CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

En la ciudad de Tarija, los edificios multifamiliares han experimentado un notable incremento, caracterizándose por construcciones de tres o más niveles que albergan varios departamentos. Estos espacios, que suelen compartir áreas comunes como escaleras y accesos, representan una alternativa eficiente de crecimiento urbano vertical, permitiendo que varias familias cohabiten en un mismo edificio con una distribución adecuada del espacio, acceso a servicios básicos y condiciones que favorezcan la independencia de cada hogar.

La creciente demanda de viviendas multifamiliares responde, en gran medida, a su ubicación estratégica cerca de zonas comerciales, centros educativos y redes de transporte público, lo que las convierte en una opción de inversión atractiva a mediano y largo plazo.

Sin embargo, en Tarija, los edificios multifamiliares que superan los cuatro niveles requieren un diseño estructural detallado y validado, que garantice la seguridad de la construcción y permita su aprobación por parte de las autoridades correspondientes. Esta necesidad plantea un reto técnico para arquitectos e ingenieros, en especial cuando se busca cumplir con normativas urbanas y estructurales vigentes.

A pesar del avance en este tipo de edificaciones, aún existen importantes desafíos por superar, especialmente en cuanto a la promoción de construcciones sostenibles y energéticamente eficientes. Es fundamental fomentar una cultura constructiva más responsable, que priorice el cuidado del medio ambiente y sensibilice tanto a profesionales como a usuarios finales sobre la importancia del desarrollo urbano sostenible.

1.1.1. Planteamiento

La vivienda propia es una aspiración que toda persona tiene y la cual se dificulta por los elevados precios que tienen los terrenos hoy en día y más aún si es en zonas más céntricas.

Los terrenos disponibles en zonas que cuenten con todos los servicios básicos y con accesos pavimentados son escasos y de elevados precios por lo cual nace la necesidad de darle un máximo aprovechamiento a los terrenos como ser por ejemplo la construcción de edificios multifamiliares. Por lo tanto, el diseño estructural es uno de los pasos fundamentales en el desarrollo de un proyecto de construcción, ya que este estudio previo a la construcción desempeña un papel crítico al garantizar la integridad, estabilidad y eficiencia operativa del edificio de acuerdo con su función prevista. Además, proporciona un nivel de seguridad tanto para los propietarios de la edificación como para los nuevos habitantes de la misma.

Realizar un análisis estructural implica la necesidad de disponer de una estructura que sea capaz de resistir cargas sin riesgo de colapso. Además, es esencial contar con un diseño eficiente que evite el sobre dimensionamiento, ya que en muchas ocasiones se cometen errores al realizar la construcción sin considerar factores críticos, como la magnitud de las cargas a soportar, la acción del viento, las condiciones climáticas cambiantes y sobre todo, las características del suelo subyacente. Ignorar estos aspectos puede dar lugar a graves consecuencias, con pérdidas tanto materiales como humanas, como lamentablemente hemos observado en numerosos edificios en nuestro país y en todo el mundo.

Las viviendas mayores a dos niveles deben de contar obligatoriamente con su plano de diseño estructural y el plano Arquitectónico de construcción para poder ser ejecutada.

Una vez realizado el diseño estructural se determinará el presupuesto económico de la estructura (obra gruesa), necesario para la materialización del proyecto con su respectivo cronograma de actividades.

1.1.2. Formulación

Realizar el cálculo y desarrollo de planos de todos los elementos de la estructura: zapatas, columnas, vigas, y losas, llevando a cabo de manera manual y haciendo la comparación de los cálculos obtenidos con herramientas de programas computarizado disponibles, y también se desarrollará el presupuesto económico de la estructura (obra gruesa), necesario para la materialización y por último se desarrollará el cronograma

de actividades con el tiempo de ejecución tomando en cuenta la ruta crítica, haciendo el uso de planillas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural del "EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN EL BARRIO PEDRO ANTONIO FLORES DE LA CIUDAD DE TARIJA" para aprobación y construcción, aplicando el software CYPECAD v2025.b con verificación manual de resultados y cumpliendo con los parámetros de diseño de la NORMA BOLIVIANA DE HORMIGON ESTRUCTURAL NB 1225001 – NORMA BOLIVIANA DE DISEÑO SISMICO NBDS - 2023 a fin de garantizar la estructura.

1.2.2. Objetivos específicos

- Obtener los planos arquitectónicos con vistas en planta, cortes y elevaciones.
- Realizar el estudio del suelo con el equipo SPT para calcular la capacidad portante del suelo (kgf/cm^2).
- Analizar las cargas actuantes (cargas permanentes, sobre carga de uso y de viento) en la estructura.
- Realizar el análisis de cálculo y diseño estructural de cada elemento de manera manual para la comparación de resultados mediante el software CYPECAD v2025.b de acuerdo a la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001 Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS – 2023.
- Elaborar los planos estructurales de losas, vigas, columnas y fundaciones para su correcta construcción.
- Determinar el presupuesto de la estructura "EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN EL BARRIO PEDRO ANTONIO FLORES DE LA CIUDAD DE TARIJA" con la ayuda de planillas o programas computarizados para la obra gruesa.
- Determinación de máxima eficiencia en losas reticulares planas.
- Realizar el cronograma de actividades de la obra con el tiempo de ejecución aproximado, tomando en cuenta la ruta crítica principal del proyecto.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se plantea el presente proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

Desarrollar el Proyecto de grado ya que la misma contribuye a profundizar todo conocimiento adquirido en el transcurso de los años, cursados por el estudiante en toda su formación académica, además la realización del proyecto será de mucha importancia para que el estudiante como tal, obtenga el título de Ingeniería Civil, siendo esta la razón principal por la que mi persona pone todo su empeño y entusiasmo en la elaboración del presente proyecto.

Tiene como principal objetivo el de proporcionar al estudiante una presentación más clara, amplia y desarrollada de la teoría y aplicación del diseño estructural en cuanto a infraestructuras.

1.3.1. Técnica

Debido al gran avance que se presenta en cuanto a la ciencia, materiales y métodos a utilizar, es de vital importancia el uso de normas vigentes, así como programas computarizados actualizados para su posterior aplicación.

La verificación de repercusiones que tienen las cargas sobre estructuras reales que las soportaran garantizando seguridad y confort. Sin embargo, otro aspecto indispensable que se debe tomar en cuenta es el tema económico, debido a que la misma nos conlleva a evaluar las alternativas y poder destacar de ellas la más viable en cuanto a lo técnico y económico que presenten las alternativas.

1.3.2. Socio económica

Actualmente el crecimiento de la población crece horizontalmente con el paso del tiempo y es una necesidad muy importante el poder brindar la seguridad de un buen diseño estructural, como también una plena comodidad para que las familias cuenten con todos los servicios a menor costo ya que los terrenos de hoy en día están con precios muy elevados.

De acuerdo a toda la información recolectado con relación al proyecto “Diseño estructural de una vivienda multifamiliar tipo bloque se consta que la parte económica para su ejecución será cubierta en su totalidad por el propietario del terreno.

1.3.3. Ambientales

El presente proyecto, con las características y dimensiones establecidas, no provoca alteraciones negativas graves o irreversibles medio ambientales como fauna y flora en la zona de emplazamiento.

1.4. Nombre del proyecto

Análisis y diseño estructural del edificio multifamiliar en el barrio Pedro Antonio Flores de la ciudad de Tarija.

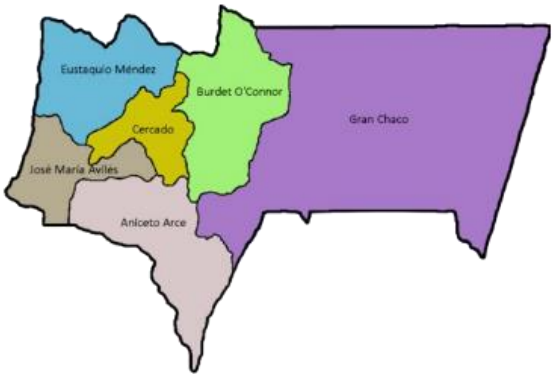
1.4.1. Localización

Figura: 1. Ubicación Tarija –Bolivia



Fuente: *Elaboración propia*

Figura: 2. Ubicación Cercado–Tarija



Fuente: *Elaboración propia*

Figura: 3. Ubicación Barrio Pedro Antonio Flores – Cercado



Fuente*: Elaboración propia*

Figura: 4. Ubicación del proyecto



Fuente: *Elaboración propia*

El proyecto del diseño estructural de una vivienda multifamiliar se encuentra en el departamento de Tarija provincia Cercado, el predio está ubicado en el barrio Pedro Antonio Flores sobre la Avenida Capirenda entre avenida La Paz y calle San Alberto, exactamente entre las coordenadas geográficas Latitud 21°31'38.10"S y Longitud 64°43'9.07"W.

El lugar donde se emplazará el diseño colinda al norte con la avenida Capirenda, al sur una Vivienda de 2dos niveles, al este con una vivienda de dos niveles y la Avenida la paz y al Oeste con un edificio de 6 niveles.

El lugar donde se encuentra el proyecto cuenta con los servicios básicos: agua potable, alcantarillado sanitario, energía eléctrica, gas domiciliario.

1.5. Resultados a lograr

En la propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil se incorporarán los siguientes resultados que necesariamente se deberán lograr cuando se desarrolle el proyecto en la asignatura de CIV-502.

• Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento a nivel del estrato de fundación, cuyo valor más relevante será la capacidad portante del suelo. (Empresa consultora y constructora CEPAS S.R.L.)

• Análisis y metrado de las cargas permanentes y sobrecargas actuantes en la estructura.

• Observación del sistema estructural, en base a métodos de análisis establecidos en las normas de diseño, con un estudio de estados de carga, instituyendo claramente la respuesta estructural ante las solicitaciones

• Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.

• Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.

• Métodos constructivos para la ejecución y especificaciones técnicas de los ítems involucrados.

• Cómputos métricos de los volúmenes de obra, precios unitarios y presupuesto general del proyecto

• Elaboración de un cronograma de ejecución de la obra en base a los volúmenes de obra y rendimiento de la mano de obra en las diferentes actividades.

1.5.1. Restricciones del proyecto

En el proyecto no se realizará las instalaciones eléctricas, agua potable fría-caliente, sanitarias y desagüe pluvial, puesto que solo se profundizará en el análisis y diseño estructural en el proyecto.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicarán las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001) y la Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS-2023), normativas que son guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras.

2.2. Levantamiento topográfico

2.2.1. Definición

La Topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio. Estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación o una distancia, una dirección y una elevación.

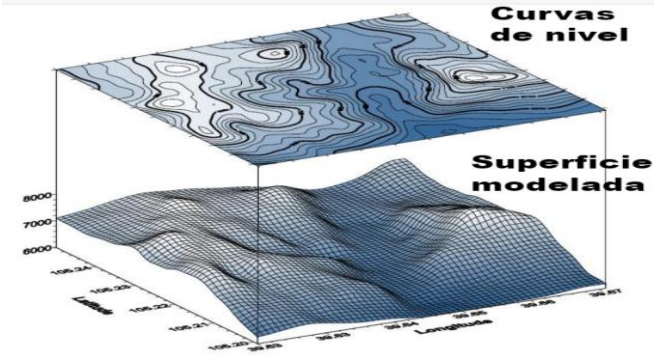
Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra. En un levantamiento topográfico, con la estación total, se toman los datos necesarios, para su posterior representación gráfica del área en estudio.

2.2.2. Curvas de nivel

Una curva de nivel es la traza de la superficie de terreno marcado en un plano horizontal que la intercepta, por lo que podríamos definirla como línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrán igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectada y superpuestas sobre un plano común, representan el relieve del terreno. El concento de curva de nivel se ilustra en la figura 5.

Figura: 5. Representación del concepto de curva de nivel



***Fuente**: Elaboración propia*

2.3. Estudio geotécnico de suelos

2.3.1. Ensayo de penetración estándar SPT

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. el cual nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades. Está normalizado desde 1958 por la Norma D1586.

Este equipo tiene preferencia de uso, cuando se encuentran suelos finos, es decir limos y arcillas, en cambio, para suelos arcillosos, presenta bastantes dificultades de interpretación, no se lo recomienda para suelos granulares, que contengan gravas se deberá de tener cuidado con la influencia que genere el tamaño de partículas del suelo.

Se inspeccionará el sitio del ensayo, para prepararlo, limpiando el mismo y ubicando los puntos de estudio.

El ensayo consiste en hincar un muestreador partido 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63,5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, para penetrar cada 15 cm, cuando se haya penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de

golpes necesarios El valor normalizado de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

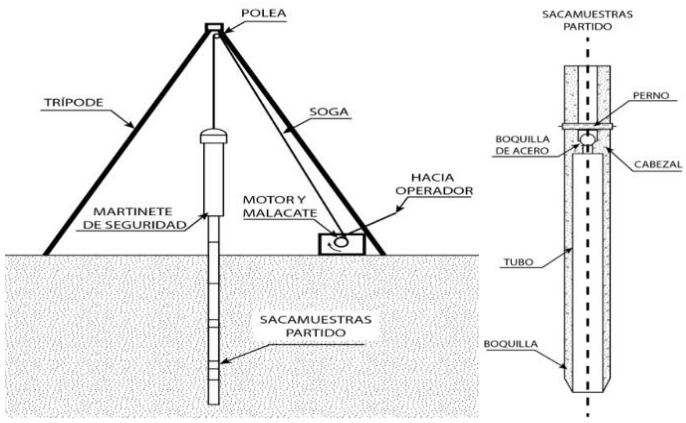
Se dice que la muestra se rechaza si:

- N es mayor de 50 golpes
- No hay avance luego de 10 golpes.

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos.

En caso de suelos duros, rocas, se realiza utilizando el instrumento esclerómetro, este se realiza de dos maneras una horizontal y otra vertical de las cuales se obtiene 30 golpes en cada sentido. Una vez obtenido los datos se procede al trabajo de gabinete de obteniendo el esfuerzo promedio del suelo.

Figura: 6. Equipo de ensayo SPT



***Fuente**: Elaboración propia*

2.4. Diseño arquitectónico

En la Arquitectura, un proyecto Arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar (en papel, digitalmente, en maqueta o por otros medios de representación) el diseño de una edificación antes de ser construida.

2.5. Amenaza sísmica en Bolivia

La sismicidad en Bolivia está asociada al proceso de subducción de las placas tectónicas Nazca y Sudamérica y a la dinámica de deformación cortical de cada una de las unidades tectónicas presentes en el interior del continente. Los principales sistemas de fallas en territorio nacional se encuentran en todas las zonas morfo tectónicas.

2.5.1. Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia.

El mapa probabilístico de amenaza sísmica para el Estado Plurinacional de Bolivia (PSHBO, 2019) integra todos los estudios disponibles en sismología y geoamenazas para el territorio nacional. Como resultado se obtuvieron las aceleraciones máximas probables del suelo para los periodos de retorno de 475 y 2 475 años.

Los valores de aceleración máxima probable obtenidos para el mapa de 475 años, oscilan de 4 % a 32 % de g, se consideró el valor Vs30 promedio de 760 m/s. La mayor aceleración por sismos corticales está concentrada entre Cochabamba, Chuquisaca y Santa Cruz, se obtuvieron valores máximos probables de 16 % y 24 % de g, entre la frontera Bolivia – Chile se obtuvieron aceleraciones máximas entre 18 % y 32 % de g. Para las capitales de los departamentos de La Paz, Oruro y Potosí se tiene valores entre 12 % y 16 % de g. Para los departamentos de Tarija, Beni y Pando se tienen aceleraciones máximas probables entre 6 % y 8 % de g. Se debe mencionar que la sismicidad de fuentes lejanas tiene influencia en los municipios de La Paz, Yacuiba y todos aquellos situados cerca de la frontera occidental y sur del territorio nacional.

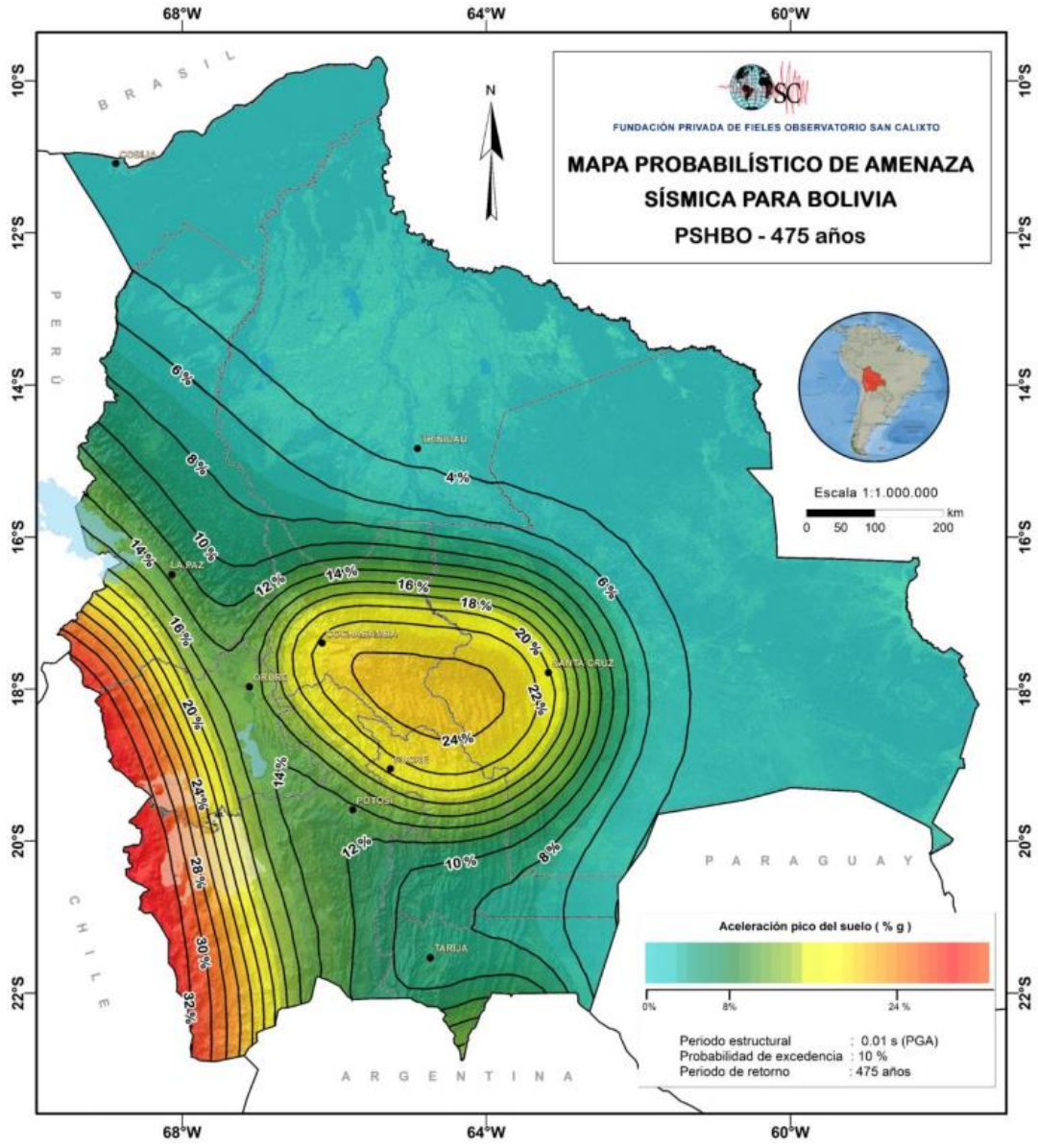
Para obtener los parámetros sismológicos y el cálculo probabilístico se aplicó el siguiente proceso:

Figura: 7. Seguimiento de càlculo probabilistico



Fuente: *NBDS - 2023*

Figura: 8. Mapa probabilístico de amenaza sísmica periodo de retorno 475 años



Fuente: NBDS – 2023

2.5.2. Clasificación de edificios y estructuras ante eventos sísmicos

En función del nivel de seguridad estructural que deben tener las edificaciones, cuatro tipos son definidos: I, II, III y IV, asignándose un factor de importancia Ie especificado en la tabla Figura 7.

a) Tipo IV: Son las estructuras que sigan operables y cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe después de un evento sísmico.

b) Tipo III: edificios donde frecuentemente existe aglomeración de personas o cuyo contenido es de gran valor para la sociedad.

c) Tipo II: Edificaciones habituales como hoteles, restaurantes, depósitos, etc. y cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

d) Tipo I: Construcciones aisladas o provisorias no destinadas a la habitación.

