (Anexo 1– Tabla N°1).

Como:

$$\mu_d < \mu_{lim} \text{ no se necesita armadura a compresión}$$

$$0.1268 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en compresión

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ” (*Anexo 1 – Tabla N°3*).

Con: $\mu_d = 0.1268$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.13876 \rightarrow$ Dominio 3

- **Determinación de la armadura: A_s**

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1388 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} \cdot \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8.92 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: $A_{s \min}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (*Anexo 1 – Tabla N°2*).

$$\omega_{\min} = 0.0028$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 8.92 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro**

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 20 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 25} = 4.909 \text{ cm}^2$ y $\emptyset = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 16} = 2.01 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 1\emptyset 25 + 2\emptyset 16$$

$$A_{s \emptyset 20} = 1 \cdot 4.909 \text{ cm}^2 = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \emptyset 16} = 2 \cdot 2.01 \text{ cm}^2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 8.93 \text{ cm}^2$$

$$8.93 \text{ cm}^2 > 8.92 \text{ cm}^2$$

Se utiliza: **1 Ø 25 mm + 2 Ø 16 mm**

Cypecad: **1 Ø 25 mm + 2 Ø 16 mm**

- **Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza**

$$s = \frac{b_w - 2r - 2ds - db \cdot N^{\circ} \text{ de barras}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm} - 2 \cdot 0.8 \text{ cm} - (1.6 \text{ cm} \cdot 2 + 2.5 \text{ cm} \cdot 1)}{3 - 1} = 9.35 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm, por lo tanto, es adecuada.

Para el momento Negativo, se usará: 1Ø25mm + 2Ø16mm

Determinación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre la columna C20

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 19.85 \text{ Tn-m} = 1985000 \text{ Kg-cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1985000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{ cm} \cdot (55.95 \text{ cm})^2 \cdot 166.67 \text{ kg/cm}^2} = 0.1268$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ (Anexo 1 – Tabla N°1).

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.1268 < 0.319$$

Cálculo de la armadura en tracción

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ” (*Anexo 1 – Tabla N°3*).

Con: $\mu_d = 0.1268$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.13876 \rightarrow$ Dominio 3

- **Determinación de la armadura: A_s**

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1268 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} \cdot \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8.93 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: $A_{s \min}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (*Anexo 1 – Tabla N°2*).

$$\omega_{\min} = 0.0028$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 8.93 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro**

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 25 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 25} = 4.909 \text{ cm}^2$ y $\emptyset = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 16} = 2.01 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 1\emptyset 25 + 2\emptyset 16$$

$$A_{s \emptyset 25} = 1 \cdot 4.909 \text{ cm}^2 = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \emptyset 16} = 2 \cdot 2.01 \text{ cm}^2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 8.93 \text{ cm}^2$$

$$8.93 \text{ cm}^2 > 8.92 \text{ cm}^2$$

Se utiliza: $1 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm} + 2 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$

Cypecad: $1 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm} + 2 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$

- **Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza**

$$s = \frac{b_w - 2r - 2ds - db \cdot N^{\circ} \text{ de barras}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm} - 2 \cdot 0.8 \text{ cm} - (1.6 \text{ cm} \cdot 2 + 2.5 \text{ cm} \cdot 1)}{3 - 1} = 9.35 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm, por lo tanto, es adecuada.

Para el momento Negativo, se usará: $1 \varnothing 25 \text{ mm} + 2 \varnothing 16 \text{ mm}$

Resumen General de Resultados Armadura Longitudinal

Tabla N°3.7: Resultados Armadura Longitudinal

Viga entre las Columnas C20 y C13	Armadura necesaria (cm ²)	Armadura necesaria Cypecad (cm ²)	Armadura adoptada Cypecad	Armadura adoptada (cm ²)	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal inferior positiva.	13.70	13.84	$2 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} + 2 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm}$	13.84	1.01
Armadura longitudinal superior negativa lado derecho apoyado sobre C13.	8.93	8.4	$1 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm} + 2 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$	8.93	6.29
Armadura longitudinal superior negativa lado izquierdo apoyado sobre C20.	8.93	8.81	$1 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm} + 2 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$	8.93	1.34

Tabla de Resultados Armadura Longitudinal. Fuente: Elaboración Propia.

Figura N°3.12: Envolvente del Cortante en E.L.U. para la Viga 3 entre los Pilares C20 – C13 (Primera Planta)

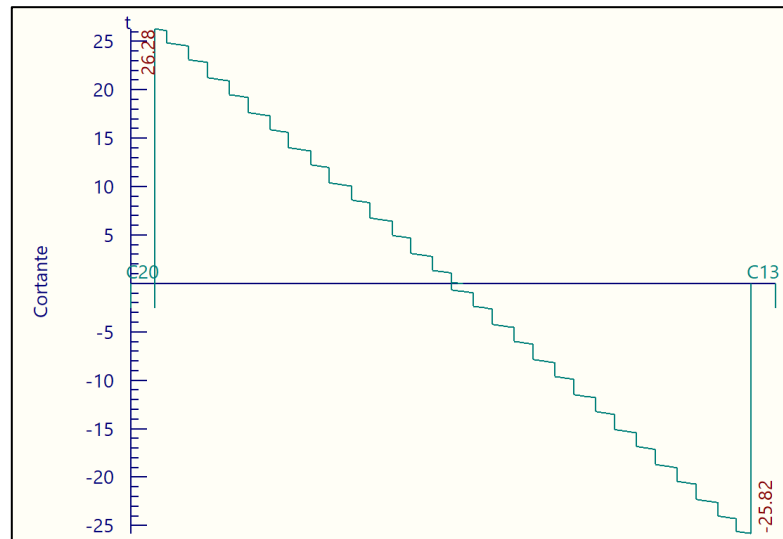


Ilustración de la Envolvente del Cortante en E.L.U para la viga 7093. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.2.2. Cálculo de la Armadura Transversal cerca de la Columna C13

El cortante mayorado (cortante de cálculo) en **C20** (lado Izquierdo) será:

$$V_{d\ C14} = 25.82\ Tn = 25820\ Kg$$

El cortante de diseño es $V_{d\ C13} = 25820\ Kg$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

- Canto de la Viga $h = 60\ cm$
- Base de la Viga $b_w = 30\ cm$
- Resistencia del Hormigón $f_{ck} = 250\ Kg/cm^2$
- Resistencia del Acero $f_{yk} = 5000\ Kg/cm^2$
- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1.5$
- Resistencia de cálculo del Hormigón $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 166.67\ Kg/cm^2$

- Resistencia de cálculo del acero $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$
- Recubrimiento mínimo $r_{nom} = r_{min} = 2 \text{ cm}$
- Recubrimiento mecánico $r_{mecanico} = 4.05 \text{ cm}$
- Canto útil de la sección $d = 55.95 \text{ cm}$

Cortante de agotamiento por compresión del alma (V_{ou})

Esta se comprueba en una sección situada sobre el borde del apoyo.

$$V_{ou} = V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.30 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 55.95$$

$$V_{ou} = V_{u1} = 83925 \text{ Kg}$$

Donde:

$$V_{u1} > V_d$$

$$V_{u1} = 83925 \text{ Kg} > V_d = 25820 \text{ Kg} \quad \text{Cumple!!!}$$

Cortante de agotamiento por tracción en el alma (V_{u2}):

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

La comprobación correspondiente a V_{u2} se efectúa para una sección situada a una distancia del canto útil del borde del apoyo directo.

Siendo f_{cv} la resistencia virtual al cortante del hormigón dado por la expresión:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la P5 lado izquierdo de la viga

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.45 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 55.95 \text{ cm} = 10834.67 \text{ kg}$$

- *Caso 1:* Utilizar armadura mínima:

Donde:

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$25820 \text{ kg} \leq 10834.67 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

No cumple por lo que se deberá disponer de armadura transversal a cortante.

- *Caso 2:* Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$10834.67 < 25820 < 83925 \quad \text{Cumple !!!}$$

- *Caso 3:* Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$25820 \geq 83925 \quad \text{No Cumple}$$

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d)

El esfuerzo cortante último con armadura transversal es:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Donde el primer término del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la contribución de las armaduras transversales

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$V_d = 25820 \text{ Kg}$ Cortante situado a una distancia “d” de un canto útil del borde del apoyo

$V_{cu} = 10834.67 \text{ Kg}$ Cortante absorbido por el hormigón

V_{su} = Cortante absorbido por las armaduras transversales

$$V_{su} = 25820 - 10834.67 = 14985.33 \text{ Kg}$$

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}) debe tomarse:

$$V_{su} = \frac{0.90 \cdot d \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{s}$$

Se calculará el área de acero para 1 m de cortante, utilizando V_{su}

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{14985.33 \cdot 100}{0.9 \cdot 55.95 \cdot 4347.83} = \mathbf{6.84 \text{ cm}^2/m}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s \min} = \frac{0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} = \frac{0.02 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 100}{4347.83} = \mathbf{2.30 \text{ cm}^2/m}$$

Adoptamos el área mayor:

$$A_s = \mathbf{6.84 \text{ cm}^2/m}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{A_{s \text{ adoptada}}}{2} = \frac{6.84}{2} = \mathbf{3.42 \text{ cm}^2/m}$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\phi 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 3.42}{\pi \cdot 0.8^2} = 7$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{7} = 14.3 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \cdot d = 0.85 \cdot 55.95 = 47.56 \end{array} \right\} = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Determinación del número estribos