Tabla 1. Factores de importancia (Ie)

Tipo	**I_e**
IV	1.5
III	1.3
III	1.0
I	0.0

Fuente: *NBDS – 2023*

2.5.3. Categorías de diseño sísmico.

A cada estructura se le asigna una categoría de diseño sísmico (CDS) en función del tipo al que pertenece y el nivel de aceleración a la cual va a estar sometida. La CDS de la estructura se define según la Tabla 2 y Tabla 3, debiendo elegirse la categoría más desfavorable.

Tabla 2. Categoría de diseño

$F_a \cdot S_o$	**Tipo de estructura**	
	I, II, III	**IV**
$F_a \cdot S_o < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_o < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_o < 0.200$	B,C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_o$	C,D	D

Fuente: *NBDS – 2023*

Tabla 3. Categoría de diseño sísmico en función de $Fa^a \cdot So^b$ y tipo de edificio

$F_v \cdot S_o$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_o < 0.054$	A	A
$0.054 \leq F_v \cdot S_o < 0.106$	B	C
$0.106 \leq F_v \cdot S_o < 0.160$	B, C	D
$0.160 \leq F_v \cdot S_o$	C, D	D

Fuente: *NBDS – 2023*

A los tipos de edificio I, II, III y con $So \geq 0.330$ les corresponderá la CDS E.

A los tipos de edificio IV y con $So \geq 0.330$ les corresponderá la CDS F.

2.5.4. Clasificación de suelos de cimentación.

Los clasificados mediante la velocidad promedio de onda cortante Vs30. Alternativamente para suelos granulares se pueden considerar los resultados de ensayos de penetración estándar N60 y para suelos cohesivos la resistencia al corte en condición no drenada Su. Los parámetros geotécnicos deben ser evaluados al menos en los 30 metros superiores del terreno. (GBDS, 2020)

En los tipos de suelo que se definen a continuación se supone que las estructuras se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

Tabla 4. Tipos de suelos

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda

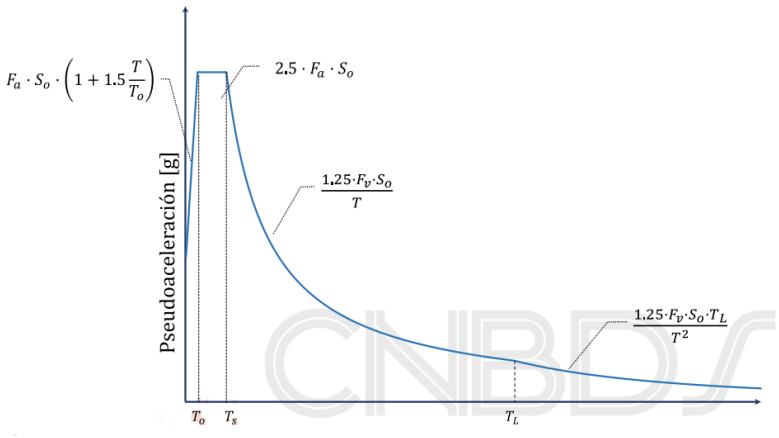
Suelo	Descripción
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Fuente: *NBDS – 2023*

2.5.5. Espectro elástico.

El espectro de respuesta, denominado en esta Guía como espectro elástico queda definido de la siguiente manera:

Figura: 9. Espectro de respuesta para diseño



Fuente: *NBDS – 2023*

Tabla 5. Parametrización del espectro elástico de pseudoaceleración.

Rama	Pseudoaceleración (S_{ae})
$T < T_o$	$F_a \cdot S_o \cdot \left(1 + 1{,}5 \cdot \frac{T}{T_o}\right)$
$T_o \leq T \leq T_s$	$2.5 \cdot F_a \cdot S_o$
$T_s < T \leq T_L$	$\frac{1{,}25 \cdot F_v \cdot S_o}{T}$

$T_L < T$	$\frac{1{,}25 \cdot F_v \cdot S_o \cdot T_L}{T^2}$

Fuente: *NBDS – 2023*

Tabla 6. Periodos límite inicial, corto y largo.

T_O	T_S	T_L
$0{,}15 \cdot \frac{F_V}{F_a}$	$0{,}6 \cdot \frac{F_V}{F_a}$	$4 \cdot \frac{F_V}{F_a}$

Fuente: *NBDS – 2023*

2.5.6. Tablas de fa y fv en función de la aceleración máxima del suelo.

Los efectos del tipo se suelo en la acción sísmica se pueden considerar a partir de la aplicación de los factores Fa y Fv en función de la aceleración máxima del suelo PGA (So).

Tabla 7. Coeficiente de sitio de periodo largo Fv

Tipo de suelo	**So**					
	<0.044	**0.089**	**0.133**	**0.178**	**0.222**	**>0.267**
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	4.2	3.3	2.8	2.4	2.4	2.4

Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios

Fuente: *NBDS – 2023*

Tabla 8. Coeficiente de sitio de periodo corto Fa.

Tipo de suelo	So					
	<0.067	**0.133**	**0.2**	**0.267**	**0.333**	**>0.4**
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Fuente: *NBDS – 2023*

2.6. Idealización de las estructuras

2.6.1. Sustentación de la cubierta

Para el diseño de la cubierta y de los entrepisos se utilizará losa reticular.

En términos generales las azoteas son planas o inclinadas, en este caso será plana y tendrá una pendiente mínima de 1% para provocar la salida del agua en la azotea, la pendiente se logrará mediante el colocado de un contrapiso de mortero de hormigón con material granuloso; no es conveniente provocar grandes distancias al agua para que baje, porque los rellenos de contrapiso se incrementan y causan cargas adicionales a la estructura.

Por otro lado, para las losas de azotea se utiliza impermeabilizantes en el hormigón de la losa, es importante debido a que la azotea al estar en la intemperie está expuesta a fenómenos naturales entre estos la lluvia, granizo que hacen que pueda penetrar agua en el hormigón ya sea por presión o por capilaridad.

Las losas reticulares con casetones son ampliamente usadas en el caso de techos planos con grandes luces y cargas, especialmente cuando además se busca que se vean bien estéticamente.

En las losas reticulares las cargas verticales viajan a los pilares siguiendo trayectorias rectilíneas ortogonales quebradas a través de los nervios. El comportamiento de las losas reticulares se asemeja más a las losas macizas, seria idéntico, pero en las losas macizas se producen deficiencias mecánicas frente a la torsión.

Las losas reticulares más construidas son las que establecen una retícula resistente con nervios cuyos entre ejes se encuentran separados entre si 82 cm, teniendo los mismos un espesor de 12 cm, lo cual exige un casetón de aligeramiento de 70x70 cm. Estos casetones de 70x70 cm suelen construirse con bloques perdidos de hormigón en número de 3,4 y 6 piezas. Los cantos que se mantienen habitualmente oscilan entre 23 y 35 cm, con capas de compresión variable entre 3 y 5 cm.

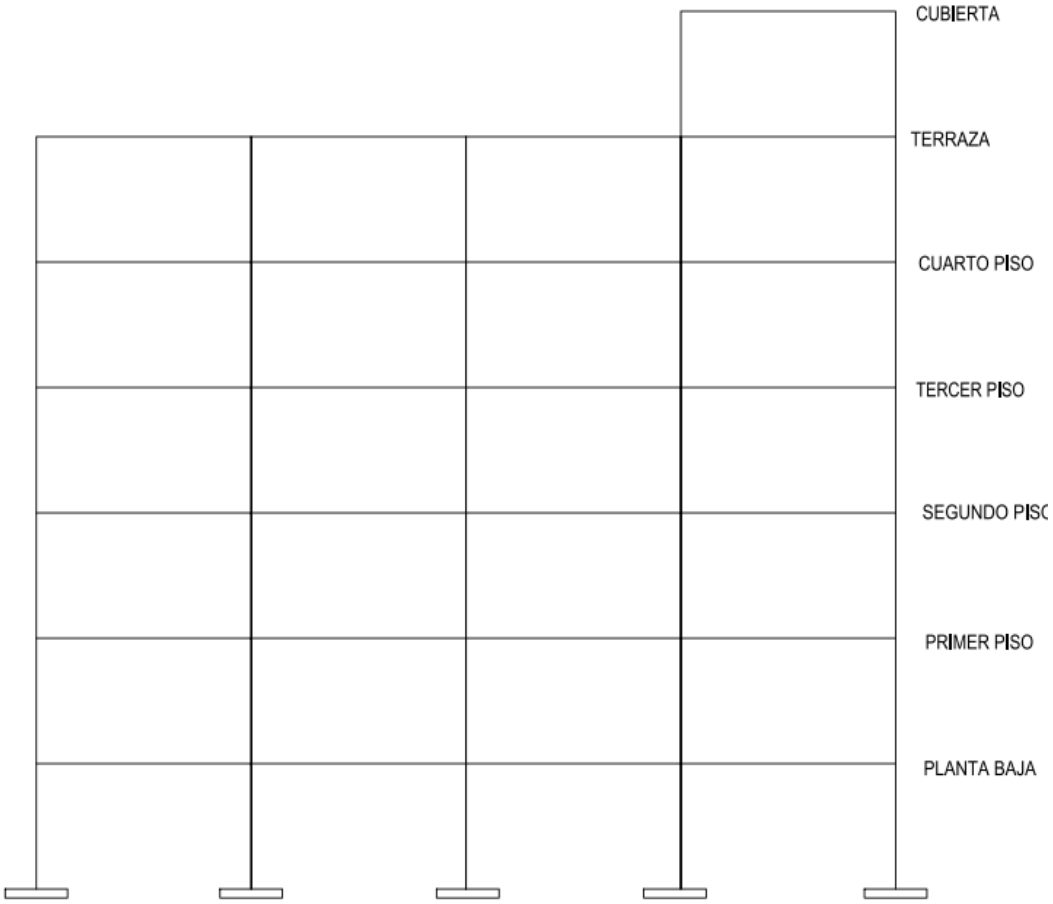
2.6.2. Sustentación de la edificación

La estructura porticada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

-Estructura de sustentación de la edificación porticada con elementos estructurales de H°A°

- Cimentación de H°A°

Figura: 10. Planteo estructural de la estructura porticada



***Fuente**: Elaboración propia*

2.7. Modelos estructurales

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

Se consideran elementos unidimensionales los pilares, vigas y arcos, siempre que su longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

2.7.1. Diseño de losas reticulares

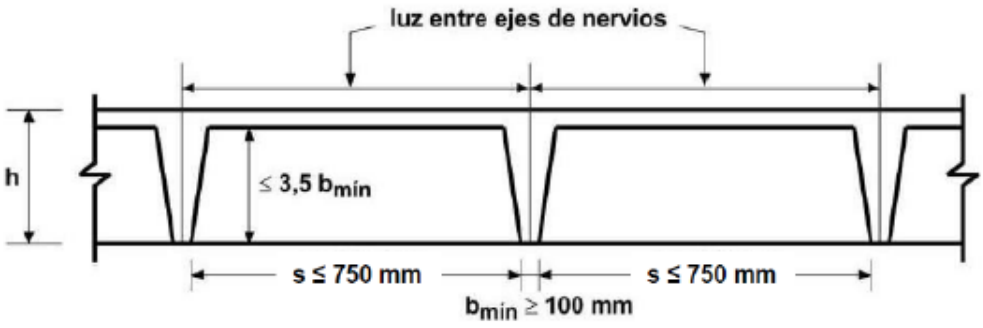
2.7.1.1. Predimensionamiento

Para el redimensionamiento de las viguetas en losas reticulares se debe seguir con las siguientes especificaciones de la NB 1225001-1 en el artículo 8.8.1.1, donde brinda la siguiente definición para losas reticulares: “La losa reticular consiste en una combinación monolítica de viguetas regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una o dos direcciones ortogonales.” (Norma Boliviana NB 1225001-1, 2020, pág. 158)

Para el predimensionamiento se debe cumplir con las siguientes condiciones especificadas en la norma:

- El ancho de las nervaduras debe ser mayor o igual que 100 mm; y debe tener una altura no mayor o igual de 3,5 veces su ancho mínimo.
- El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.
- El espesor de la losa de hormigón sobre los encofrados permanentes debe ser mayor o igual que 40 mm o 1/12 de la distancia libre entre viguetas.
- Las losas reticulares que no cumplan con las limitaciones precedentes deben diseñarse como losas y vigas según indica el artículo 8.8.1.8 de la norma.

Figura: 11. Limitaciones dimensionales para losas reticulares.



***Fuente**: NB 1225001. Artículo 8.8.1.*

Según el autor Florentino Regalado para la determinación de la altura de la losa reticular se puede seguir los siguientes criterios:

$$\frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$$

Donde:

L= Lado mayor de la losa

Comparación de altura de predimensionamiento con altura mínima de losa

La norma específica ciertos espesores mínimos en losas para evitar deflexiones excesivas, si no se cumple son estos espesores debe realizarse un cálculo de deflexiones para losas en dos direcciones que con frecuencia son cálculos bastante complicados.

Para una losa sin vigas interiores con claro entre sus apoyos y que tiene una relación de su claro largo a su claro corto no mayor de 2.0, el espesor mínimo no debe ser menor que los valores indicados en la siguiente tabla y no debe ser menor que los siguientes valores a menos que se cumplan los límites de deflexión indicados en la norma:

Losas sin ábacos 120 mm.

Losas con ábacos 100 mm.

Tabla 9. Espesores mínimos de losas sin vigas interiores

fy´ Mpa [2]	Sin ábacos [3]			Con ábacos [3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]		Sin vigas de borde	Sin vigas de borde	
250	ℓn/33	ℓn/36	ℓn/36	ℓn/36	ℓn/48	ℓn/48
420	ℓn/30	ℓn/33	ℓn/33	ℓn/33	ℓn/36	ℓn/36
520	ℓn/28	ℓn/31	ℓn/31	ℓn/31	ℓn/34	ℓn/34

Fuente: *NB 1225001. Artículo 8.3.1.1.*

2.7.1.2. Diseño a flexión

El diseño por flexión se realiza mediante el método de Diseño por Resistencia, en donde se amplifican las cargas en servicio a un estado de cargas últimas, y se disminuyen las resistencias nominales de rotura de los elementos mediante factores de reducción.

En el diseño por flexión de un elemento de hormigón armado se considera que el momento flector es tomado por un par de fuerzas conformadas por tracción en el acero de refuerzo y compresión en el hormigón. Además, para poder realizar un diseño práctico se toman una serie de supuestos presentados a continuación:

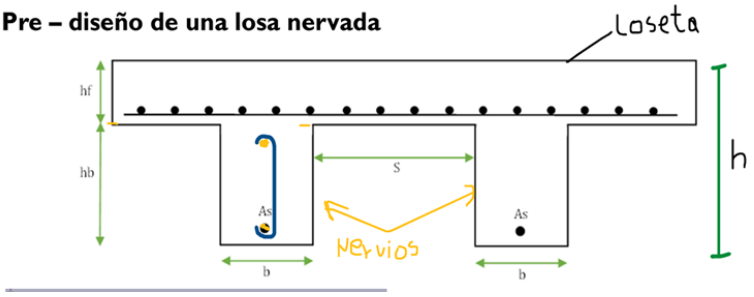
1) Las secciones planas permanecen planas. Conocido como Hipótesis de Navier, permite realizar una compatibilización de deformaciones entre la zona de hormigón en compresión y el acero de refuerzo en tracción. Este principio empírico es válido en elementos con una longitud aproximadamente cuatro veces mayor a su peralte.
2) Se asume que el aporte del hormigón en tracción es despreciable de manera que toda la fuerza interna en tracción se deba al acero de refuerzo.
3) Se considera que existe una perfecta adherencia entre el acero y el hormigón.
4) Se asume que el diagrama constitutivo del acero es elastoplástico de manera que el efecto de endurecimiento sea obviado, simplificándose los cálculos.
5) Se considera que la fuerza en compresión en el hormigón puede ser representada por un diagrama rectangular de compresiones con un ancho de 85% f'c, y con una altura denominada "a" obtenida de β1*c, donde c es la distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro.
6) Se considera que el hormigón llega a la falla cuando su deformación unitaria alcanza el valor límite de agotamiento de 0,003.

A partir de los momentos flectores obtenidos, se procede al armado de los nervios de la losa en ambas direcciones, considerando:

- Las secciones en T para los momentos positivos Mu en el vano.

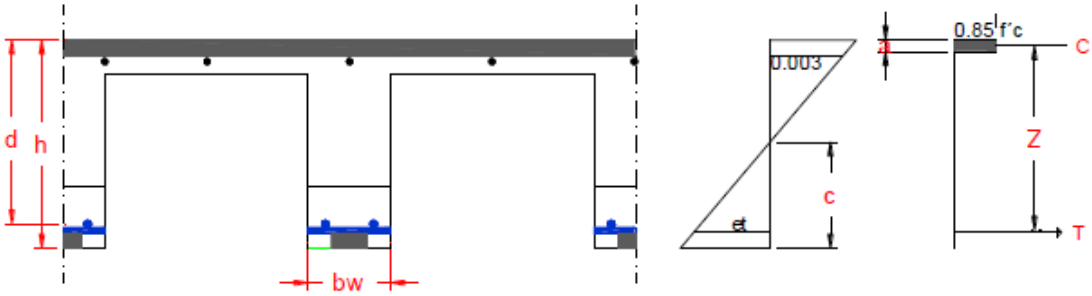
- Las secciones rectangulares para los momentos negativos Mu en los macizados.

Figura: 12. Ejemplo de sección de losa reticular



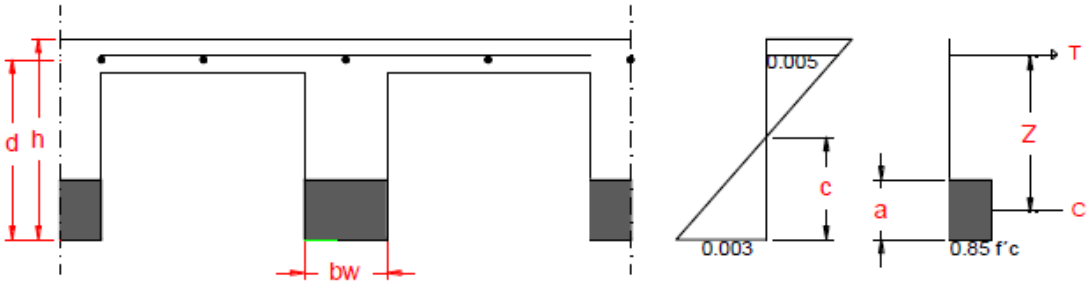
Fuente: *Elaboración propia.*

Figura: 13. Diagrama de esfuerzo deformación para momento positivo



Fuente: Elaboración propia.

Figura: 14. Diagrama esfuerzo deformación para momento negativo



Fuente*: Elaboración propia.*

Para el diseño, la norma permite el uso de una distribución rectangular de esfuerzos de comprensión (bloque de esfuerzos) como reemplazo de distribuciones de esfuerzos más exactas. En el bloque rectangular equivalente de esfuerzos, se utiliza un esfuerzo promedio de 0.85 f'c con un rectángulo de altura a.

Si la altura del bloque de compresiones “a” es menor que la altura de las alas o de la losa o capa de compresión de losa, se calcula como una viga rectangular, en caso de ser mayor se calcula como una viga en T.

El canto útil se obtiene de:

$$d = h - r_m$$

Donde:

h= Altura de la losa

r_m= Recubrimiento mecánico

$$r_m = r_g + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{long}}{2}$$

r_g = Recubrimiento geométrico

$Ø_{estribo}$ = Diámetro del estribo

$Ø_{long}$ = Diámetro de la armadura longitudinal

El recubrimiento geométrico se obtiene en función a la siguiente tabla:

Tabla 10. Recubrimiento geométrico para elementos de hormigón construidos en sitio.

Exposición del hormigón	**Elementos**	**Armadura**	**Recubrimiento especificado, mm**
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	40
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	d_b > 16 mm	30
		$d_b \leq$ 16 mm, alambre MW200 ó MD200, y	25
		d_b > 40 mm	25

Exposición del hormigón	Elementos	Armadura	Recubrimiento especificado, mm
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	$d_b \leq 40$ mm	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	20

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 22.6.1.3.2.*

La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro:

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

β1 se calcula de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 11. Valores de β1 para la distribución rectangular equivalente de tensiones

f´c (Mpa)	β1	
$17 \leq f'c \leq 30$	0,85	(a)
$17 < f'c < 30$	$0{,}85 - 0{,}05\frac{f'_c - 28}{7}$	(b)
$f'c \geq 55$ Mpa	0,65	(c)

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 22.2.4.3.*

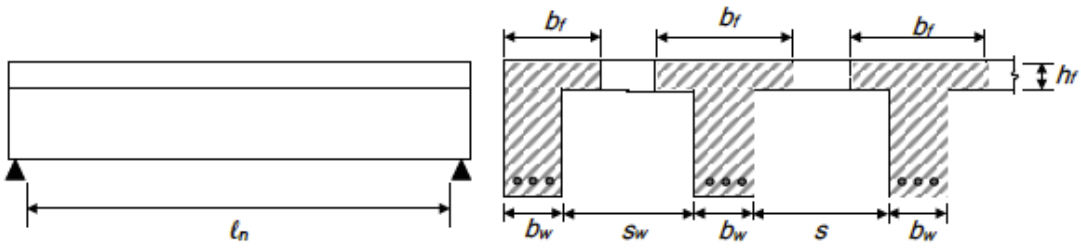
Cálculo del ancho de ala a cada lado del alma

Tabla 12. Limites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T múltiples

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	8 h_f
		$S_w/2$
		$\ell_n/12$
A un solo lado	El menor de:	6 h_f
		$S_w/2$
		$\ell_n/12$

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 6.3.2.1.*

Figura: 15. Ancho efectivo del ala en vigas T múltiples



***Fuente**: NB 1225001. Artículo 6.3.2.1.*

2.7.1.3. Verificación de diseño rectangular o en T

Primero se estima el valor de z (distancia entre fuerza de compresión y tracción)

$$z \geq \begin{cases} 0{,}9 \cdot d \\ d - \dfrac{h_f}{2} \end{cases}$$

Área de compresión requerida

$$A_c = \frac{A_s \cdot fy}{0{,}85 \cdot f'c}$$

Área del ala

$$A_{ala} = b \cdot h_f$$

Comparamos el área de compresión requerida con el área del ala

$$A_{ala} \geq A_c$$

Si se cumple la comprobación se diseña como viga rectangular, caso contrario se diseña como viga en T.

2.7.1.4. Análisis como viga rectangular

La altura del bloque rectangular de compresiones es:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{max}}{\emptyset \cdot 0{,}85 \cdot f'c \cdot b}}$$

La altura efectiva de la sección "d" debe ser tomada como la menor para el diseño más desfavorable.

La determinación del acero para una sección rectangular:

$$A_s = \frac{M_{max}}{\emptyset \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el As proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de la siguiente tabla:

Tabla 13. Asmin para losas de dos direcciones no pretensadas

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

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 8.6.1.1.*

El espaciamiento mínimo de la armadura debe cumplir con:

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25mm \\ d_b \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} \end{cases}$$

El espaciamiento máximo de la armadura para losas macizas debe cumplir con:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 \cdot h_f \\ 300\ mm \end{cases}$$

Para losas reticulares la norma no especifica un espaciamiento máximo.

2.7.1.5. Diseño a cortante

El diseño a cortante debe estar basado en:

$$\emptyset \cdot V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

Vu= fuerza cortante mayorada en la sección considerada
Vn= resistencia nominal al cortante calculada mediante la fórmula indicada arriba
Vc= resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.
Vs= resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante.

Para comprobar que solo el hormigón puede resistir todo el esfuerzo, se debe cumplir que el esfuerzo cortante que solicita al nervio es inferior al cortante que el hormigón puede resistir:

$$\emptyset \cdot V_n \geq V_u$$

Es necesario comprobar el esfuerzo cortante en los nervios, principalmente a la salida de los macizados (ábacos).

La resistencia a compresión del hormigón debe cumplir con:

$$\sqrt{f'c} \leq 8{,}3\ MPa$$

La resistencia del acero debe cumplir con:

$$fy \leq 420\ MPa$$

El factor de modificación λ se debe determinar en función de la siguiente tabla:

Tabla 14. Factor de modificación λ

Hormigón	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0,75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M Y C33M Grueso: ASTM C330M	0,75 a 0,85 [1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0,85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M Y C33M	0,85 a 1,00 [2]
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 19.2.4.2.*

Vc para elementos sin fuerza axial se obtiene de:

$$V_c = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'c}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

La fuerza cortante en las losas es pequeña por lo que no requiere suministrar acero para corte, ya que el corte debería ser resistido solo por el hormigón, el acero suministrado es para soportar la flexión y el tamaño de las losas obedece principalmente a criterios de rigidez.

Las dimensiones de la sección transversal deben cumplir con:

$$V_u \leq \emptyset\left(V_c + 0{,}66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d\right)$$

Si el hormigón puede resistir todo el esfuerzo cortante, se debe usar armadura mínima en función a la siguiente tabla:

Tabla 15. Av. min requerido

Tipo de viga	A v. min/s		
No pretensadas y pretensadas con Aps fse ≥ 0,40(Aps fpu +As fy)	El mayor de:	$\frac{\sqrt{f'c}}{16}\ \frac{b_w}{f_{yt}}$	a)
		$0{,}35\ \frac{b_w}{f_{yt}}$	b)
Pretensado con Aps fse ≥ 0,40(Aps fpu +Asfy)	El menor de:	El mayor de: $\frac{\sqrt{f'c}}{16}\ \frac{b_w}{f_{yt}}$	c)
		El mayor de: $0{,}35\ \frac{b_w}{f_{yt}}$	d)
		$\frac{A\,ps\,f\,pu}{80\,fyt\,d}\sqrt{\frac{d}{bw}}$	e)

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 9.6.3.3.*

Si el hormigón no resiste todo el esfuerzo cortante, se debe calcular la resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

Donde:

s= Espaciamiento longitudinal de la armadura transversal

Av= Área efectiva dentro de la armadura transversal dentro del espaciamiento s

De tal manera que se cumpla con:

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

El espaciamiento mínimo de la armadura debe cumplir con la misma condición presentada en el diseño a flexión.

El espaciamiento máximo entre estribos debe cumplir con la siguiente tabla:

Tabla 16. Límites de espaciamiento entre estribos

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Distancia o espaciamiento máximo, mm
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde la cara de la columna al primer estribo	d/2
	Espaciamiento entre estribos	d/2
Paralelo a la cara de la Columna	Espaciamiento entre las ramas verticales de los estribos	2d

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 8.7.6.3.*

2.7.2. Ábacos en losas reticulares

Se define como ábaco, a aquella parte estructural de una losa plana, que presenta un mayor espesor en el área que rodea a una columna, capitel de columna, o ménsula corta y tiene la misión fundamental de canalizar las cargas que transportan los nervios a los pilares, y resistir los cortantes de punzonamiento que se producen alrededor de los mismos.

En losas reticulares apoyadas directamente sobre columnas el uso de ábacos es de manera preceptiva, en losas reticulares apoyadas sobre vigas descolgadas se debe de realizar un análisis de deformaciones para calcular el máximo momento negativo que puede soportar la losa reticular manteniendo la ductilidad de la pieza.

Aquel lugar bajo columnas donde los esfuerzos de momento sobrepasen el momento máximo que puede soportar la losa se debe introducir un ábaco, también se puede introducir en lugares donde se desee reducir la armadura negativa, pero ya no es de manera obligatoria al no tratarse como una losa plana, también se deben considerar aquellos lugares donde el cortante en cualquier dirección sobrepase el máximo cortante que pueda resistir la losa reticular.

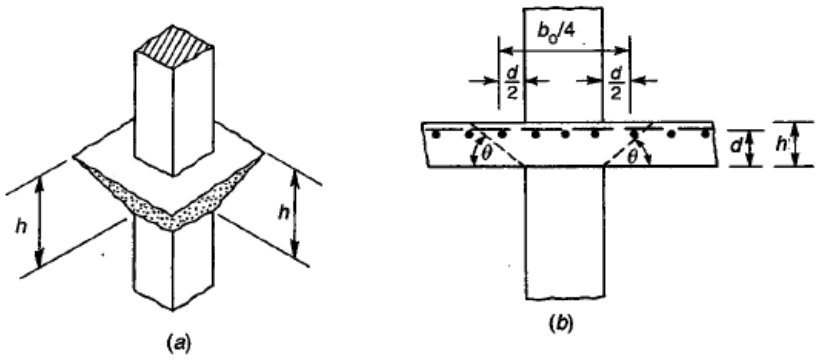
Cuando las losas en dos direcciones están apoyadas directamente sobre columnas, como ocurre con las losas y placas planas, o cuando las losas sostienen cargas concentradas, como en el caso de zapatas, el cortante cerca de las columnas es de vital importancia.

El tamaño de los ábacos pretende reforzar la losa buscando los puntos de inflexión donde la placa invierte su curvatura negativa a curvatura positiva, es por ello por lo que las dimensiones de los ábacos suelen ser 1/6 de la luz de la losa medida centro a centro de los apoyos como valor indicado en norma, los valores máximos de los ábacos rara vez han superado el valor de 0,20 L y se recomienda no superar dicho valor.

Puede ocurrir una falla a cortante por punzonamiento con la grieta diagonal potencial

formando una superficie de cono o pirámide truncada alrededor de la columna, del capitel o del ábaco, como se ilustra en la figura.

Figura: 16. Superficie de falla definida que genera el cortante por punzonamiento



Fuente: *Diseño de estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson*

2.7.2.1. Diseño a flexión

El diseño de los ábacos a flexión se realiza de la misma manera que para losas reticulares debido a que estos también son losas, pero son de hormigón macizo a diferencia de las losas reticulares que utilizan alivianantes.

2.7.2.2. Diseño a punzonamiento

La resistencia nominal a cortante para elementos en dos direcciones sin armadura a cortante se debe calcular como:

$$V_n = V_c$$

Para elementos en dos direcciones con armadura a cortante se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia a compresión del hormigón debe cumplir con:

$$\sqrt{f'c} \leq 8{,}3\ MPa$$

La resistencia del acero debe cumplir con:

$$fy \leq 420\ MPa$$

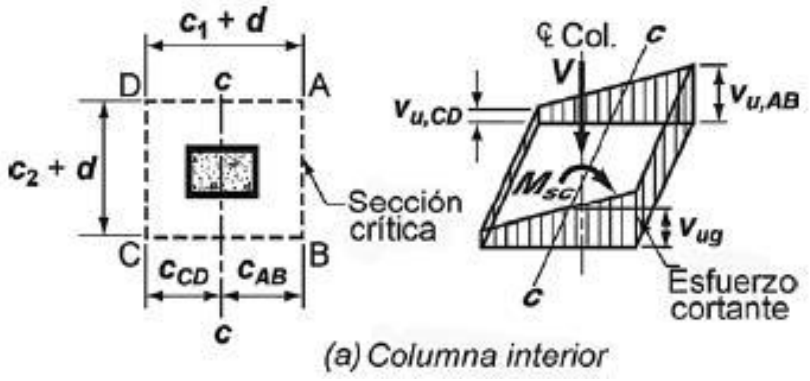
El factor de modificación λ se debe determinar en función de la tabla mencionada en el diseño a cortante para losas reticulares. (Tabla 2.14)

2.7.2.3. Sección crítica

Para cortante en dos direcciones se debe considerar una sección critica con una altura "d" y un perímetro critico supuesto "bo".

La altura efectiva "d" se debe tomar como el promedio de las alturas efectivas en las dos direcciones ortogonales.

Figura: 17. Sección critica para columna interior



Fuente: *NB 1225001. Artículo 8.4.4.2.3.*

Perímetro crítico de la sección:

$$b_o = 2 \cdot (C_1 + d) + 2 \cdot (C_2 + d)$$

Área crítica de la sección:

$$A_c = b_o \cdot d$$

Propiedad de la sección crítica supuesta análoga al momento polar de inercia:

$$J_c = \frac{d \cdot (C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (C_2 + d) \cdot (C_1 + d)^2}{2}$$

Factores para obtener el esfuerzo cortante en la sección mayorada:

$$b_1 = C_1 + d$$

$$b_2 = C_2 + d$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

$$C = \frac{b_1}{2}$$

2.7.2.4. Esfuerzo cortante mayorado máximo

$$V_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} \cdot M_{ux} \cdot C_x}{J_{cx}} + \frac{\gamma_{vy} \cdot M_{uy} \cdot C_y}{J_{cy}}$$

2.7.2.5. Resistencia proporcionada por el hormigón

Tabla 17. Cálculo de Vc para cortante en dos direcciones

Vc		
Vc ≤	$\frac{\lambda\sqrt{f'c}}{3}$	a)

Vc		
	$\frac{\lambda\sqrt{f'c}}{6}(1+\frac{2}{\beta})$	b)
	$\frac{\lambda\sqrt{f'c}}{12}(2+\frac{as\,d}{b0})$	c)

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 22.6.5.2.*

Donde:

β= Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna.

αs= Constante en función del tipo de columna:

αs= 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

Cortante máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante:

Tabla 18. Vc máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante

Tipo de armadura a cortante	**v_c máxima en las secciones críticas definida en 17 . 3. 2**		**v_c máxima en las secciones criticas definidas en 17 .3.3**	
Estribos	$\frac{\lambda\sqrt{f'c}}{6}$	(a)	$\frac{\lambda\sqrt{f'c}}{6}$	(b)
Pernos con cabeza para cortante	$\frac{\lambda\sqrt{f'c}}{4}$	(c)	$\frac{\lambda\sqrt{f'c}}{6}$	(d)

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 22.6.6.1.*

Finalmente se debe comprobar que:

$$\emptyset \cdot V_c \geq V_u$$

En caso de no cumplir, se debe calcular la resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de estribos:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{b_o \cdot s}$$

Donde:

Av= Suma del área de todas las ramas de la armadura

s= Espaciamiento de la armadura cortante

Los criterios para separación de estribos no se indican en la norma, pero se asumirán los mismos que para diseño a cortante en una dirección debido a que un ábaco también es una losa.

2.8. Diseño a flexión de elementos de hormigón armado

2.8.1. Diseño de vigas y cálculo de la armadura a flexión simple

Se denomina viga a un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión. En las vigas, la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

Las vigas trabajan principalmente ante condiciones de flexión y corte. Estas solicitaciones pueden ser originadas debido a cargas de gravedad.

El diseño de estos elementos se realiza principalmente en etapa última, pero también es necesario verificar ciertas condiciones de servicio como lo son el control de fisuras y de deflexiones.

Tabla 19. Altura mínima de vigas no pretensadas

Condición de apoyo	h min
Simplemente apoyadas	ℓ/16
Un extremo continuo	ℓ /18.5
Ambos extremos continuos	ℓ /21
Voladizo	ℓ /8

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 9.3.1.1.*

En caso de que las vigas no cumplan con la tabla anterior, se deben calcular las deflexiones inmediatas y a largo plazo siguiendo los lineamientos del artículo 24.2.

"Las deflexiones inmediatas deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y de la armadura en la rigidez del elemento." (Norma Boliviana NB 1225001-1, 2020, pág. 519)

La deflexión calculada no debe exceder los límites de la siguiente tabla:

Tabla 20. Deflexión máxima admisible calculada

<table>
<tr><th>Elemento</th><th>Condición</th><th colspan="2">Deflexión considerada</th><th>Límite de deflexión</th></tr>
<tr><td>Cubiertas planas</td><td rowspan="2">Que no soporte ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes</td><td colspan="2">Deflexión inmediata debida a Lr, S y R</td><td>ℓ/180[1]</td></tr>
<tr><td>Entrepisos</td><td colspan="2">Deflexión inmediata debido a L</td><td>ℓ/360</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Cubiertas o entrepisos</td><td rowspan="2">Soporten o están ligados a elementos no estructurales</td><td>Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes</td><td rowspan="2">La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debido a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debido a cualquier carga viva adicional)</td><td>ℓ/480[3]</td></tr>
<tr><td>No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes</td><td>ℓ/240[4]</td></tr>
</table>

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 24.2.2.*

Diseño por flexión

El diseño de las vigas a flexión se realiza de la misma manera que para losas reticulares, el cual ya fue expuesto anteriormente.

Sin embargo, hay algunas variaciones que serán expuestas a continuación:

Armadura mínima:

$$A_{Smin} = \frac{\sqrt{f´c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Si la As colocada en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que la As requerida por el análisis, no es necesario cumplir con la armadura mínima.

La cuantía de armadura debe cumplir con:

$$\rho_{max} = \leq 0.025$$

Se debe analizar si la pieza se encuentra en zona dúctil

Cuantía balanceada

$$\rho_{balanceada} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{CU}}{\varepsilon_{CU} + \varepsilon_{ty}}\right) \cdot \left(\frac{f´c}{fy}\right)$$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{fy}{E_S}$$

Cuantía dúctil

$$\rho_{dutil} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{CU}}{\varepsilon_{CU} + \varepsilon_{tymax}}\right) \cdot \left(\frac{f´c}{fy}\right)$$

De acuerdo a norma para que la pieza este controlada a tracción:

$$\text{Ɛcu= 0,003}$$

$$\text{Ɛtymax= 0,005}$$

Se recomienda que las vigas lleguen a la falla por tracción con grietas grandes y carácter dúctil debido a que el acero cede antes de que se aplaste el lado de compresión, generando deflexiones grandes y advirtiendo de una inminente falla.

No se recomienda que las vigas lleguen a la falla por compresión, ya que es rápida, frágil y no alerta. Con una alta cantidad de armadura, el hormigón alcanza su resistencia máxima antes de que el acero entre en fluencia.

Para obtener la cuantía máxima:

$$\rho_{max} = \frac{\rho_{ductil}}{p_{balanceada}}$$

La armadura máxima será:

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

Espaciamiento máximo entre barras:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 380 \cdot \left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 \cdot C_C \\ 300 \cdot \left(\frac{280}{fs}\right) \end{cases}$$

$$fs = \frac{2}{3} \cdot fy$$

$$C_C = \frac{r_m}{2}$$

Donde:

f_s = esfuerzo corrugado más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio.

C_c= es la menor distancia desde la superficie del refuerzo corrugado a la cara en tracción.

2.8.2. Diseño a cortante

En las vigas de hormigón armado, la transmisión del cortante depende de la resistencia a tracción y compresión del hormigón. Por lo tanto, las fallas por cortante pueden no ser dúctiles. Es crucial evitar por completo estas fallas en el diseño, especialmente en diseños antisísmicos. En casos donde la ductilidad es esencial, la resistencia al corte debe ser superior a la resistencia a la flexión que el elemento pueda desarrollar.

El diseño a cortante de las vigas se realiza de la misma manera que para losas reticulares, el cual ya fue expuesto anteriormente. Sin embargo, hay algunas variaciones que serán expuestas a continuación:

2.8.2.1. Armadura mínima

Se debe colocar A_{vmin} en todas las secciones donde se cumpla:

$$V_u > 0.5 \cdot \emptyset \cdot V_C$$

La armadura mínima se coloca en función de la tabla 2.15 mencionada en el diseño a cortante para losa reticular.