El Espaciamiento entre estribos es de $t=15 \text{ cm}$ para obtener un numero de estribos exacto.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{t} = \frac{135 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = \mathbf{9}$$

Por lo tanto, para el tramo se tiene:

Se utiliza: $\mathbf{9 \text{ } \phi 8 \text{ mm c / } 15 \text{ cm}}$

Cypecad: $\mathbf{9 \text{ } \phi 8 \text{ mm c / } 15 \text{ cm}}$

Para el Cortante cerca de C13, se utiliza: $\mathbf{9 \text{ } \phi 8 \text{ mm c / } 15 \text{ cm}}$

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C20 lado izquierdo de la viga

El cortante de diseño es $V_{d\ C20} = 26280\ Kg$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

- *Caso 1:* Utilizar armadura mínima:

Donde:

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$26280\ kg \leq 10834.67\ kg \quad \text{No cumple}$$

No cumple por lo que se deberá disponer de armadura transversal a cortante.

- *Caso 2:* Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$10834.67 < 26280 < 83925 \quad \text{Cumple !!!}$$

- *Caso 3:* Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$26280 \geq 83925 \quad \text{No Cumple}$$

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d)

El esfuerzo cortante último con armadura transversal es:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Donde el primer término del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la contribución de las armaduras transversales

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$V_d = 26280\ Kg$ Cortante situado a una distancia “d” de un canto útil del borde del apoyo

$V_{cu} = 10834.67\ Kg$ Cortante absorbido por el hormigón

V_{su} = Cortante absorbido por las armaduras transversales

$$V_{su} = 26280 - 10834 = 15445.33 \text{ Kg}$$

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}) debe tomarse:

$$V_{su} = \frac{0.90 \cdot d \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{s}$$

Se calculará el área de acero para 1m de cortante, utilizando V_{su}

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{15445.33 \cdot 100}{0.9 \cdot 55.95 \cdot 4347.83} = 7.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s \min} = \frac{0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} = \frac{0.02 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 100}{4347.83} = 2.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos el área mayor:

$$A_s = 7.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{A_{s \text{ adoptada}}}{2} = \frac{9.80}{2} = 3.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\phi 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 3.53}{\pi \cdot 0.8^2} = 8$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{8} = 12.6 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \cdot d = 0.85 \cdot 55.95 = 38.84 \end{array} \right\} = 15 \text{ cm}$$

Determinación del número estribos

El Espaciamiento entre estribos es de $t = 15 \text{ cm}$ para obtener un numero de estribos exacto.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{t} = \frac{135 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 9$$

Por lo tanto, para el tramo se tiene:

Se utiliza: **9 Ø 8 mm c / 15 cm**

Cypecad: **9 Ø 8 mm c / 15 cm**

Para el Cortante cerca de C13, se usará: **9 Ø 8 mm c / 15 cm**

Figura N°3.13: Envolvente del Cortante en E.L.U. Tramos de Diseño para la Armadura de corte sección central $x = 4.62$ m

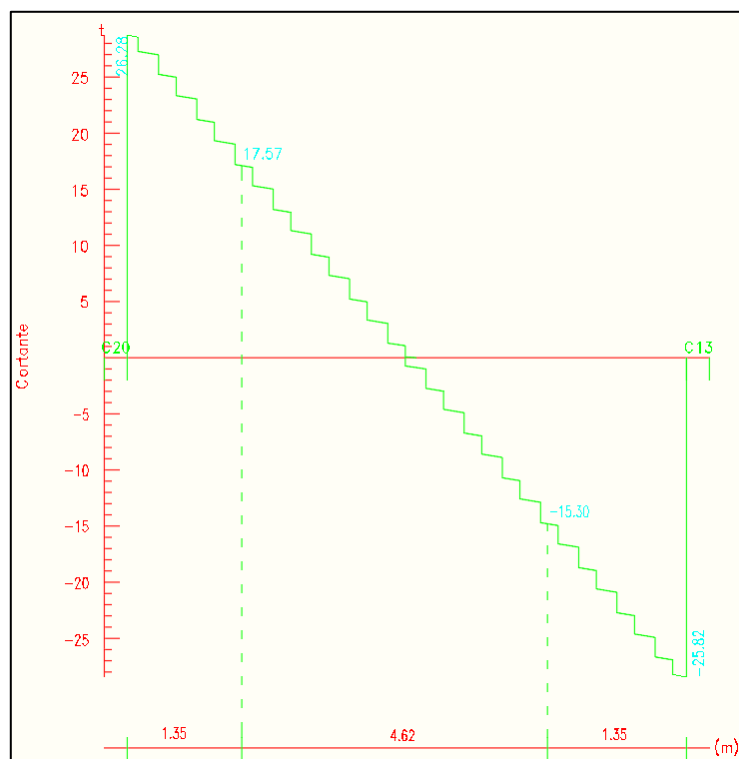


Ilustración de la Envolvente del Cortante en E.L.U. Tramos de Diseño para la Armadura de corte sección central $x = 4.62$ m. Fuente: Elaboración Propia.