Excepto en los casos dados en la siguiente tabla siempre y cuando se cumpla:

$$0.5 \cdot \emptyset \cdot V_C < V_u \leq V_C$$

Tabla 21. Casos donde no se requiere A_{vmin}

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	h≤250 mm
Integrales con la losa	h≤ que el mayor de 2,5 tr ó 0,5 b_w y h ≤ 600 mm
Construidas con hormigón de peso normal armado con fibras de acero de acuerdo con 26.4.1.5.1a), 26.4.2.2d) y26.12.5.1 a) y con f'_c ≤40 Mpa	$V_u \leq \emptyset \frac{\sqrt{f'c}}{6} b_w d$ h ≤ 600 mm y
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9,8

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 9.6.3.1.*

El espaciamiento máximo debe cumplir con la siguiente tabla:

Tabla 22. Espaciamiento para la armadura de cortante

V_s	S máximo, mm		
		Viga no pretensada	**Viga pretensada**
$\leq \frac{\sqrt{f´c}\, b_w\, d}{3}$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		600 mm	
$\frac{\sqrt{f´c}\, b_w\, d}{3}$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300 mm	

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 9.7.6.2.2.*

2.8.3. Diseño de columnas de hormigón armado

Las columnas son elementos estructurales casi siempre verticales que transmiten cargas a las fundaciones. Las cargas verticales permanentes y variables (muertas y vivas), la acción del viento o del sismo producen en ellas flexo-compresión y a veces torsión.

El diseño de las columnas es muy importante debido a que estos elementos reciben las cargas de las losas y vigas y si las columnas fallan, causarían una falla general en la estructura que podría ser irreversible. Por esto su cálculo y diseño debe hacerse cuidadosamente para las combinaciones de carga más desfavorable y utilizando factores de seguridad altos.

Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entrepisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entrepiso o cubierta.

También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

Las columnas son elementos sometidos a compresión y flexión. Por la forma geométrica de su sección pueden ser circulares, cuadradas, rectangulares,

octogonales y en forma de L (estas últimas no son recomendables para diseñar, debido a su complicación). Las columnas cuadradas y rectangulares son las más comúnmente usadas por la simplicidad de su encofrado. Algunas veces, sin embargo, cuando se usan en espacios abiertos, las columnas circulares son muy atractivas. El encofrado para las columnas

redondas suele hacerse con tubos de cartón o de plástico que se desprenden y desechan una vez que el hormigón ha fraguado.

Por la forma de refuerzo transversal son estribadas y zunchadas.

Estribadas: Columnas cuyos aceros longitudinales son amarrados, estribados o ligados con soportes unitarios llamados estribos o ligaduras.

Zunchadas: Columnas que presentaban sus aceros longitudinales sujetados o amarrados

mediante espirales continuos, llamados zunchos.

Las excentricidades mínimas en columnas no están especificadas, pero se alcanzan requiriendo que las capacidades teóricas por carga axial se multipliquen por un factor, que es igual a 0,85 para columnas zunchadas y a 0,80 para columnas con estribos.

Los factores 0,85 y 0,80 son equivalentes a excentricidades de aproximadamente 5% y 10% del lado para columnas con espiral y estribos respectivamente ya que no existen columnas

con carga axial totalmente centrada.

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_o = k \cdot l_u$$

$o\ u$Dónde:

k = Coeficiente de pandeo que puede obtenerse con los ábacos de alineamiento para pórticos traslacionales.

lu = Longitud real del elemento considerado.

Esbeltez en columnas

Se permite ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla a) o b):

a) Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

b) Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

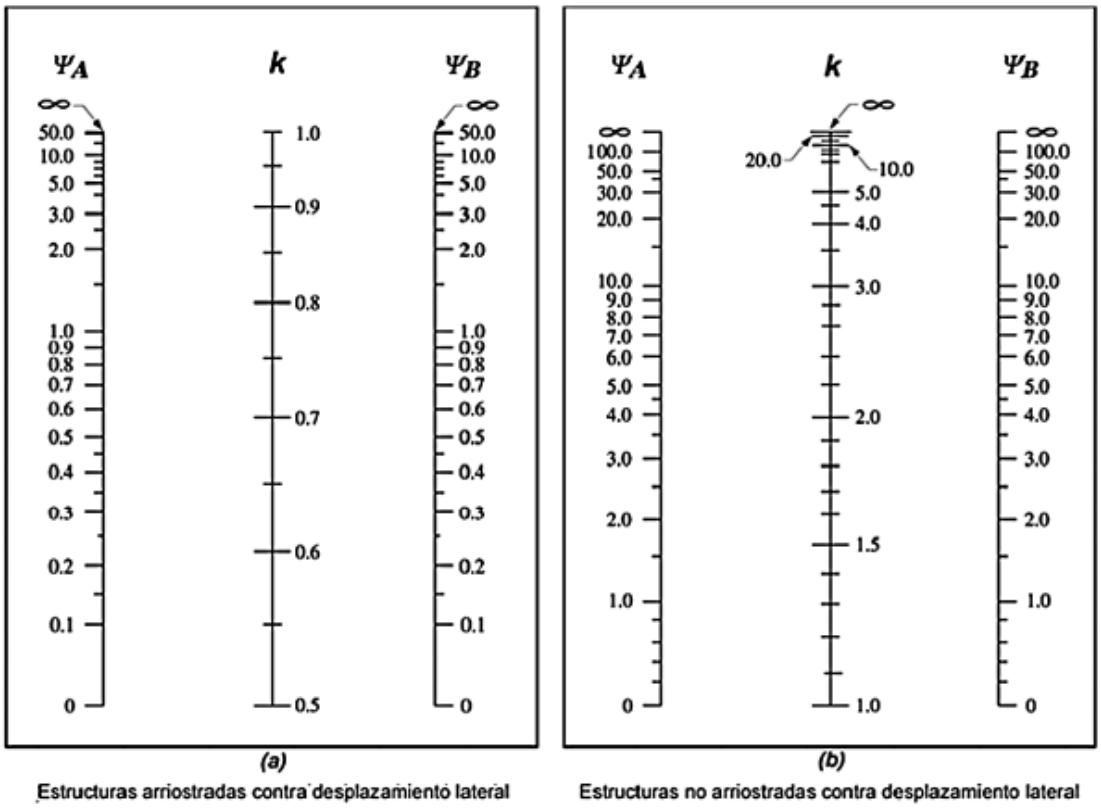
$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 + 12 \cdot \left(\frac{M1}{M2}\right) \qquad y \qquad \frac{k \cdot l_u}{r} \leq 40$$

Donde M1/M2 es negativo si la columna está en curvatura simple y positivo si está en doble curvatura.

M1 y M2= Momentos de los extremos, menor y mayor respectivamente.

Para estimar el factor de longitud efectiva "k" se debe usar los ábacos presentados a continuación:

Figura: 18. factores de longitud efectiva K según Jackson y Moreland



***Fuente**: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.*

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum\left(\frac{E_C \cdot I_C}{l_C}\right)}{\sum\left(\frac{E_C \cdot I_v}{l_v}\right)}$$

Donde:

Ec= Modulo de elasticidad del hormigón

Ic= Inercia de los elementos comprimidos medidos entre centros de apoyos

lc= Longitud de los elementos comprimidos medidos entre centros de apoyos

Ic= Inercia de los elementos flexionados medidos entre centros de apoyos

lv= Longitud de los elementos flexionados medidos entre centros de apoyos

El radio de giro se puede calcular usando:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Ó 0,30 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para columnas rectangulares

Para columnas compuestas, el radio de giro no debe ser mayor de:

$$r = \sqrt{\frac{\left(\frac{E_C \cdot I_g}{5}\right) + E_S \cdot I_{SX}}{\left(\frac{E_C \cdot A_g}{5}\right) + E_S \cdot A_{SX}}}$$

Para calcular Asx y Isx se permite emplear barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de hormigón confinado por el acero estructural.

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{b}$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{l_o}{r}$$

Excentricidad de primer orden:

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

Si se cumplen las comprobaciones de esbeltez, únicamente se debe realizar un diseño de primer orden.

Caso contrario se debe realizar un análisis de segundo orden.

2.8.3.1. Diagrama de interacción

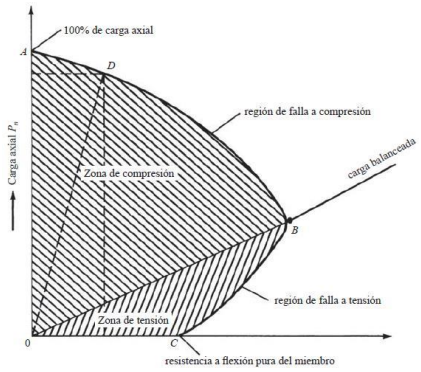
Es un gráfico que muestra la relación entre la carga axial y el momento de flexión en una columna de hormigón armado. Este diagrama se utiliza para evaluar la capacidad y el comportamiento de la columna frente a diferentes combinaciones de carga.

En el diagrama de interacción, el eje horizontal representa el momento de flexión, que es una medida de la capacidad de la columna para resistir cargas que generan momentos de torsión.

El eje vertical representa la carga axial, que es la carga vertical que actúa a lo largo del eje longitudinal de la columna.

El diagrama de interacción se construye trazando curvas que representan diferentes niveles de carga axial y momentos de flexión. Estas curvas se basan en el análisis de la sección transversal de la columna y las propiedades del material utilizado, como la resistencia del hormigón y el acero de refuerzo.

Figura: 19. Diagrama de interacción de columna



Fuente: *Hormigón Armado, McCormac.*

Los puntos significativos en un diagrama de interacción son:

- Compresión pura (M= 0)
- Condición balanceada Pb, Mb
- Flexión pura (Pn = 0)
- Tracción pura (Mn=0)

2.8.3.2. Límites de diseño

La mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser b ≥ 200 mm y el diámetro de la armadura principal a utilizar debe ser db ≥ 12 mm.

Para estructuras de hasta dos plantas se permite usar columnas de b ≥ 150 mm siempre y cuando se tenga un cálculo estructural.

2.8.3.3. Cálculo de fuerza axial mayorada

Para elementos no pretensados y compuestos de acero y hormigón:

$$P_O = 0.85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_{st}) + fy \cdot A_{st}$$

Donde:

Po= Resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero

Ast = Área total de la armadura longitudinal

Se debe cumplir que:

$$P_n \leq P_{nmax}$$

Pnmax se debe calcular con la siguiente tabla:

Tabla 23. Resistencia axial máxima

Elemento	**Armadura transversal**	**Pn, max**	
No pretensado	Estribos que cumplan con 22,4,2,4	0,80 P0	(a)
Pretensado		0,85 P0	(b)

Elemento	Armadura transversal	Pn, max	
	Espirales que cumplen con 22,4,2,5		
Columnas compuestas de acero y hormigón que cumplan con el capitulo10	Estribos	0,80 P0	(c)
	Espirales	0,85 P0	(d)
	Todos	0,85 P0	(e)

***Fuente**: NB 1225001. Artículo 22.4.2.1.*

De la tabla anterior para estribos:

$$P_{nmax} = 0.80 \cdot P_o$$

Donde:

Pnmax= Resistencia máxima axial a compresión

Pn= Resistencia nominal axial a compresión

Finalmente se debe cumplir:

$$\emptyset \cdot P_{nmax} \geq Pu$$

Límites de refuerzo

El área de armadura longitudinal para elementos a compresión no compuestos debe cumplir

con:

$$0.006 \cdot \mathrm{A_g} \leq \mathrm{A'_s} \leq 0.08 \cdot \mathrm{A_g}$$

Si se producen tensiones excesivas en las armaduras, el límite mínimo será: 0,01 Ag.

Si la estructura está sometida a acción sísmica, se debe cumplir:

$$0.01 \cdot \mathrm{A_g} \leq \mathrm{A'_s} \leq 0.08 \cdot \mathrm{A_g}$$

El espaciamiento mínimo libre entre barras deber ser:

$$S_{min} \leq \begin{cases} 40\ \text{mm} \\ 1.5 \cdot d_b \\ \frac{4}{3} \cdot d_{agg} \end{cases}$$

2.8.3.4. Diseño a cortante

El diseño a cortante de las columnas se realiza de la misma manera que para losas reticulares, debido a que el análisis es el mismo. El diseño ya fue expuesto anteriormente sin embargo existen algunos criterios específicos para columnas que se presentan a continuación:

Los estribos de columnas deben tener un espaciamiento:

Espaciamiento mínimo libre:

$$S_{min} \leq \frac{4}{3} \cdot d_{agg}$$

Espaciamiento máximo centro a centro:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 12 \cdot d_b \\ 36 \cdot d_{be} \\ b\ o\ d \end{cases}$$

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

$$d_{be} \geq \begin{cases} 6\ mm \\ 0.25 \cdot d_b \end{cases}$$

2.8.4. Estructuras complementarias (Escaleras)

2.8.4.1. Escaleras de hormigón armado

Un sistema de escaleras se define como una parte integral de una estructura que conecta diferentes niveles dentro de la misma estructura mediante planos horizontales llamados peldaños. Estos peldaños están formados por una parte vertical llamada contrahuella y el ancho medido en planta, conocido como huella, entre dos contrahuellas sucesivas.

Los principales elementos de una escalera son los siguientes:

a) Contrahuella: Es la parte vertical del fondo del peldaño.
b) Huella: Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.
c) Rellano: Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos.
d) Línea de huella: Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.
e) Proyectura: El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.
f) Ámbito: Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.
g) Tiro: Es una sucesión continua de peldaños.
h) Calabazada: Es la altura libre comprendida entre la huella de un peldaño y el techo del tiro de encima.

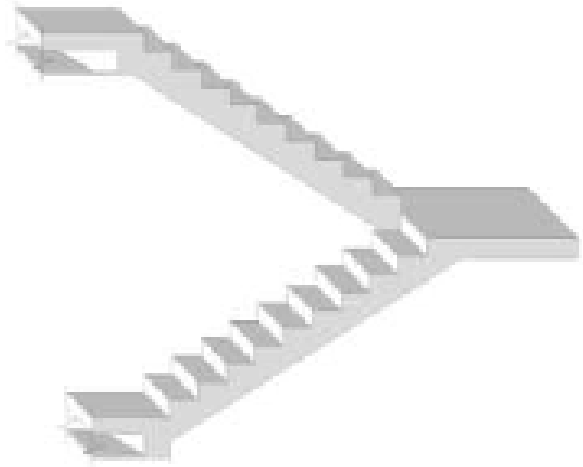
Las escaleras más comúnmente utilizadas son aquellas cuya estructura se basa en losas de hormigón armado apoyadas en sus extremos y escalonadas para facilitar la movilización.

Para este proyecto, se utilizó un tipo de escalera autoportante que consiste en dos tramos de losas de hormigón escalonadas y colocadas en sentido contrario, con un descanso libre entre ambos tramos. Para el diseño de esta escalera, se considera cada tramo como una viga sometida a esfuerzos de flexión y compresión. El descanso de la escalera se trata como un

apoyo articulado para aliviar los esfuerzos de torsión. Se coloca una viga plana que conecta los tramos y el descanso para aumentar la rigidez de la escalera.

Para el cálculo de la escalera autoportante, se puede suponer que la escalera funciona como un pórtico con un momento en el descanso intermedio, transferido entre las ramas mediante una torsión desarrollada a través del descanso.

Figura: 20. Escalera de dos tramos



***Fuente**: Elaboración propia*

Recomendaciones de la guía boliviana de construcción de edificaciones:

- Las edificaciones tendrán escaleras con un ancho mínimo de 1.20 metros.
- El ancho de los descansos deberá ser cuando menos, igual al ancho mínimo de la escalera.
- En las escaleras, la huella será como mínimo de 28 centímetros y la contrahuella como máximo de 18 centímetros, debiendo ser todas iguales en cada tramo.
- Las escaleras tal como recomienda la norma técnica, tendrán un máximo de 14 peldaños entre descansos.
- La altura mínima de los barandales, cuando sean necesarios, será de 0.90 metros, medidos a partir del escalón y se construirán de manera que impidan el paso de niños a través de ellos.

2.8.4.2. Dimensionamiento

Altura mínima

La altura mínima de la rampa de la escalera debe cumplir con:

Tabla 24. Espesor mínimo de losas en una dirección

Condición de apoyo	h mínimo (1)
Simplemente apoyada	ℓ/20
Un extremo continuo	ℓ/24
Ambos extremos continuos	ℓ/28
En voladizo	ℓ/10

Fuente: *NB 1225001. Artículo 7.3.1.1.*

2.8.4.3. Diseño a flexión

El diseño de la escalera a flexión se realiza de la misma manera que para vigas debido a que el análisis es el mismo.

2.8.4.4. Refuerzo por retracción y temperatura

Se requiere armadura de retracción y temperatura perpendicular a la armadura principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño.

La cuantía mínima de la armadura debe cumplir con:

Tabla 25. Cuantías mínimas de armadura corrugada de retracción y temperatura

Tipo de armadura	f_y,Mpa	Cuantía mínima de armadura	
Barras corrugadas	< 420	0,002	
Barras corrugadas o, armaduras de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y}$
			0,0014

Fuente: *NB 1225001. Artículo 274.4.3.2.*

El espaciamiento máximo de la armadura debe ser el menor entre 5h y 450 mm.

2.8.4.5. Diseño a cortante

El diseño a cortante de la escalera se realiza de la misma manera que para vigas, debido a que el análisis es el mismo.

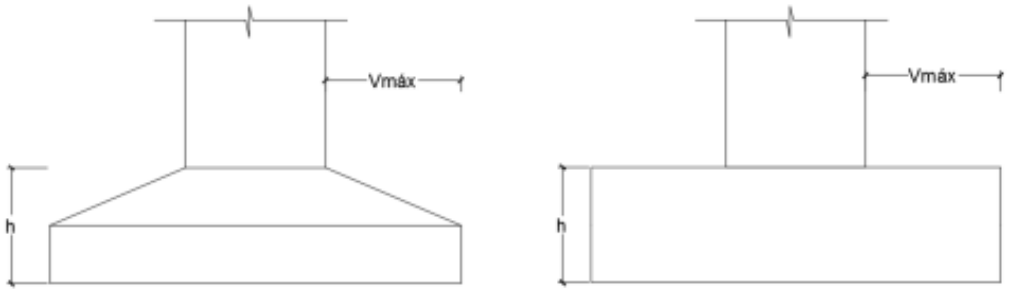
2.8.5. Fundaciones

Las fundaciones o cimentaciones de la estructura están en función principalmente del tipo de suelo de fundación el cual según los análisis de campo en tanto como los de laboratorio hacen conocer qué se trata de un suelo arcilloso por lo tanto se establece que el tipo de fundación apropiada tanto técnico como económicamente es zapatas aisladas y zapatas arriostradas como se observa en las siguientes figuras.

2.8.5.1. Clasificación de las cimentaciones

Los trabados y zapatas de cimentación pueden clasificarse en rígidos y flexibles.

Figura: 21. Clasificación de zapatas



***Fuente**: Elaboración Propia*

$V \leq 2 \cdot h$ se trata de una zapata rígida

$V \geq 2 \cdot h$ se trata de una zapata flexible

Donde:

V= Vuelo de la zapata

2.8.5.2. Cimentaciones rígidas

Dentro del grupo de cimentaciones rígidas encuentran: Los encepados o trabados cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es menor que 2h. Las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es menor que 2h. Los pozos de cimentación. Los elementos masivos de cimentación: contrapesos, muros masivos de gravedad. En las cimentaciones de tipo rígido, la distribución de deformaciones es no lineal a nivel de sección y por tanto, el método general de análisis más adecuado es el de bielas y tirantes. En este tipo de elementos para el cálculo de las tensiones en el suelo o de las reacciones en los pilotes, se puede considerar en general, que el elemento de cimentación se comporta como un sólido rígido sometido a los esfuerzos transmitidos por el soporte y a las tensiones resultantes del suelo o reacciones en los pilotes.

2.8.5.3. Cimentaciones flexibles

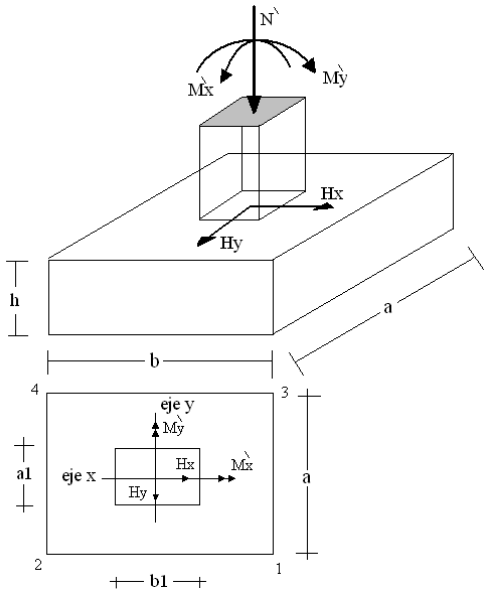
Dentro del grupo de cimentaciones flexibles se encuentran: -Los encepados cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que 2h. - Las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que 2h. -Las losas de cimentación. En las cimentaciones de tipo flexible la distribución de deformaciones a nivel de sección puede considerarse lineal y es de aplicación la teoría general de flexión.

En este tipo de cimentaciones, los esfuerzos de cimentación y la respuesta del suelo de fundación dependen de la flexibilidad relativa de la cimentación y el suelo; para su evaluación deberá un modelo de interacción suelo-cimiento adecuado.

2.8.5.4. Zapatas aisladas

Son las que transmiten la carga de una sola columna al suelo. Este tipo de zapatas puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que la carga es pequeña como edificaciones menores a cinco plantas y/o a suelo que tenga buena resistencia. Constituyen el tipo más usual por razones de economía, estas zapatas pueden ser céntricas o excéntricas dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes.

Figura: 22. Solicitaciones presentes en una zapata aislada



***Fuente**: Elaboración propia*

Una vez definidos todos nuestros datos, se procede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

1) Determinar el peso total "N" que soportará la zapata

Primeramente, aproximamos el peso de la zapata como el 0,05 del peso total "N" que llega a la zapata, entonces el peso total "Nt" (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

Nt = 1,05 Kg.

2) Determinar las dimensiones "a" y "b" de la base de la zapata.

La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

$$\sigma_t = \frac{N}{A}$$

Se escoge un área "A" mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de "a" y "b" tal que: A = a.b

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas.

3) Escogidos los valores de “a” y “b”, se calcula el esfuerzo máximo “ σ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6Mx}{a \cdot b^2} \pm \frac{6My}{b \cdot a^2}$$

En esta etapa hay que verificar que: $\sigma_{adm} > \sigma$ máx.

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad

4) Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata

Primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f`_c}{\gamma_c} \qquad f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} \qquad f_{vd} = 0{,}5\sqrt[2]{f_{cd}}$$

Donde:

f_{cd}= Resistencia de diseño del hormigón

$f`_c$= Resistencia característica del hormigón

γ_c= Coeficiente de seguridad para el hormigón (1,5).

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la fórmula:

$$\gamma_f = 1{,}6 \qquad k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t}$$

$f`_c$= Mpa

γ_f= Coeficiente que normalmente vale 1,6

σ_t= Mpa

Con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4}$$

Luego se procede a definir el valor de "c" para el recubrimiento (5cm), con los valores anteriores se tiene: $h = d + c$

5) Se determina la carga real "N" que actuará en la zapata

6) Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata

$$N_{real} = N_T \cdot PP_{Zapata} \quad \therefore \quad PP_{Zapata} = \gamma_{H°A°} \cdot Volumen$$

7) Cálculo de los momentos corregidos

Como existen fuerzas cortantes (Hx y Hy) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_y = M'_y + h \cdot Q_y$$

$$M_x = M'_x + h \cdot Q_x$$

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.

8) Cálculo de los esfuerzos en la zapata

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6Mx}{a \cdot b^2} \pm \frac{6My}{b \cdot a^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los esfuerzos debidos a flexo- compresión están dados por las anteriores ecuaciones En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección. Luego se debe de verificar:

$$\sigma_{1,2,3,4} \leq \sigma_{adm}$$

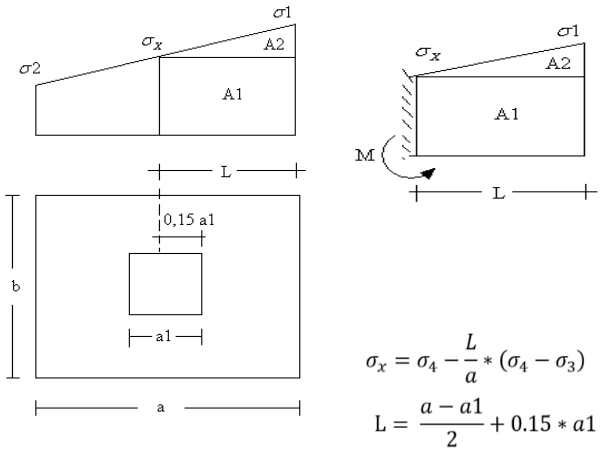
Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

9) Cálculo del momento de diseño**:** Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido, y se halla el momento a una distancia de 0,15 de A1.

Cortante de diseño $V_d = \gamma_f . V . a$

$$\frac{V_d}{0.9 . d . n . \pi . \emptyset} \leq k . \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

Figura: 23. Disposición del momento de diseño



***Fuente**: Elaboración Propia*

2.9. Estrategia para la ejecución del proyecto

Son las que definen la calidad de obra que con que contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones debe consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben de someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de la obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deben adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas.

2.9.1. Precios unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades

definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determina el costo parcial de la misma.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

a) Costo de materiales

b) Costo de mano de obra

c) Desgaste de herramientas y reposición de equipos

d) Gastos generales

e) Utilidad

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representa el costo indirecto, la suma de ambos costó directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionan la utilidad totalidad el precio total del ítem.

Tomando en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 7% y como utilidad es 6%. Para los impuestos se toma un valor del IVA del 14,90 y 4% y un valor de IT del 3,0 9 %.

2.9.2. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se deducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

A modo de referencia la planilla de cómputo métrico se podrá tener la siguiente forma: En todo proyecto se deberán incluir un detallado y completo cómputo métrico, y/o mediciones su caso, tanto de las cantidades de hormigón a utilizarse en la construcción de la estructura como de las excavaciones y rellenos, y de los encofrados, cimbras y demás elementos auxiliares requeridos.

2.9.3. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser determinada, la exactitud de las mismas dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que construyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.9.4. Planeamiento y cronograma

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajado completó pueda terminarse, las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que se quieren tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costos adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación o la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirvan de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación en una obra se realizan antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el mismo, aunque a veces es necesario reprogramar replantear.

Para la planificación y programación de presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica.

La representación se le realiza mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

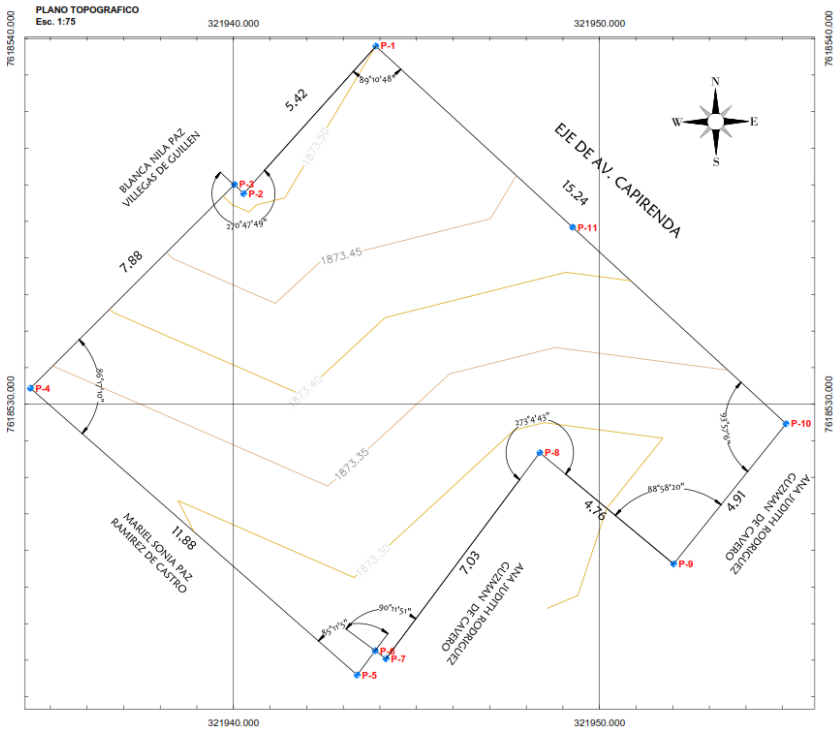
CAPÍTULO 3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Generalidades

En este capítulo se realizará el análisis del estudio topográfico, el análisis del estudio de suelos que fueron proporcionados, se determinará los requisitos dimensionales de la estructura, las cargas actuantes y sus respectivas hipótesis, y los datos necesarios que requiere el programa estructural CYPECAD para así poder determinar el diseño estructural y el dimensionamiento de las piezas de la estructura, se verificará los elementos estructurales más críticos de la estructura y finalmente se realizara las especificaciones técnicas, cómputos métricos, análisis de precios unitarios, cronograma de ejecución y presupuesto de la obra bruta.

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

Figura: 24. Plano topografico y ubicacion



***Fuente**: Elaboración propia*

Figura: 25. Ubicación



***Fuente**: Elaboración propia*

Coordenadas UTM. geoide de ref. WGS_84 Zona 20 Sur

(Coor. de Ref. Est. TAR-04 y Az. RSGMT-010 F.p.c. 0.999697345)

Tabla 26. Coordenadas U.T.M.

PUNTO	NORTE	ESTE	ELEVACION
P-1	7618539,79	321943,89	1873,50
P-2	7618535,76	321940,28	1873,51
P-3	7618536,01	321940,03	1873,51
P-4	7618530,44	321934,46	1873,33
P-5	7618522,60	321943,38	1873,27
P-6	7618523,26	321943,87	1873,26
P-7	7618523,04	321944,17	1873,26
P-8	7618528,67	321948,37	1873,28
P-9	7618525,63	321952,02	1873,32
P-10	7618529,47	321955,10	1873,32
P-11	7618534,84	321949,26	1873,43

***Fuente**: Elaboración Propia*

El terreno cuenta con una superficie de 171.30 m^2 topográfica mente se considera un terreno plano con una pendiente menor al 1 % ya que en lugar de emplazamiento del proyecto se encuentra ubicada en media de otras construcciones. (Véase en el Anexo A.7).

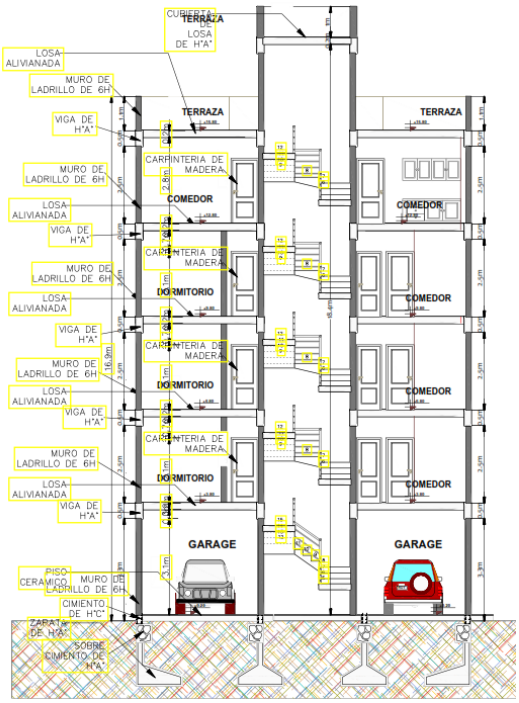
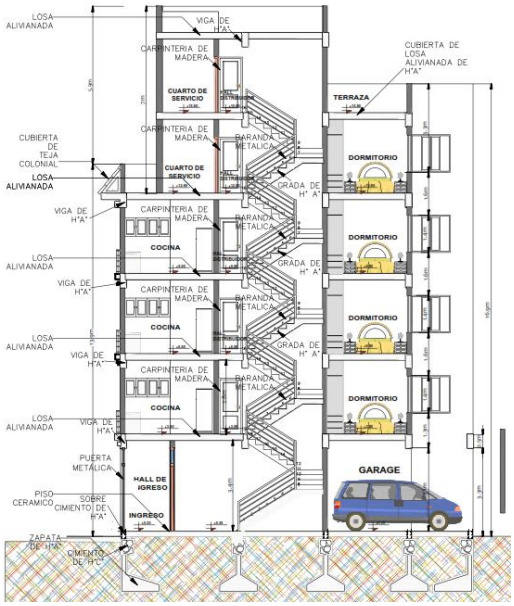
3.3. Análisis del diseño arquitectónico

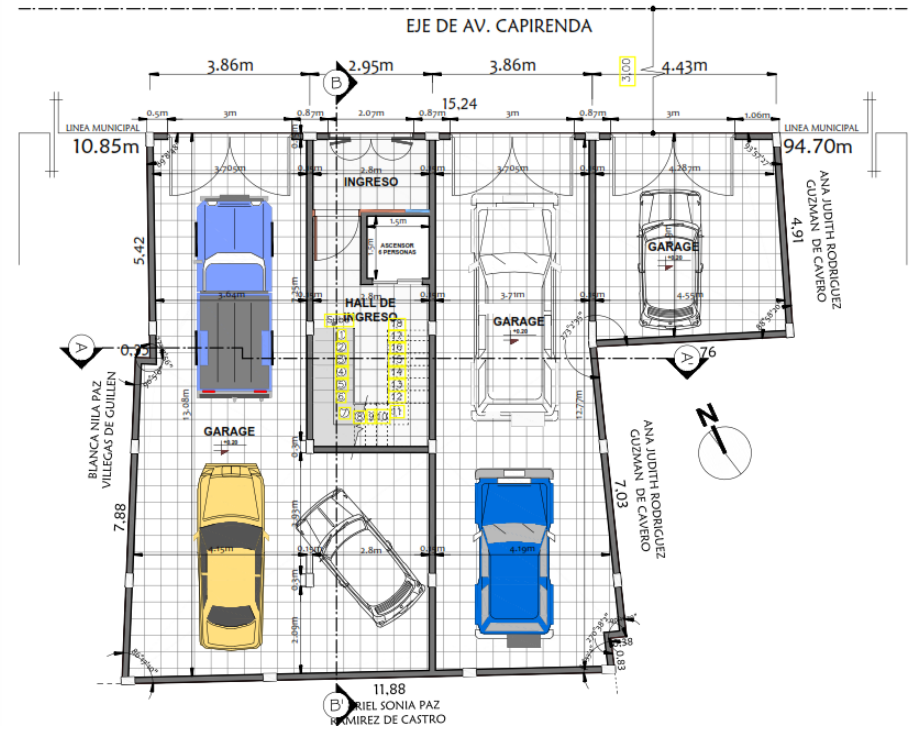
Los planos arquitectónicos que se elaboraron para el diseño de este proyecto fue por el Arquitecto "Elizabeth Mancilla" (Véase en el Anexo A.8).