Verificación de la armadura transversal para la sección central correspondiente entre C20 y C13 de la viga 7096

Los cortantes considerados para el diseño serán:

$$X_{1.35} \dots \dots \dots V_d = 17.57 \text{ Tn}$$

$$X_{1.35} \dots \dots \dots V_d = -15.30 \text{ Tn}$$

$V_{d \text{ central}} = 17570 \text{ Kg}$ Cortante situado a una distancia de 1.35 m desde el canto de apoyo.

$V_{cu} = 10834.67 \text{ Kg}$ Cortante absorbido por el hormigón.

- *Caso 1:* Utilizar armadura mínima:

Donde:

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$17570 \text{ kg} \leq 10834.67 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

No cumple por lo que se deberá disponer de armadura transversal a cortante.

- *Caso 2:* Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$10834.67 < 17570 < 83925 \quad \text{Cumple !!!}$$

- *Caso 3:* Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$17570 \geq 83925 \quad \text{No Cumple}$$

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d)

El esfuerzo cortante último con armadura transversal es:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Donde el primer término del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la contribución de las armaduras transversales

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$V_d = 17570 \text{ Kg}$ Cortante situado a una distancia “d” de un canto útil del borde del apoyo

$V_{cu} = 10834.67 \text{ Kg}$ Cortante absorbido por el hormigón

V_{su} = Cortante absorbido por las armaduras transversales

$$V_{su} = 17570 - 10834.67 = 6735.33 \text{ Kg}$$

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}) debe tomarse:

$$V_{su} = \frac{0.90 \cdot d \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{s}$$

Se calculará el área de acero para 1m de cortante, utilizando V_{su}

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{6735.33 \cdot 100}{0.9 \cdot 55.95 \cdot 4347.83} = 4.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s \min} = \frac{0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} = \frac{0.02 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 100}{4347.83} = 2.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos el área mayor:

$$A_s = 4.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{A_{s \text{ adoptada}}}{2} = \frac{4.24}{2} = 2.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$\phi 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 2.13}{\pi \cdot 0.8^2} = 5$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \cdot d = 0.85 \cdot 55.95 = 47.56 \end{array} \right\} = 20 \text{ cm}$$

Determinación del número estribos

El Espaciamiento entre estribos es de $t = 20 \text{ cm}$ para obtener un numero de estribos exacto.

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{x}{t} = \frac{462 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 23$$

Por lo tanto, para el tramo central se tiene:

Se utiliza: 23 Ø 8 mm c / 20 cm

Cypecad: 23 Ø 8 mm c / 20 cm

Para el Cortante en el centro, se usará: 23 Ø 8 mm c / 20 cm

Armadura de Piel

La normativa indica lo siguiente: en vigas de canto superior a 60 cm, pero inferior a la mitad de su luz, se dispondrán araduras de piel junto a los paramentos laterales del nervio, construidas por un sistema de barras horizontales formando malla con los cercos existentes, Es recomendable distanciar entre si tales barras 30 cm. como máximo, y emplear diámetros no inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero especial.

Por consiguiente:

No se dispondrá de una armadura de piel, ya que la altura de la viga de estudio es de **60 cm.**

Resumen General de Resultados Armadura Transversal

Tabla N°3.8: Resultados Armadura Transversal

Viga entre las Columnas C20 y C13	Armadura necesaria (cm²)	Armadura necesaria Cypecad (cm²)	Armadura adoptada Cypecad	Diferencia (%)
Armadura transversal lado izquierdo apoyado C13	6.84	6.70	9 Ø 8 mm c / 15 cm	2.68
Armadura transversal lado derecho apoyado C20	7.05	6.70	9 Ø 8 mm c / 15 cm	5.09
Armadura transversal centro de la viga entre C13 y C20	4.26	4.55	23 Ø 8 mm c / 20 cm	6.58

Tabla de Resultados Armadura Transversal. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.2.3. Verificación de la Flecha Máxima

Según el programa tenemos una flecha máxima de:

$$f_{max} = 1.069 \text{ cm}$$

Pero según recomendación de la norma CBH – 87 en el punto 9.9.10.4.3, la flecha máxima no debe de exceder el valor de la siguiente expresión:

$$f_{adm} = \frac{L_{viga}}{300} = \frac{762 \text{ cm}}{300} = 2.54 \text{ cm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow 1.069 \text{ cm} < 2.54 \text{ cm} \quad \text{OK!!!}$$

Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible; por lo tanto, está correcto.