Figura: 26. Planos arquitectónicos

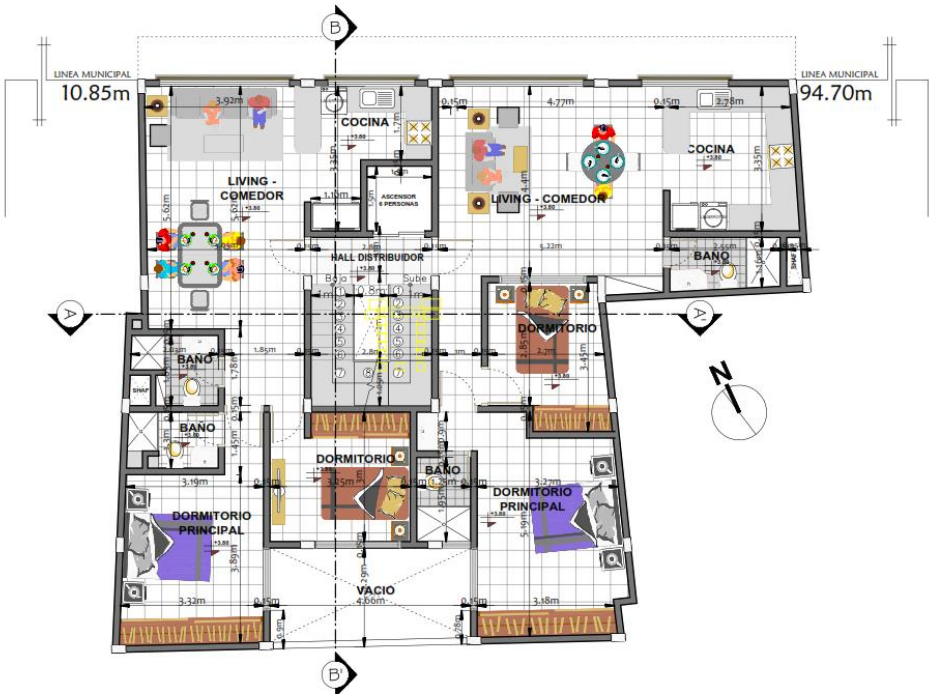
Fachada principal



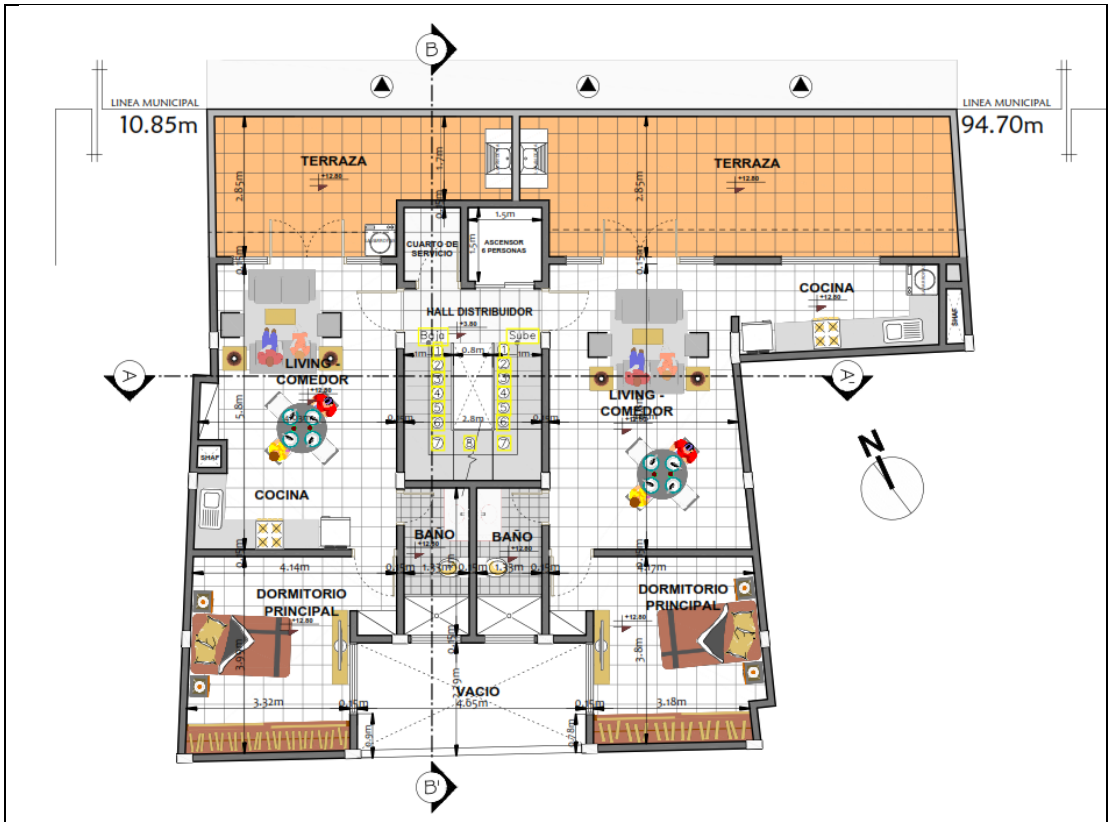
Corte A-A	Corte B-B
	
Planta baja	



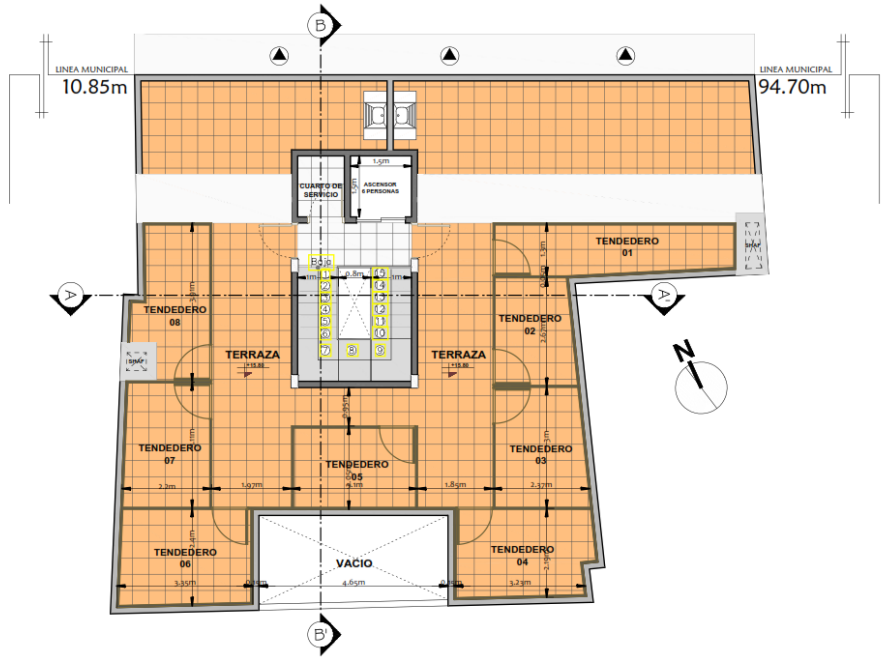
Primer, segundo y tercer piso



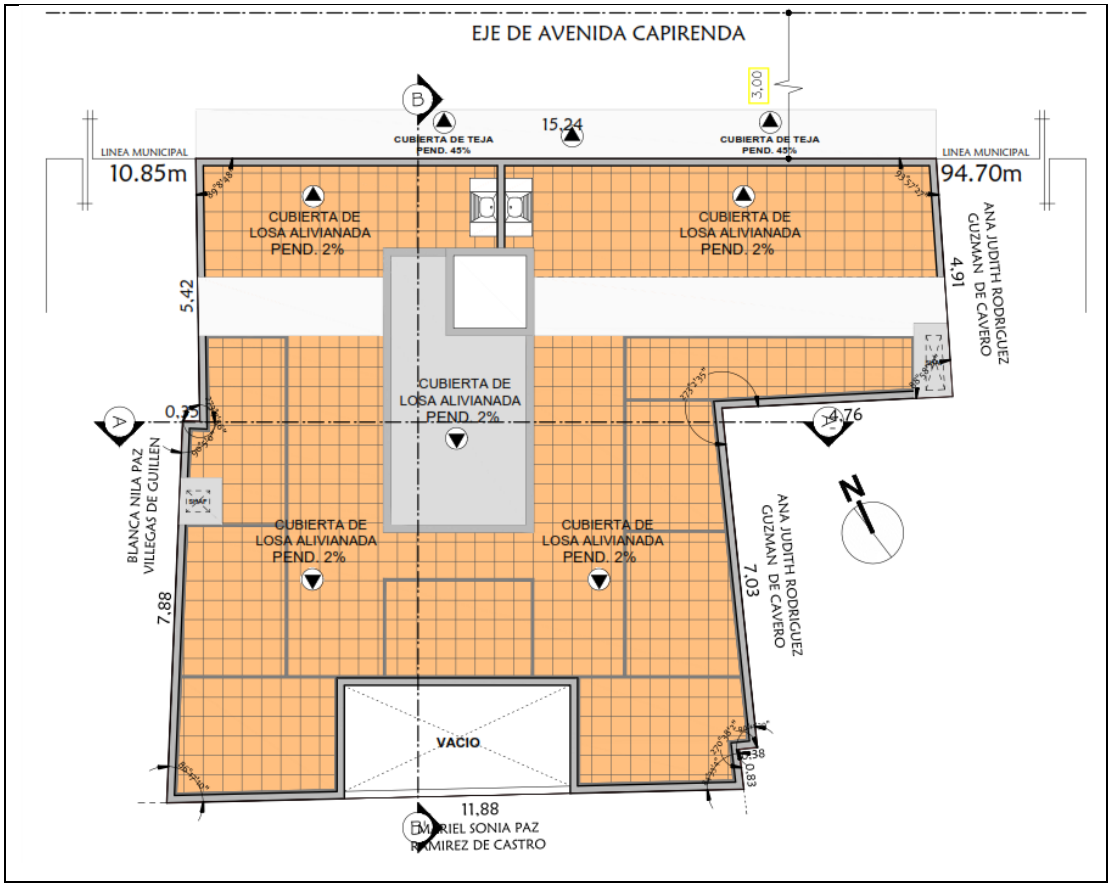
Cuarto piso



Terraza



Cubierta



Fuente: *Elaboración propia*

3.4. Análisis de 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 tres pozos, ubicados en lugares estratégicos del terreno, con profundidades variables.

El estudio de suelos fue elaborado por la empresa Consultora Constructora CEPAS. dando como resultado lo que se indica a continuación en la tabla 9 el estudio resumido para cada pozo de diferentes profundidades.

Figura: 27. Puntos de sondeo para el estudio se suelo



Fuente *:Elaboración propia*

Tabla 27. Características del suelo

Sodeo	Prfundidad		Nª golpes	Capacidad de carga Admisible Kg/cm2	Capacidad de carga admisible Kg/cm2(recomendado)
	mts		Nsp		
S-01	0,00	2,00	48,00	4,63	Resistencia recomendada < 3 kg/cm^2
S-02	0,00	3,00	50,00	5,17	Resistencia recomendada < 3 kg/cm^2
S-03	3,00	4,00	55,00	6,02	Resistencia recomendada < 3 kg/cm^2
S-04	4,00	5,00	R	>3	Resistencia recomendada < 3 kg/cm^2

Fuente*: Estudio de suelos Consultora y Constructora CEPAS*

Descripción del suelo obtenido para el pozo Nª 1

Tipo de suelo: Arena arcillosas, arenas arcillosas, gravas A-2-4, según la clasificación A.A.S.T.H.O.

Profundidad: 2 m

Descripción del suelo obtenido para el pozo N º2

Tipo de suelo: Arena arcillosas, arenas arcillosas, gravas A-2-4, según la clasificación A.A.S.T.H.O.

Capacidad portante del suelo: 3,0 Kgf/cm^2.

Profundidad: 3 m

Descripción del suelo obtenido para el pozo N ^{o}3

Tipo de suelo: Arena arcillosas, arenas arcillosas A-2-6, según la clasificación A.A.S.T.H.O.

Capacidad portante del suelo: 3,0 Kgf/cm^2.

Profundidad: 4 m

Descripción del suelo obtenido para el pozo N ^{o}4

Tipo de suelo: Arena arcillosas, arenas arcillosas A-2-6, según la clasificación A.A.S.T.H.O.

Capacidad portante del suelo: 3,0 Kgf/cm^2.

Profundidad: 4 m

Para el presente proyecto se tomó a una profundidad de 2 metros para nuestro diseño ya que este presenta una buena resistencia a esa profundidad, siendo éste un suelo arcilloso A-2 (6), con una capacidad portante de 3.00 Kgf/cm^2.

(Véase en el Anexo A.1)

3.5. Datos generales del Proyecto

3.5.1. Normativa de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001 – Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS2023

3.5.2. Materiales empleados

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplearon los materiales típicos que conforman el hormigón armado, presentado estos las siguientes características.

Materiales empleados en el hormigón armado

$\gamma H°A°$ = 24 kN/m3 (peso específico del hormigón armado)

$\gamma H°$ =23 kN/m3 (peso específico del hormigón sin armar)

f`c = 21 Mpa (Resistencia especificada a la compresión del hormigón)

fy = 500 Mpa (Resistencia característica del acero en tracción)

Nivel de control en la ejecución El nivel de control en la ejecución de los diferentes elementos de hormigón armado para el proyecto es el control normal.

Capacidad portante del suelo La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto a 2 metros de profundidad σ_{adm}=3.0 kgf/cm^2

3.6. Cargas consideradas en el diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso, a continuación, se muestra las siguientes tablas de resumen de las cargas consideradas en el diseño.

3.6.1. Carga permanente (CM)

- **Para las losas 1, 2, 3 y 4**

Tabla 28. Cargas consideradas

N°	Cargas Consideradas	Unidad	Cantidad (CM)
1	Carpeta de nivelación	N/m^2	920
2	Mortero cerámico	N/m^2	185
3	P. revestimiento cerámico	N/m^2	180
4	Acabado techo estuco	N/m^2	312.5
Carga Permanente (CM)		N/m^2	1597.5
Por seguridad se adoptó:		CM=1600 N/m^2	

***Fuente**: Elaboración propia*

- **Para la losa 5**

Tabla 29. Cargas consideradas

N°	Cargas Consideradas	Unidad	Cantidad (CM)
1	Carpeta de nivelación	N/m^2	1150
2	Mortero cerámico	N/m^2	185
3	P. revestimiento cerámico	N/m^2	180

N°	Cargas Consideradas	Unidad	Cantidad (CM)
4	Acabado techo estuco	N/m^2	312,5
Carga permanente (CM)		N/m^2	1827,5
Por seguridad se adoptó:		CM=1850 N/m^2	

Fuente: *Elaboración Propia*

Tabla 30. Cargas consideradas muro exterior

N°	Cargas consideradas muros exterior	Unidad	Cantidad (CM)
1	Muro de ladrillo planta baja mortero+ estuco	N/m	4619,3
2	Muro de ladrillo L1, L2, L3 y L4 (losa) mortero+ estuco	N/m	4313,4
3	Muro de ladrillo (parapeto) L5 mortero	N/m	1957,8
	Cargas consideradas muros interior		
4	Muro exterior de ladrillo planta baja estuco	N/m	4242
5	Muro exterior de Ladrillo L1, L2, L3 y L4 estuco	N/m	3976,9
6	Barandado	N/m	300

Fuente*: Elaboración Propia*

3.6.2. Sobre carga de diseño (CV)

Tabla 31. Sobre carga de uso (Cargas NB1225002-2)

N°	Sobrecarga de Usos para Vivienda	Unidad	Cantidad (L)
1	Azoteas inaccesibles	KN/m^2	1
2	Habitaciones	KN/m^2	2

N°	Sobrecarga de Usos para Vivienda	Unidad	Cantidad (L)
3	Baños	KN/m^2	2
4	Cocinas	KN/m^2	2
5	Lavaderos (5)	KN/m^2	2
6	Sala comedor	KN/m^2	3
7	Balcones	KN/m^2	3
8	Escalera y vías de salida	KN/m^2	3
9	Azoteas accesibles privadamente	KN/m^2	3
10	Tanque de almacenamiento con capacidad de 650 L	KN/m^2	3
11	Carga de granizo	KN/m^2	1

Fuente: *Elaboración Propia*

3.6.3. Carga de viento

El viento forma parte del conjunto de acciones horizontales que pueden actuar sobre una edificación, este puede actuar en cualquier dirección, pero en las estructuras casi siempre se lo analiza actuando en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos. Se optará por usar la normativa NB 1225003-1 para la comparación del cálculo manual con el cálculo del software Cypecad.

3.6.3.1. Cálculo de la carga del viento

Método de cálculo: Procedimiento analítico (NB 1225003-1)

Datos generales

Se considera acción de viento en dirección X

Se considera acción de viento en dirección Y

3.6.3.2. Velocidad básica del viento

La elección de la velocidad básica del viento se extrajo de datos otorgados por APNB 1225003

Tabla 32. Velocidades básicas del viento en la ciudad de Tarija

Nº	Estación	Departamento	V (m/seg)
3	Aguaraycito	Tarija	18,5
14	Bermejo, Aeropuerto	Tarija	50,2
19	Campanario	Tarija	30,49
20	Cañas	Tarija	26,41
21	Capinota	Tarija	16,97
35	Chocloca	Tarija	14,32
42	Coimata	Tarija	22,1
58	El Tejar Tarija	Tarija	12,2
59	Entre Ríos Tarija	Tarija	41,6
67	Juntas	Tarija	21,4
96	San Andres	Tarija	30,62
118	Tarija Aeropuerto	Tarija	21,08
126	Yacuiba Aeropuerto	Tarija	18,76
127	Yesera Norte	Tarija	14,7

***Fuente**: Norma Boliviana NB-1225003-1.*

La velocidad de diseño adoptado para el proyecto es el máximo histórico registrado en la ciudad de Tarija provincia Cercado.

$$V = 21{,}08\,\frac{m}{s}$$

3.6.3.3. Categoría de uso

Categoría II

3.6.3.4. Tipo de estructura

Dirección X: C

Dirección Y: C

3.6.3.5. Categoría del terreno

Categoría B

Orografía del terreno

Dirección X: Llano

Dirección Y: Llano

3.6.3.6. Anchos de banda

Planta	Ancho X (m)	Ancho Y (m)
Cubierta	15,24	12,80
Terraza	15,24	12,80
Cuarto piso	15,24	12,80
Tercer piso	15,24	12,80
Segundo piso	15,24	12,80
Primer piso	15,24	12,80
Planta baja	15,24	12,80

3.6.3.7. Coeficientes aplicados a la acción de viento

+X:1,00 -X:1,00

+Y:1,00 -Y:1,00

3.6.3.8. Presión dinámica:

La presión dinámica q_z, evaluada a la altura z, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0{,}613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot I \cdot V^2$$

Donde:

$K_{zt} = 1{,}00$ Factor topográfico

$K_d = 0{,}85$ Factor de direccionalidad

$K_z = 1{,}00$ Coeficiente de exposición

$I = 1{,}00$ Factor de importancia

$V = 21{,}08 \frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}$ Velocidad básica del viento

3.6.3.9. Factor de exposición

Constate de exposición del terreno

$\alpha = 7{,}0$ $Z_g = 366\ m$ $h = 18{,}8\ m$

$$Z_{pared} = \begin{vmatrix} 18{,}80 \\ 15{,}80 \\ 12{,}80 \\ 9{,}80 \\ 6{,}80 \\ 3{,}80 \\ 0{,}20 \end{vmatrix} m \qquad K_z = 2{,}01 \cdot (\frac{h}{Z_g})^{\frac{2}{\alpha}} = 0{,}861$$

$$K_Z = 2{,}01 \cdot (\frac{Z_{pared}}{Z_g})^{\frac{2}{\alpha}} = \begin{vmatrix} 0{,}861 \\ 0{,}840 \\ 0{,}796 \\ 0{,}744 \\ 0{,}681 \\ 0{,}599 \\ 0{,}589 \end{vmatrix}$$

Planta	K_Z
Cubierta	0,861
Terraza	0,840
Cuarto piso	0,796
Tercer piso	0,744
Segundo piso	0,681
Primer piso	0,599

3.6.3.10. Factor Topográfico

K_{zt}: Factor topográfico

K_{zt}=1

3.6.3.11. Presión dinámica por planta

$$q_z = 0{,}613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot I \cdot V^2$$

$$q_z = 0{,}613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot I \cdot V^2 = \begin{vmatrix} 0{,}20 \\ 0{,}19 \\ 0{,}18 \\ 0{,}17 \\ 0{,}16 \\ 0{,}14 \end{vmatrix} \frac{kN}{m^2}$$

Planta	**Kz**
Cubierta	0,20
Terraza	0,19
Cuarto piso	0,18
Tercer piso	0,17
Segundo piso	0,16
Primer piso	0,14

3.6.3.12. Presión de diseño

Las presiones de diseño para el sistema principal resistente a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = \left(q_Z \cdot C_{p,bv} - q_h \cdot C_{p,sv}\right) \cdot G$$

Donde:

q_z: Presión dinámica evaluada a la altura z
q_h: Presión dinámica evaluada a la altura h
$C_{p,bv}$: Coeficiente de presión a barlovento
$C_{p,\,sv}$: Coeficiente de presión a sotavento
G: Factor de efecto de ráfaga

3.6.3.13. Coeficientes de presión

Dirección X

$C_{p,\,bv}$=0,80 Coeficiente de presión a barlovento

$C_{p,\,sv}$=-0,46 Coeficiente de presión a sotavento

L=15,24 Dimensión horizontal del edificio medida paralelamente a la dirección del viento

B=12,80 Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento

L/B=1,19 Relación

Dirección Y

$C_{p,\,bv}$=0,80 Coeficiente de presión a barlovento

$C_{p,\,sv}$=-0,50 Coeficiente de presión a sotavento

L=12,80 Dimensión horizontal del edificio medida paralelamente a la dirección del viento

B=15,24 Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento

L/B=0,84 Relación

3.6.3.14. Factor de efecto de ráfaga

Factor de efecto de ráfaga para estructura rígida

$$G = 0{,}925\left(\frac{1 + 1{,}7 \cdot g_Q \cdot I_Z \cdot Q}{1 + 1{,}7 \cdot g_V \cdot I_Z}\right) = 0{,}85$$

I_z: Intensidad de la turbulencia a la altura z

$$I_Z = c \cdot \left(\frac{10}{\bar{Z}}\right)^{1/6} = 0{,}29$$

$\bar{Z}$: Altura equivalente de la estructura

$$\bar{Z} = MAX(0{,}6 \cdot h \text{ ó } z_{min}) = 11{,}28$$

h: Altura media de la cubierta del edificio h=18,80 m

$z_{mín}$: Constante de exposición $z_{mín}$=9,20 m

c: Factor de intensidad de la turbulencia c=0,30

g_Q: Factor de pico para la respuesta base g_Q=3,4

gv: Factor de pico para la respuesta al viento g_v=3,4

Respuesta base

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0{,}63 \cdot \left(\frac{B+h}{L_Z}\right)^{\epsilon}}} = 0{,}88$$

B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento

h: Altura media de la cubierta del edificio

L_z: Escala de longitud integral de turbulencia

$$L_Z = \ell \cdot \left(\frac{\bar{Z}}{10}\right)^{\epsilon} = 102{,}01$$

ℓ: Factor de escala de longitud integral $\ell = 98{,}0$

ϵ: Exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral

$\epsilon = 0.33$

3.6.3.15. Presión de diseño por planta

$$\mathrm{p} = \left(\mathrm{q_Z} \cdot \mathrm{C_{p,bv}} - \mathrm{q_h} \cdot \mathrm{C_{p,sv}}\right) \cdot \mathrm{G} = \begin{bmatrix} 0{,}5 \\ 0{,}5 \\ 0{,}5 \\ 0{,}5 \\ 0{,}5 \\ 0{,}5 \end{bmatrix} \mathrm{kN/m^2}$$

3.6.3.16. Cargas de viento por planta

Las cargas de viento para el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$F_i = (p_i \cdot A_i) \cdot c$$

Donde

F_i: Carga de viento que actúa en la planta 'i'

p_i: Presión de diseño en la planta 'i'

A_i: Área de la planta 'i' sobre la que actúa la presión de diseño del viento

$$A_i = b_i \cdot h_i$$

b_i: Anchura de banda de la planta 'i' perpendicular a la dirección de análisis

h_i: Altura de la planta 'i'

Tabla 33. Cálculo manual de la carga de viento en X

Planta	p (kN/m^2)	b (m)	h (m)	Viento X (kN)
Cubierta	0,5	12,80	1,50	9,60
Terraza	0,5	12,80	3,00	19,20
Cuarto piso	0,5	12,80	3,00	19,20
Tercer piso	0,5	12,80	3,00	19,20
Segundo piso	0,5	12,80	3,00	19,20
Primer piso	0,5	12,80	3,00	21,12

Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 34. Cálculo manual de la carga de viento en Y

Planta	p (kN/m^2)	b (m)	h (m)	Viento Y (kN)
Cubierta	0,5	15,24	1,50	11,43
Terraza	0,5	15,24	3,00	22,86
Cuarto piso	0,5	15,24	3,00	22,86
Tercer piso	0,5	15,24	3,00	22,86
Segundo piso	0,5	15,24	3,00	22,86
Primer piso	0,5	15,24	3,00	25,15

Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 35. Calculo manual de la carga de viento en -X

Planta	p (kN/m^2)	b (m)	h (m)	Viento Y (kN)
Cubierta	0,50	12,80	1,50	-9,60
Terraza	0,50	12,80	3,00	-19,20
Cuarto piso	0,50	12,80	3,00	-19,20
Tercer piso	0,50	12,80	3,00	-19,20
Segundo piso	0,50	12,80	3,00	-19,20
Primer piso	0,50	12,80	3,00	-21,12

Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 36. Calculo manual de la carga de viento en –Y

Planta	p (kg/m^2)	b (m)	h (m)	Viento Y (Kg)
Cubierta	0,5	15,24	1,50	-11,43
Terraza	0,5	15,24	3,00	-22,86
Cuarto piso	0,5	15,24	3,00	-22,86
Tercer piso	0,5	15,24	3,00	-22,86
Segundo piso	0,5	15,24	3,00	-22,86
Primer piso	0,5	15,24	3,00	-25,15

Fuente: *Elaboración propia*

3.6.4. Carga Sísmica

3.6.4.1. Espectro de respuesta NBDS2023

Datos generales

Ubicación: Tarija

Tipo de estructura: II

III – Tipo II:

Edificaciones habituales, tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos, galpones, almacenes e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

Tipo de suelo: suelo rígido S3

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Efecto de topografía: τ =1

3.6.4.2. Coeficiente de sitio F_a y F_v

Aceleración máxima del terreno

Nº	Población Ciudad Capital	Departamento	% Ac. Max (475 años)	% Ac. Max (2475 años)
1	Santísima Trinidad	Beni	3.57	11.40
2	Sucre	Chuquisaca	20.94	34.86
3	Cochabamba	Cochabamba	22.40	37.09
4	Nuestra Señora de La Paz	La Paz	13.33	23.69
5	Oruro	Oruro	14.92	25.44
6	Cobija	Pando	2.79	10.88
7	Potosí	Potosí	13.39	23.52
8	Santa Cruz de la Sierra	Santa Cruz	19.99	33.59
9	Tarija	Tarija	8.93	17.12

S_o=0.08930

Coeficiente de periodo corto (tabla 3)

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	0.133	0.200	0.267	0.333	> 0.400
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

F_a=1.53

Coeficiente de periodo largo (tabla 4)

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.053	0.107	0.160	0.213	0.267	> 0.320
S0	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.2	1.3	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.0	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	3.5	3.0	2.8	2.4	2.4	2.4

F_v=2.00

3.6.4.3. Categoría de diseño sísmico (CDS)

Categoría de diseño sísmico según F_a (tabla 6)

$F_a \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_0 < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_0 < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_0 < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_0$	C, D	D

$$F_a \cdot S_o = 0.101$$

$$SDC_{F_a} = \text{B}$$

Categoría de diseño sísmico según F_v (tabla 7)

$F_v \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_0 < 0.054$	A	A
$0.054 \leq F_v \cdot S_0 < 0.106$	B	C
$0.106 \leq F_v \cdot S_0 < 0.160$	B, C	D
$0.160 \leq F_v \cdot S_0$	C, D	D

$$F_v \cdot S_o = 0.142$$

$$SDC_{F_v} = \text{B}$$

3.6.4.4. Coeficiente de reducción R, amplificación Cd y deriva máxima Δ

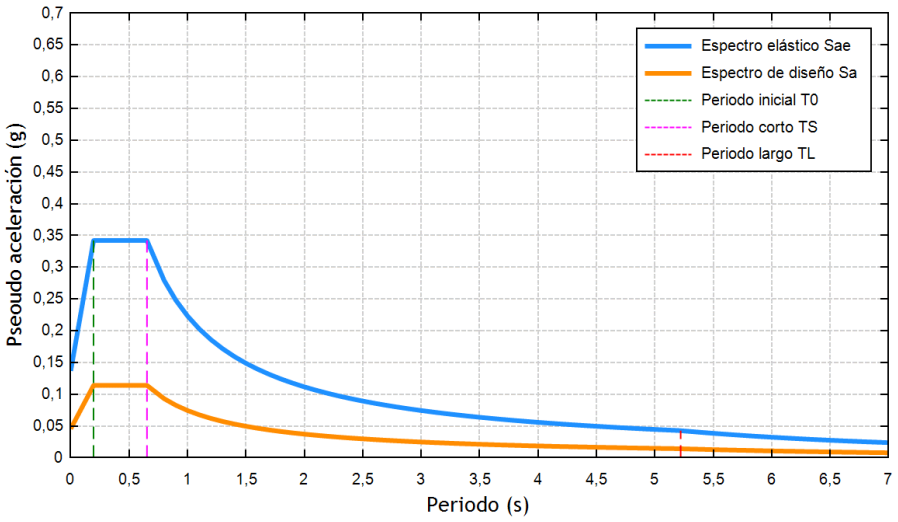
Coeficientes dirección X R_x=3 C_{dx}=2.5 Δ_x=0.01

Coeficientes dirección Y R_x=3 C_{dy}=2.5 Δ_y=0.01

3.6.4.5. Espectro de respuesta

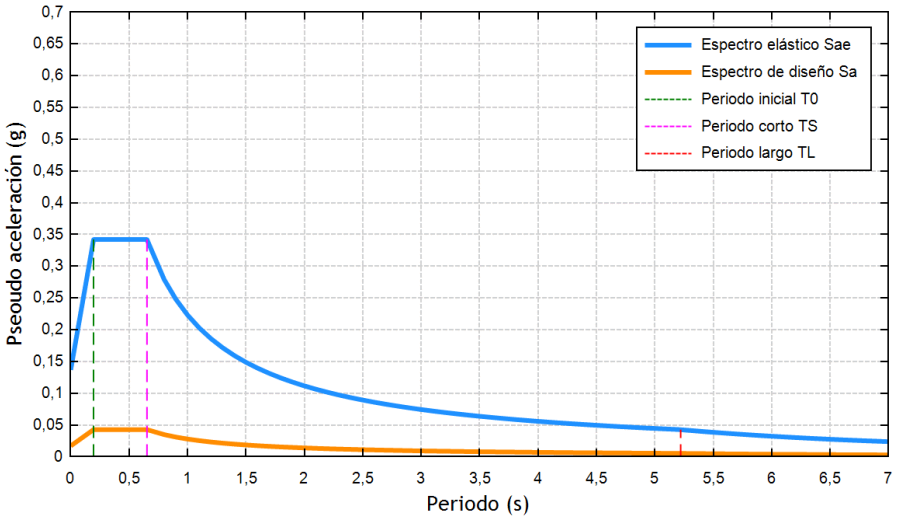
Factor de importancia	Ie=1.00	
Periodo inicial	$T_O = 0.15 \cdot \frac{F_v}{F_a} = 0.1958$	
Periodo corto	$T_S = 0.5 \cdot \frac{F_v}{F_a} = 0.6526$	
Periodo largo	$T_L = 4 \cdot \frac{F_v}{F_a} = 5.220$	
Coeficientes espectrales X	$\frac{I_e \cdot \tau}{R_x} = 0.333$	$\frac{C_{dX}}{I_e} = 2.5$
Coeficientes espectrales Y	$\frac{I_e \cdot \tau}{R_Y} = 0.333$	$\frac{C_{dY}}{I_e} = 2.5$

Figura: 28. Espectro de respuesta NBDS2023 dirección X



Fuente: *Elaboración Propia*

Figura: 29. Espectro de respuesta NBDS2023 direccion Y

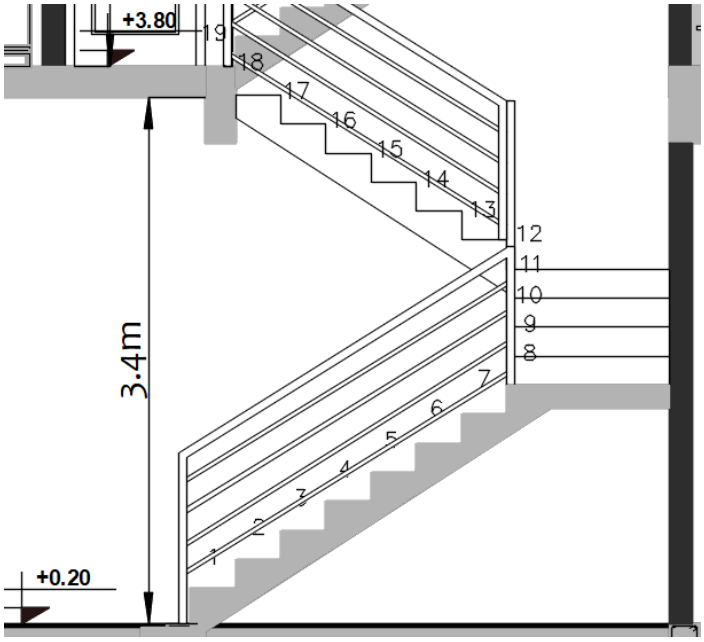


Fuente: *Elaboración Propia*

3.7. Dimensionamiento de las escaleras

Según el plano arquitectónico el tipo de escalera que va tener la estructura será una escalera de dos tiros rectos con un descanso.

Figura: 30. Tipo de escalera



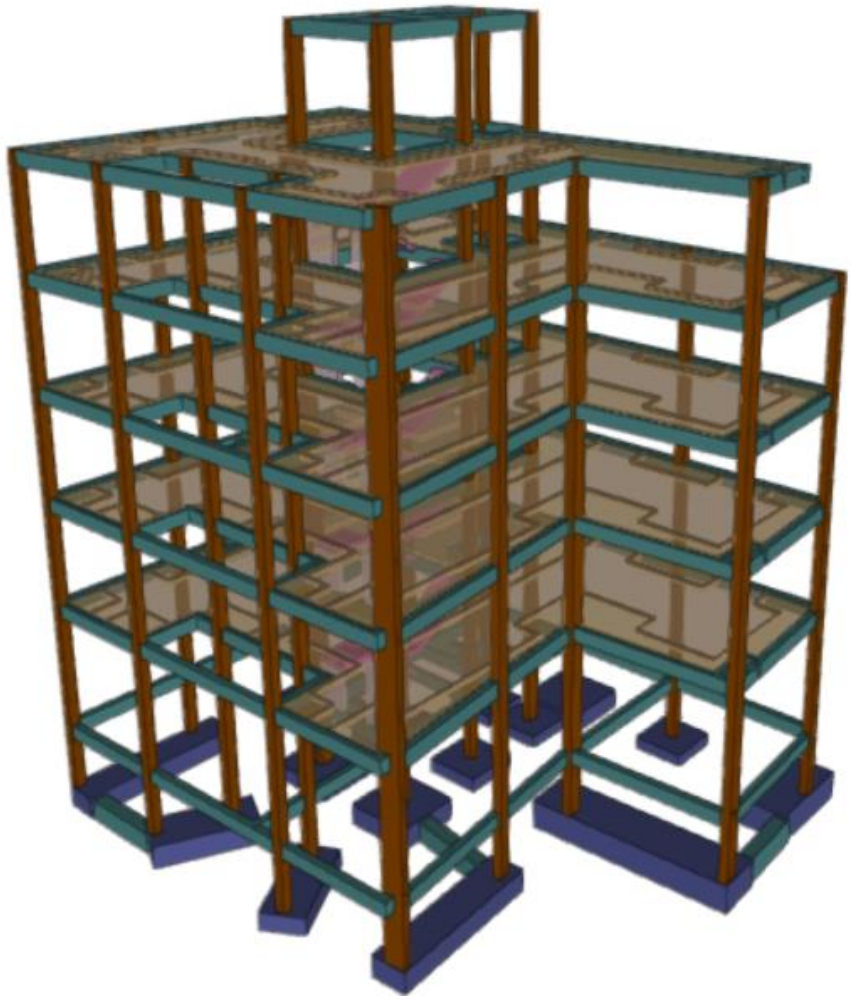
Fuente: *Elaboración Propia*

Planta Baja – Primer nivel	Para los demás niveles
Desnivel que salva = 340 cm	Desnivel que salva = 280 cm
Escalera = 18 escalones.	Escalera = 15 escalones.
Contrahuella = 18cm	Contrahuella = 18cm

3.8. Planteamiento estructural

Se analizará tanto en la estructura de la cubierta como en la estructura de aporticada.

Figura: 31. Planteamiento Estructural



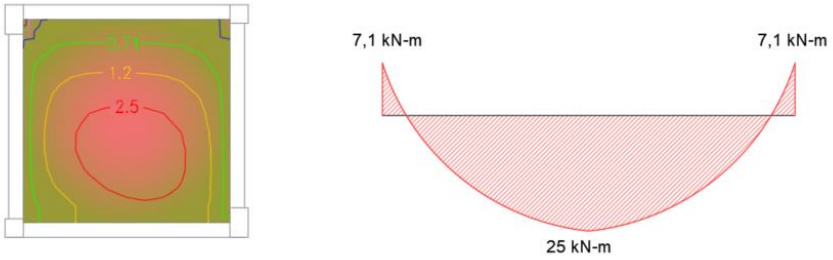
Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CypeCad en su versión 2025, además se procederá a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa NB 1225001

3.9. Estructura de sustentación de cubierta

La cubierta (losa) estará compuesta de una losa maciza de hormigón armado en una dirección, a continuación, se realizará la verificación de la armadura obtenida por el software.

Figura: 32. Momentos máximos en losa maciza en el eje



Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

Características del material

$f'_c = 21\ Mpa$ Resistencia Característica del Hormigón

$f_y = 500\ Mpa$ Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Calculo del acero

$b = 100\ cm$ Base de losa por ancho de análisis.

$h = 20\ cm$ Altura de la losa reticular

$r = 2\ cm$ Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 8\ mm$ Diámetro de la barra

$M_u = 25\ kN \cdot m = 25000\ N \cdot m$

Altura del bloque de compresión

$$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2} \qquad d = 15 - 2 - 0 - \frac{1}{2} = 17{,}0\ cm = 0{,}17\ m$$

$$a = d - \sqrt{d^{2-}\ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}17m - \sqrt{(0{,}17m)^2 - \frac{2 \cdot 25000\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa}\right) \cdot 1}} = 0{,}0094\ m = 0.9415\ cm$$

Área de acero minimo

$$\mathrm{A_{min}} = 1{,}5‰ \cdot \mathrm{b} \cdot \mathrm{h} = 1{,}5‰ \cdot 100 \cdot 20 = 3{,}0\ \mathrm{cm^2}$$

Número de barras

$$\mathrm{A_{ø8}} = 0{,}50\ \mathrm{cm^2}$$

$$\mathrm{N_b} = \frac{\mathrm{A_s}}{\mathrm{A_ø}} = \frac{3{,}00}{0{,}50} = 6{,}00\ \text{barras}$$

Separación entre barras

$$\mathrm{S_{sep}} = \frac{\text{ancho unitario}}{\mathrm{N_b}} = \frac{100}{6} = 16{,}67\ \mathrm{cm}\ \approx 15\ \mathrm{cm}$$

Adoptamos = ϕ 8 c/15

Momento último de diseño (+)

$$\mathrm{M_u} = 25000\ \mathrm{N \cdot m}$$

Área de acero para momento (+)

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

$$A_s = \frac{25000\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}17(m) - \frac{0{,}009(m)}{2}\right)} = 0{,}0003m^2 = 3{,}61\ cm^2$$

Número de barras

$$A_{\emptyset 10} = 0{,}79 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{A_s}{A_\emptyset} = \frac{3{,}361}{0{,}79} = 4{,}25 \text{ barras } \approx 4 \text{ baras}$$

Separación entre barras

$$S_{sep} = \frac{\text{ancho unitario}}{N_b} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armadura constructiva	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
∅10 c/25	4,02	3,36

Adoptamos = ϕ 10 c/25

Área de acero para momento (-)

Momento último de diseño (-)

$$M_u = 7{,}1 \text{ kN} \cdot \text{m} = 7100 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Área de acero para momento (-)

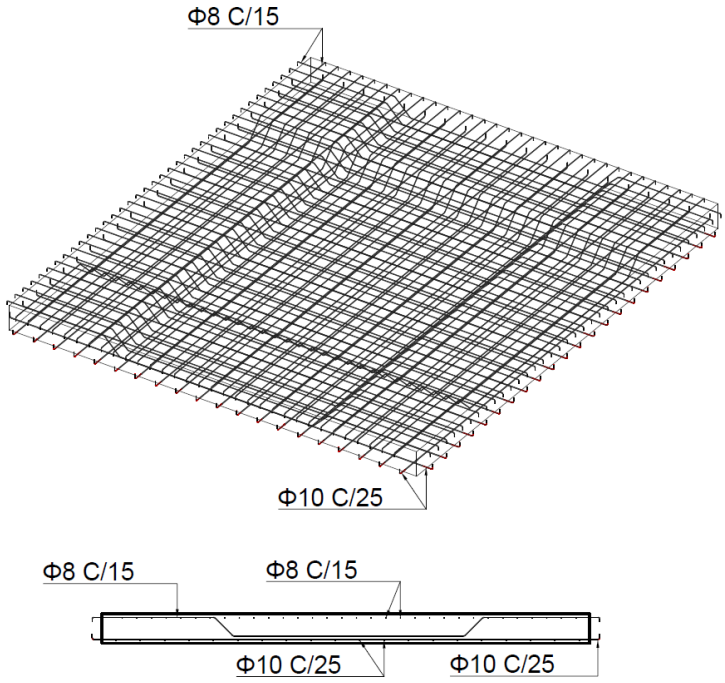
$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_{s(-)} = \frac{7100\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa}\right) \cdot \left(0{,}17 - \frac{0{,}0094}{2}\right)} = 0{,}0000935\ m^2 = 0{,}955\ cm^2$$

$$A_{min} > A_{s(-)}$$

Por lo tanto, la armadura mínima es suficiente para absorber los esfuerzos negativos

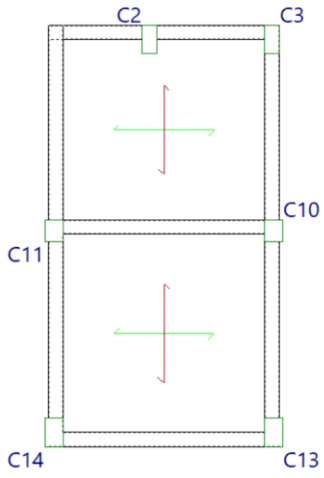
Figura: 33. Detalle de armados en losa maciza



Fuente: *Elaboración propia*

Resumen para losa maciza

Tabla 37. Cuadro de compartido de armadura de losa maciza

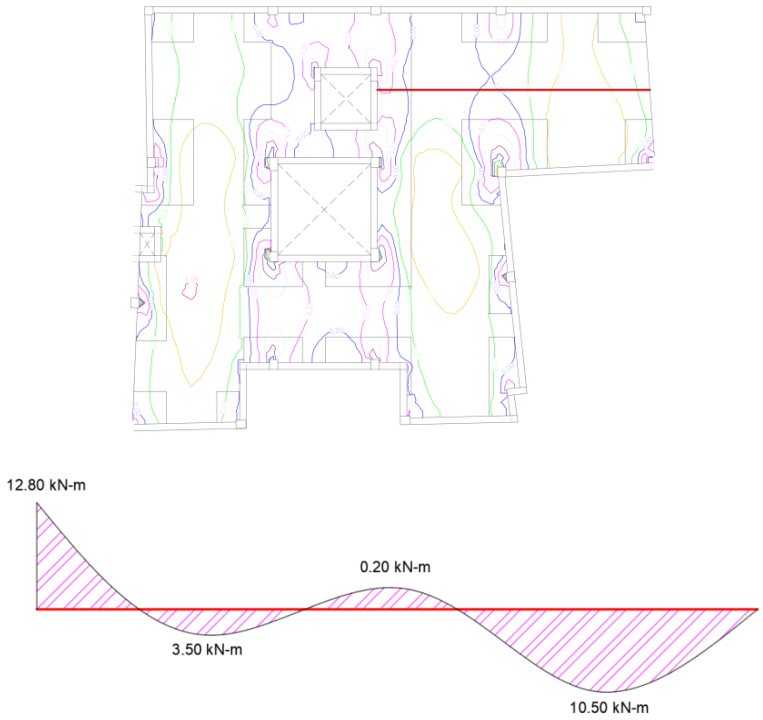
Resumen de cálculo			
Calculo Manual Armadura superior ϕ 8 C-15 inferior ϕ 10 C-25	Programa CypeCad Armadura superior ϕ 8 C-15 inferior ϕ 10 C-25	Diferencia 0%	

Fuente: *Elaboración propia*

3.10. Diseño de losa reticular

Para la verificación del diseño de la losa reticular se analizará una sección de 1m de losa, el análisis se realizar en la losa más solicitada esta se encuentra en el nivel 3.