Figura N°3.14: Disposición de la Armadura en la Viga 3

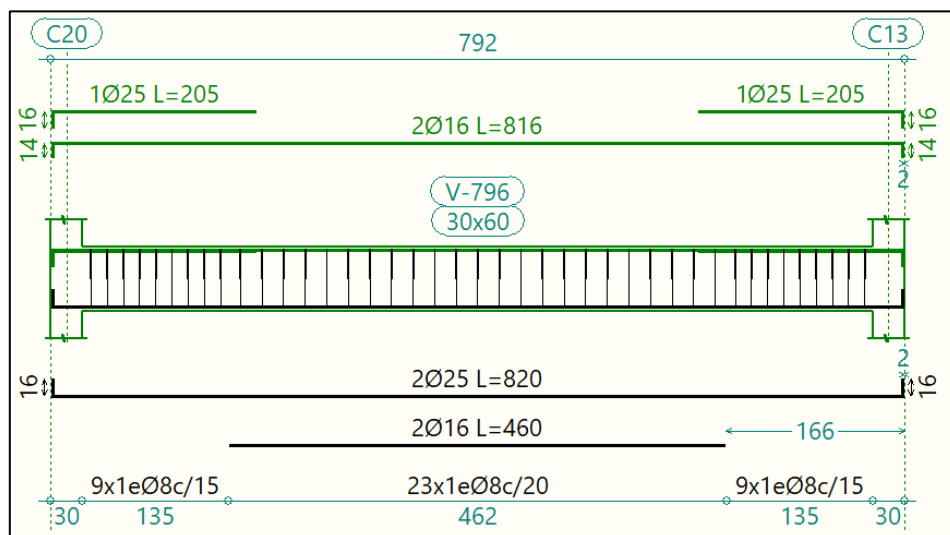


Ilustración de la Disposición de la Armadura en la Viga. Fuente: Elaboración Propia según Cypecad.

4.3.3. Verificando en las cuantías de obra

Uno de los aspectos fundamentales en la ingeniería estructural es lograr el equilibrio entre seguridad, funcionalidad y economía. En ese sentido, se realizó una verificación detallada de las cuantías de obra para ambos sistemas constructivos propuestos: el sistema convencional (usando solo muro de ladrillo) y el sistema con paredes móviles con drywall; una vez modificando el peso del muro donde se ubicarán las *paredes móviles*, calculada y optimizada la infraestructura en el software CypeCad verificamos las cuantías de obra:

Elemento	Diseño con Paredes Móviles		Diseño Convencional		% de Diferencia	
	Volumen de H°A°	Acero	Volumen de H°A°	Acero	Volumen de H°A°	Acero
	m ³	Kg	m ³	Kg	%	%
Zapatas	41.84	2459	42.34	2571	1.19	4.45
Vigas	158.21	12366	158.23	12392	0.013	0.21
Columnas	62.38	11364	63.24	12448	1.37	9.11

Los resultados evidencian diferencias cuantificables en el consumo de materiales estructurales. El sistema con paredes móviles permite una mayor optimización de la estructura, generando reducciones notables en los volúmenes de hormigón armado y en la cantidad total de acero requerido.

La diferencia puede parecer discreta en números absolutos, pero representa una *mejor utilización del material estructural*, gracias a la disminución de cargas permanentes al eliminar elementos de mampostería pesada. Este tipo de análisis no solo aporta a la eficiencia económica del proyecto, sino que también refuerza el compromiso con la sostenibilidad, mediante el uso racional de recursos.

4.3.4. Viabilidad Económica

Se realiza el presupuesto añadiendo el ítem “PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE PAREDES MÓVILES DRYWALL” y con cantidades modificadas obtenidas a partir del nuevo diseño.

Nº DE ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (NUMERAL)	PRECIO TOTAL (NUMERAL)
MO1	OBRAS PRELIMINARES				
1	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRA	m ²	608.84	6.19	3 768.70
MO2	OBRA GRUESA				
2	EXCAVACIÓN 0-2 M SUELO	m ³	238.62	38.74	9 399.06
3	Hº SIMPLE P / NIVELACIÓN (1:2:4) e=10 cm	m ³	11.81	789.82	9 328.76
4	ZAPATAS AISLADAS DE Hº Fck=250 Kg/cm ²	m ³	41.84	4067.45	137 254.86
5	COLUMNAS DE Hº Fck=250 Kg/cm ²	m ³	62.38	5963.33	261 079.64
6	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL	m ³	277.23	111.42	31 182.89
7	SOBRECIMENTOS DE Hº Fck=250 Kg/cm ²	m ³	26.01	3854.92	77 907.56
8	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMENTOS	m	27.76	23.07	640.36
9	ESCALERA DE Hº Fck=250 Kg/cm ²	m ³	15.14	5501.52	60 350.51
10	MURO LADRILLO 6H e=18 (24X18X12 cm)	m ²	1 048.24	280.96	294 513.34
11	MURO LADRILLO 6H e=12 (24X18X12 cm)	m ²	920.10	194.9	179 327.92
12	VIGA DE Hº Fck=250 Kg/cm ²	m ³	158.21	5750.22	704 420.53
13	LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS + COMPLEMENTO DE PLASTOFOR	m ²	1 577.15	438.02	677 401.70
14	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE PAREDES MÓVILES DRYWALL	m ²	79.39	300	23 816.52
15	LOSA MACIZA DE Hº Fck=250 Kg/cm ²	m ²	129.52	4597.36	468 946.59
16	ACERO ESTRUCTURAL Fyk = 500 MPa	Kg	29 367.00	22.56	662 519.52
MO3	OBRA FINA				
17	CONTRAPISO DE CEMENTO + EMPEDRADO	m ²	581.70	192.39	111 913.75
18	CIELO FALSO CON PLACAS DE YESO	m ²	1 535.76	210.95	364 175.27
19	CIELO FALSO BAJO LOSA	m ²	129.52	181.67	23 529.90
20	REVOQUE INTERIOR DE YESO	m ²	2 668.85	133.16	355 383.51
21	REVOQUE EXTERIOR CEMENTO	m ²	1 212.18	256.03	310 354.29
22	PINTURA INTERIOR - LATEX	m ²	2 668.85	50.64	135 150.35
23	PINTURA EXTERIOR - LATEX	m ²	1 212.18	60.09	72 839.86
24	CARPETA DE NIVELACIÓN SOBRE LOSA e=5 cm	m ²	1 583.01	112.27	177 724.53
25	BARANDA METÁLICA DE TUBO NEGRO 2" e=2 mm	m	163.72	507.23	83 043.70
26	IMPERM. LAMINA ASFALTICA SIKA CON ALUMINIO	m ²	571.57	196.92	112 553.56
27	JUNTA DE DILATACIÓN	m	85.88	18.54	1 592.22
TOTAL PRESUPUESTO					5 350 119.39
SON: CINCO MILLONES TRESCIENTOS CINCUENTA MIL CIENTO DIECINUEVE 39/100 BOLIVIANOS					

Todo proyecto constructivo debe aspirar a lograr el mayor impacto social posible, con la mejor relación costo-beneficio. En este caso, el análisis económico comparativo revela una diferencia significativa entre ambos sistemas:

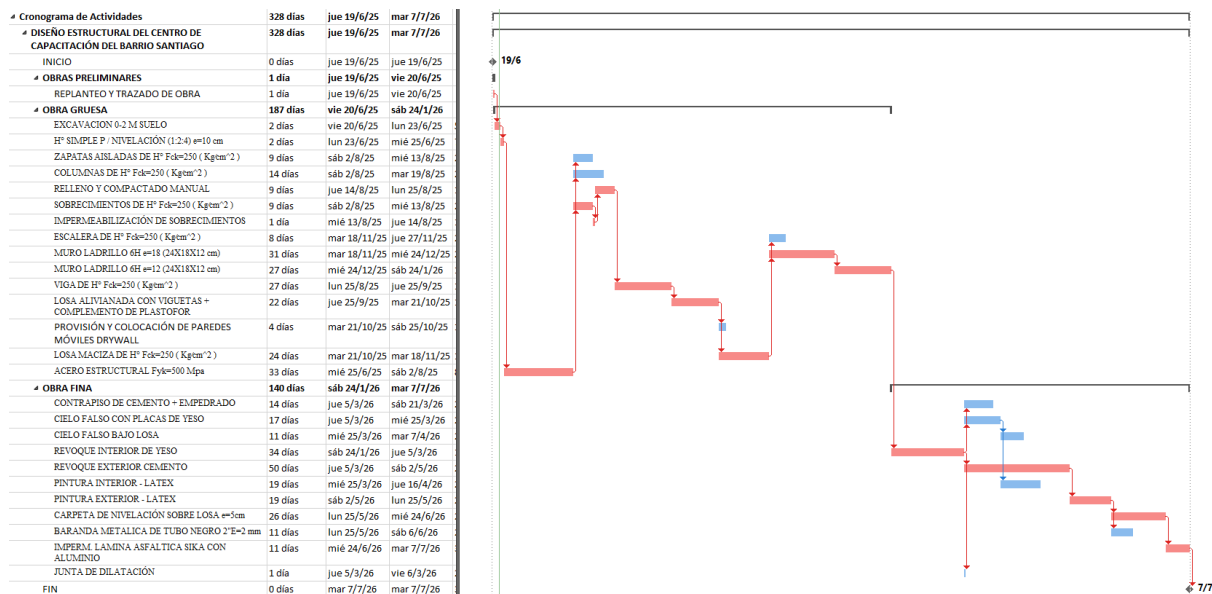
COSTO TOTAL DEL PROYECTO		% de Diferencia
Diseño con Paredes Móviles	Diseño Convencional	%
Bs	Bs	
5,430,973.59	5,350,119.39	1.19

La diferencia de aproximadamente **Bs 80,854.20** representa no solo un ahorro directo, sino también una oportunidad para reinvertir esos recursos en mejoras tecnológicas, mobiliario o ampliaciones futuras. El uso de paredes móviles con sistema drywall contribuye a reducir costos por su bajo peso, facilidad de montaje y menor demanda de obra húmeda, lo que minimiza tiempos muertos y disminuye imprevistos.

Este resultado refuerza la **viabilidad económica del sistema alternativo**, posicionándolo como una opción moderna, eficaz y adaptable a las necesidades dinámicas de un centro de capacitación.

4.3.5. Viabilidad Temporal

En el diagrama de Gantt el plazo de ejecución del diseño empleando el sistema de paredes móviles es de 328 días calendario



TIEMPO EN DÍAS PARA EJECUTAR LA OBRA

N° DE ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO (Hora/Unidad)	DURACION (Hrs)	N° de OBREROS	Horas/Hombre (Hrs)	DÍAS ESTIMADOS	DÍAS LABORALES
MO1	OBRAS PRELIMINARES								
1	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRA	m²	608.84	0.02	12.176748	3	4.06	0.51	1
MO2	OBRA GRUESA								
2	EXCAVACION 0-2 M SUELO	m³	238.62	0.06	14.32	2	7.16	0.89	1
3	Hº SIMPLE P / NIVELACIÓN (1:2:4) e=10 cm	m³	11.81	5	59.06	4	14.76	1.85	2
4	ZAPATAS AISLADAS DE Hº Fck=250 (Kg/cm²)	m³	41.84	13.33	557.73	8	69.72	8.71	9
5	COLUMNAS DE Hº Fck=250 (Kg/cm²)	m³	62.38	13.67	852.73	8	106.59	13.32	14
6	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL	m³	277.23	1.5	415.85	6	69.31	8.66	9
7	SOBRECIMENTOS DE Hº Fck=250 (Kg/cm²)	m³	26.01	13.67	355.59	5	71.12	8.89	9
8	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMENTOS	m	27.76	0.3	8.33	3	2.78	0.35	1
9	ESCALERA DE Hº Fck=250 (Kg/cm²)	m³	15.14	15.33	232.07	4	58.02	7.25	8
10	MURO LADRILLO 6H e=18 (24X18X12 cm)	m²	1 048.24	2.35	2463.36	10	246.34	30.79	31
11	MURO LADRILLO 6H e=12 (24X18X12 cm)	m²	920.10	1.63	1499.77	7	214.25	26.78	27
12	VIGA DE Hº Fck=250 (Kg/cm²)	m³	158.21	16	2531.36	12	210.95	26.37	27
13	LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS + COMPLEMENTO DE PLASTOFOR	m²	1 577.15	1.1	1734.87	10	173.49	21.69	22
14	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE PAREDES MÓVILES DRYWALL	m²	79.39	1.5	119.08	4	29.77	3.72	4
15	LOSA MACIZA DE Hº Fck=250 (Kg/cm²)	m²	129.52	14.67	1900.06	10	190.01	23.75	24
16	ACERO ESTRUCTURAL Fyk=500 Mpa	Kg	29 367.00	0.07	2055.69	8	256.96	32.12	33
MO3	OBRA FINA								
17	CONTRAPISO DE CEMENTO + EMPEDRADO	m²	581.70	1.5	872.55	8	109.07	13.63	14
18	CIELO FALSO CON PLACAS DE YESO	m²	1 535.76	0.67	1028.96	8	128.62	16.08	17
19	CIELO FALSO BAJO LOSA	m²	129.52	2	259.04	3	86.35	10.79	11
20	REVOQUE INTERIOR DE YESO	m²	2 668.85	1.5	4003.27	15	266.88	33.36	34
21	REVOQUE EXTERIOR CEMENTO	ml	1 212.18	2.6	3151.67	8	393.96	49.24	50
22	PINTURA INTERIOR - LATEX	m²	2 668.85	0.45	1200.98	8	150.12	18.77	19
23	PINTURA EXTERIOR - LATEX	m²	1 212.18	0.5	606.09	4	151.52	18.94	19
24	CARPETA DE NIVELACIÓN SOBRE LOSA e=5cm	m²	1 583.01	1.05	1662.16	8	207.77	25.97	26
25	BARANDA METÁLICA DE TUBO NEGRO 2" E=2 mm	m	163.72	1.48	242.31	3	80.77	10.10	11
26	IMPERM. LAMINA ASFÁLTICA Sika CON ALUMINIO	m²	571.57	0.56	320.08	4	80.02	10.00	11
27	JUNTA DE DILATACIÓN	m	85.88	0.08	6.87	1	6.87	0.86	1
					DÍAS TOTALES PARA EJECUTAR LA OBRA				435

En proyectos con alto impacto social, como lo es un centro de capacitación, el tiempo de entrega es crucial. Cada día ganado representa una jornada más de formación para la comunidad, un paso más hacia el desarrollo local.

Según el cronograma de obra propuesto, los tiempos estimados para la ejecución son los siguientes:

Días para la Ejecución		% de Diferencia
Diseño con Paredes Móviles	Diseño Convencional	%
días	días	
335	328	2.11

La reducción de **7 días** puede parecer mínima desde una perspectiva aislada, pero representa una **ventaja operativa concreta**, especialmente si se toma en cuenta que esta diferencia surge solo por el cambio en el sistema de tabiquería.

El sistema en seco reduce los tiempos de ejecución por su naturaleza modular y rápida instalación. Además, al no depender del fraguado y curado del material como en los sistemas tradicionales, se evita la detención del avance en la obra. Esta ganancia temporal puede ser crítica en proyectos con financiamiento público o con cronogramas ajustados, reforzando así la **viabilidad temporal del sistema propuesto**.

CONCLUSIONES

En el Diseño estructural del “*Centro de Capacitación del Barrio Santiago*” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se cumplió el principal objetivo, el de Realizar el análisis y diseño estructural del “*Centro de Capacitación del Barrio Santiago*”, de la ciudad de Tarija aplicando los criterios y lineamientos establecidos por la Norma Boliviana CBH – 87, lo cual garantiza una estructura segura y eficiente.
- El estudio de suelo que se realizó en el lugar de emplazamiento de proyecto fue realizado a una profundidad de 2 m, dando como resultado una resistencia de 4.08 kg/cm² y usando el método de Terzaghi para lograr respaldar el resultado obtenido en campo se determinó una carga admisible de 4.09 kg/cm², por razones justificadas en la verificación (*ANEXO 4*) se trabajó con una resistencia de diseño de 3.18 kg/cm².
- Se realizó la verificación de cada elemento estructural donde se pudo comparar los resultados obtenidos manualmente con los obtenidos con el programa de diseño.
- El tiempo de ejecución de la obra es de 335 días calendarios, con una superficie de construcción de 811 m² y con un costo de Bs 5,430,973.59.
- El diseño alternativo propuesto demuestra ser favorable tanto por el tema de eficiencia, ya que con el uso de paredes móviles en este tipo de infraestructuras la cual es un centro de capacitación en la que se imparten diversos cursos de acuerdo a la disponibilidad de recursos y necesidad de la población resulta totalmente eficiente para poder adaptar el área de los ambientes según sean las necesidades del tipo de curso impartido o la afluencia de personas que asistan a él, como así también el tema del costo el cual se ve reducido en aproximadamente Bs 80,854.20, sin dejar de lado que el tiempo de ejecución del proyecto se reduce.

RECOMENDACIONES

- Se debe asegurar que el hormigón alcance la resistencia especificada en el diseño, para lo cual será fundamental emplear agregados de alta calidad y ejercer un estricto control en el proceso de dosificación, mezclado, colocación y curado.
- Es imprescindible respetar el recubrimiento mínimo en los elementos de hormigón armado, ya que este protege las armaduras frente a la corrosión y contribuye a la durabilidad estructural.
- Se recomienda implementar software especializado para el análisis y diseño estructural, como herramienta eficiente que optimiza el tiempo de desarrollo. No obstante, se debe verificar manualmente el elemento estructural más exigido para validar la confiabilidad de los resultados obtenidos.
- Durante la fase de construcción, se debe seguir rigurosamente los planos estructurales y las especificaciones técnicas, asegurando así una correcta ejecución y evitando posibles fallas en el comportamiento de la estructura.
- Se recomienda considerar el diseño alternativo en este tipo de infraestructuras, por su versatilidad, bajo costo y rapidez de ejecución.
- Finalmente, se sugiere materializar la construcción del Centro de Capacitación conforme al diseño estructural propuesto, ya que garantiza funcionalidad, seguridad y eficiencia, tanto técnica como económica.