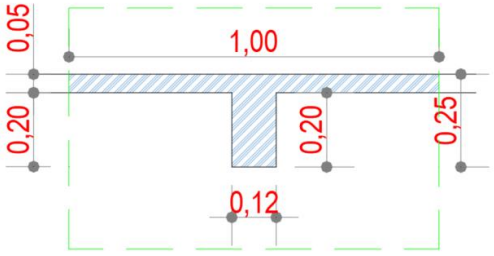
Figura: 34. Momentos máximos en losa nivel 1



Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

3.10.1. Verificación del diseño de nervios en losas reticulares

Figura: 35. Sección de análisis de la losa reticular



Fuente*: Elaboración propia*

Características del material

$f'_c = 21\ MPa$ Resistencia Característica del Hormigón

$f_y = 500\ MPa$ Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

$b\ = 12\ cm$ Base del Nervio por ancho de análisis.

$b_{sep_{viga}} = 1\ m$ Ancho de análisis

$h\ = 25\ cm$ Altura de la losa reticular

$r\ = 2\ cm$ Recubrimiento geométrico

$\Phi_l\ = 12\ mm$ Diámetro de la barra

$\Phi_e = 6\text{mm}$ Diámetro del estribo

$M_u = 10{,}50\ \text{kN} \cdot \text{m}$

Altura del bloque de compresión

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 25 - 2 - 0.6 - \frac{1{,}2}{2} = 21{,}8\ cm = 0{,}218m$

$$a = d - \sqrt{d^{2-}\ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$0{,}218\ m - \sqrt{(0{,}218\ m)^2 - \frac{2 \cdot 10500\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot 1}} = 0{,}0266\ m = 2{,}66\ cm$$

Área de acero

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

$$A_s = \frac{10500\ (\mathrm{N}\cdot\mathrm{m})}{0{,}9\cdot 500(\mathrm{MPa})\cdot\left(10^6\frac{\mathrm{N}/\mathrm{m}^2}{\mathrm{MPa}}\cdot\right)\cdot\left(0{,}17(\mathrm{m})-\frac{0{,}009}{2}\right)} = 0{,}000114\ \mathrm{m}^2$$

$$= 1{,}14\ \mathrm{cm}^2$$

Armadura base 1 ϕ 12

$$A_{base} = 1\cdot\phi\ 12 = 1{,}13\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_s - A_{base} = 0{,}619\ cm^2$$

$$\#_{8mm_{cal}} = \frac{A_{refuerzo}}{A_{12mm}} = 1{,}231 \qquad \#_{\mathbf{10mm_{cal}}} = \frac{A_{refuerzo}}{\boldsymbol{A_{10mm}}} = 0{,}784$$

$$\#_{16mm_{cal}} = \frac{A_{refuerzo}}{A_{16mm}} = 0{,}308 \qquad \#_{12mm_{cal}} = \frac{A_{refuerzo}}{A_{12mm}} = 0{,}547$$

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
1Ø12 + 1Ø10	1,92	1,794

Adoptamos = 1 ϕ 12 + ϕ 10 Con un área igual a 1,92 cm^2

Verificación de la resistencia a flexión

$$A_s = 1{,}92\ cm^2 \qquad b = 18\ cm \qquad d = 21{,}2\ cm$$

$$\phi\ M_{n_{pos}} \geq M_U$$

$$a = \frac{A_{s_{pos}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1{,}92 \cdot 500(MPa)}{0.85 \cdot 21(MPa) \cdot 18(cm)} = 2{,}988\ cm$$

$$\phi\ M_n = \phi \cdot A_{s_{pos}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$0{,}9 \cdot \frac{1{,}92(cm^2)}{100(cm^2)}(m) \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/_{m^2}}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}212\ (m) - \frac{0{,}02988\ (m)}{2}\right) =$$

$$17025{,}984\ N \cdot m$$

$$\phi M_n = 17025{,}984\ N \cdot m\ = 17{,}02\ kN \cdot m$$

$$M_U\ = 10{,}50\ kN \cdot m$$

$$\phi\ M_n\ \geq M_U$$

$$\therefore Diseño = \text{ cumple}$$

Verificación de la armadura mínima

$$A_{s-min} = \frac{0{,}25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s-min} = \frac{0{,}25 \cdot \sqrt{210(MPa)}}{500\ (MPa)} \cdot 12 \cdot 0{,}212 = 0{,}583\ cm^2$$

$$A_s\ \geq A_{s-min}$$

$$\therefore Diseño = \text{cumple}$$

Armadura de retracción y temperatura

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

b=100 cm

h=5 cm

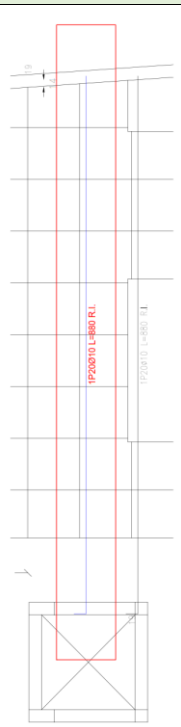
$$A_{s_{temp}} = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{f_y} \cdot (b \cdot h)$$

$$A_{s_{temp}} = \frac{0{,}0018 \cdot 420\ (\text{MPa})}{500\ (\text{MPa})} \cdot (100 \cdot 5) = 0{,}756\ \text{cm}^2$$

separacion maxima: 25cm

Adoptamos = ϕ 6 c/25

Figura: 36. Resumen de las Cortantes

Calculo manual Armadura 2ϕ 12 + 1ϕ 10 As=1,92 cm^2	Programa CypeCad Armadura 2ϕ 12 + 1ϕ 10 As=1,92 cm^2	Diferencia 0 %	

***Fuente**: Elaboración propia*

3.11. Diseño de vigas de hormigón armado

Las vigas fueron diseñadas a flexión, las dimensiones de las vigas rectangulares son tres 20x40cm. A continuación, se realizará la verificación de la viga más solicitada. (Sección Crítica)

Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño).

3.11.1. Pre dimensionamiento de vigas

Se recomienda utilizar:

En caso de nuestro proyecto se realizará el diseño de vigas peraltadas y se hallará el predimensionamiento de la viga mediante la fórmula.

$$h = \frac{L}{12} = \frac{440}{12} = 36{,}667 \text{ cm}$$

Entonces el canto de la viga por seguridad y constructivamente se asumirá:

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

y para la base de la viga se tomará en cuenta la relación del pérlate que es 2 veces la base como se indica en la formula.

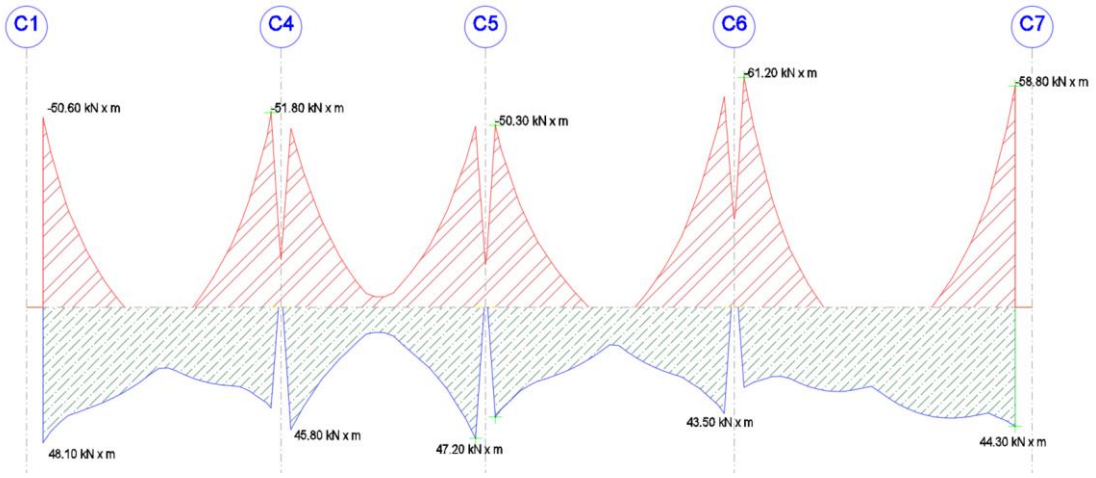
$$h=2b$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{40\text{cm}}{2} = 20 \text{ cm}$$

3.11.2. Dimensionamiento de la sección con el momento más solicitado

Dimensionamiento del “Pórtico N°1” primer piso

Figura: 37. Diagrama de envolventes de la sección más solicitada (flexión)



Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

Dimensionamiento de la armadura inferior del momento positivo para el tramo (C1)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 20$ cm Base de la viga.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

$M_u = 48{,}10\ \text{kN} \cdot \text{m} = 48100\ \text{N} \cdot \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 48100\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20}}$$

$$= 0{,}0432\ m = 4{,}322\ \text{cm}$$

Área de acero para momento (+)

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

$$A_{s\,cal} = \frac{48100\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 500(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(\text{m}) - \frac{0{,}0432(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0003086\ \text{m}^2 = 3{,}086\ \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ \text{cm}^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (\text{MPa})}{500\ (\text{MPa})} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ \text{cm}^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\, 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 0{,}824\ cm^2$$

$$A_{12mm} = 1.131\ cm^2$$

Optamos por 1 ϕ 12 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
2Ø12 + 1Ø12	3,393	3,086

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 Con un área igual a 3,393 cm^2

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 500$ Mpa	Resistencia característica del hormigón
$d_b = 12$ mm	Diámetro de la barra longitudinal
$\emptyset_e = 6$ mm	Diámetro del estribo
$h_v = 40$ cm	Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$	Factor de localización de la barra
$\psi_e = 1$	Factor por protección epóxicos
$\psi_s = 0{,}8$	Factor dependiente del tamaño de la barra
$\lambda = 1$	Hormigón de peso liviano
$s_m = 15$ cm	La mitad entre la separación entre barras
$r_m = 3.2$ cm	Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b + k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4{,}2+0}{1} = 4{,}1 > 2{,}5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2{,}5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500 \text{ (MPa)}}{1{,}1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}8}{2{,}5}\right) \cdot 1 = 49 \text{ cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49$ cm

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4{,}2 = 93{,}20$ cm

$$l_{dt} = 95 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura para del momento negativo para el tramo (C1)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 20$ cm Base de la viga.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

$M_u = 50{,}60\ \text{kN} \cdot \text{m} = 50600\ \text{N} \cdot \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}17\text{m} - \sqrt{(0{,}17\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 50600\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}}\right) \cdot 0.2(\text{m})}}$$

$$= 0{,}0456\ m = 4{,}562\ \text{cm}$$

Acero para el momento negativo

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

$$A_{s\,cal} = \frac{50600\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 500(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(\text{m}) - \frac{0{,}0456(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0003257\ \text{m}^2 = 3{,}257\ \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ \text{cm}^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (\text{MPa})}{500\ (\text{MPa})} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ cm^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\, 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 0{,}996\ cm^2$$

$$A_{12mm} = 1{,}131\ cm^2$$

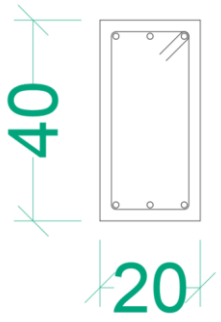
Optamos por 1 ϕ 12 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
2Ø12 + 1Ø12	3,393	3,257

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 Con un área igual a 3,393 cm^2

Figura: 38. Disposición de armadura positiva y negativa sobre la columna C1



Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b + k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4{,}2+0}{1} = 4{,}1 > 2{,}5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2{,}5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500\ (\text{MPa})}{1{,}1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}8}{2{,}5}\right) \cdot 1 = 49 \text{ cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49$ cm

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4{,}2 = 93{,}20$ cm

$$l_{dt} = 95 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura inferior del momento positivo Para el Tramo (C4)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 20$ cm Base de la viga.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

$M_u = 45{,}80 \text{ kN} \cdot \text{m} = 45800 \text{ N} \cdot \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 45800 \ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20(\text{m})}}$$

$$= 0{,}04102 \ m = 4{,}102 \text{ cm}$$

Área de acero

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

$$A_{s\,cal} = \frac{45800\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(m) - \frac{0{,}04102(m)}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0002929\ m^2 = 2{,}929\ cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ cm^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (MPa)}{500\ (MPa)} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ cm^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\ 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 0{,}667\ cm^2$$

$$A_{10mm} = 0{,}785 \text{ cm}^2$$

Optamos por 1 ϕ 10 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
$2Ø12 + 1Ø10$	3,047	2,929

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 Con un área igual a 3,047 cm^2

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$Ø_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + Ø_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b + k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4,2+0}{1} = 4,1 > 2,5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2,5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500\ (\text{MPa})}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21\ (\text{MPa})}} \cdot \frac{1,3 \cdot 1 \cdot 0,8}{2,5}\right) \cdot 1 = 49\ \text{cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30\ \text{cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49\ \text{cm}$

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4,2 = 93,20\ \text{cm}$

$$l_{dt} = 95\ \text{cm}$$

Dimensionamiento de la armadura para del momento negativo Para el Tramo (C4)

Características del material

$f'_c = 21\ \text{MPa}$ Resistencia característica del hormigón

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

$\phi = 0,9$

Cálculo del acero

$b = 20\ \text{cm}$ Base de la viga.

$h = 40\ \text{cm}$ Altura de viga

$r = 2\ \text{cm}$ Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12\ \text{mm}$ Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36,8\ \text{cm}$

$$M_u = 51.80\ \text{kN} \cdot \text{m} = 51800\ \text{N} \cdot \text{m}$$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 51800\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20(\text{m})}}$$

$$= 0{,}04678\ m = 4{,}678\ \text{cm}$$

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

$$A_{s\,cal} = \frac{51800\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 500(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(\text{m}) - \frac{0{,}04678(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}000334\ \text{m}^2 = 3{,}34\ \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ \text{cm}^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (\text{MPa})}{500\ (\text{MPa})} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ \text{cm}^2$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\, 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 1{,}078\ cm^2$$

$$A_{12mm} = 1.131\ cm^2$$

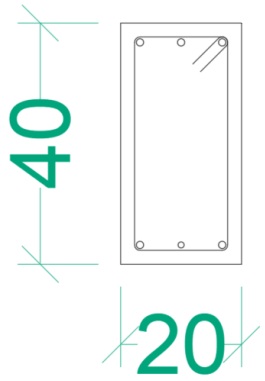
Optamos por 1 ϕ 12 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
2Ø12 + 1Ø12	3,393	3,34

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 Con un área igual a 3,393 cm^2

Figura: 39. Disposición de armadura positiva y negativa sobre la columna C4



Fuente: *Elaboración Propia (CypeCad)*

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b + k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4{,}2+0}{1} = 4{,}1 > 2{,}5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2{,}5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500 \text{ (MPa)}}{1{,}1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}8}{2{,}5}\right) \cdot 1 = 49 \text{ cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49$ cm

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4{,}2 = 93{,}20$ cm

$$l_{dt} = 95 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura inferior del momento positivo Para el Tramo (C5)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 20$ cm Base del nervio por ancho de análisis.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

$M_u = 47{,}20 \text{ kN} \cdot \text{m} = 47200 \text{ N} \cdot \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 47200\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20(\text{m})}}$$

$$= 0{,}04236\ m = 4{,}236 \text{ cm}$$

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

$$A_{s\,cal} = \frac{47200\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(m) - \frac{0{,}04236(m)}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0003024\ m^2 = 3{,}024\ cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ cm^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (MPa)}{500\ (MPa)} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ cm^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\ 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 0{,}762\ cm^2$$

$$A_{10mm} = 0{,}785\ cm^2$$

Optamos por 1 ϕ 10 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
$2\emptyset12 + 1\emptyset10$	3,047	3,024

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 Con un área igual a 3,047 cm^2

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b+k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4,2+0}{1} = 4,1 > 2,5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2,5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500\ (\text{MPa})}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1,3 \cdot 1 \cdot 0,8}{2,5}\right) \cdot 1 = 49\ \text{cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30\ \text{cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49\ \text{cm}$

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4,2 = 93,20\ \text{cm}$

$$l_{dt} = 95\ \text{cm}$$

Dimensionamiento de la armadura para del momento negativo Para el Tramo (C5)

Características del material

$f'_c = 21\ \text{MPa}$ Resistencia característica del hormigón

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

$\phi = 0,9$

Cálculo del acero

$b = 20\ \text{cm}$ Base de la viga.

$h = 40\ \text{cm}$ Altura de viga

$r = 2\ \text{cm}$ Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12\ \text{mm}$ Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36,8\ \text{cm}$

$M_u = 50,30\ \text{kN} \cdot \text{m} = 50300\ \text{N} \cdot \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 50300\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20(\text{m})}}$$

$$= 0{,}04533\ m = 4{,}533\ \text{cm}$$

Área de acero

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

$$A_{s\,cal} = \frac{50300\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 500(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(\text{m}) - \frac{0{,}04533(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0003237\ \text{m}^2 = 3{,}237\ \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ \text{cm}^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (\text{MPa})}{500\ (\text{MPa})} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ \text{cm}^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\, 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 1{,}078\ cm^2$$

$$A_{12mm} = 1.131\ cm^2$$

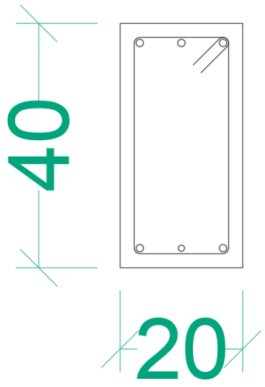
Optamos por 1 ϕ 12 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
2Ø12 + 1Ø12	3,393	3,237

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 Con un área igual a 3,393 cm^2

Figura: 40. Disposición de armadura positiva y negativa sobre la columna C5



Fuente: *Elaboración Propia (CypeCad)*

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b + k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4{,}2+0}{1} = 4{,}1 > 2{,}5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2{,}5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500 \text{ (MPa)}}{1{,}1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}8}{2{,}5}\right) \cdot 1 = 49 \text{ cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49$ cm

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4{,}2 = 93{,}20$ cm

$$l_{dt} = 95 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura inferior del momento positivo Para el Tramo (C6)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 20$ cm Base del nervio por ancho de análisis.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

$M_u = 43{,}50 \text{ kN} \cdot \text{m} = 43500 \text{ N} \cdot \text{m}$

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

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 43500\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20(\text{m})}}$$

$$= 0{,}03884\ m = 3{,}884 \text{ cm}$$

Área de acero

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

$$A_{s\,cal} = \frac{43500\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(m) - \frac{0{,}03884(m)}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0002773\ m^2 = 2{,}773\ cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ cm^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (MPa)}{500\ (MPa)} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ cm^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\ 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 0{,}511\ cm^2$$

$$A_{10mm} = 0{,}785\ cm^2$$

Optamos por 1 ϕ 10 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
$2\emptyset 12 + 1\emptyset 10$	3,047	2,773

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 Con un área igual a 3,047 cm^2

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b + k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4,2+0}{1} = 4,1 > 2,5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2,5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500(\text{MPa})}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1,3 \cdot 1 \cdot 0,8}{2,5}\right) \cdot 1 = 49 \text{ cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49$ cm

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4,2 = 93,20$ cm

$$l_{dt} = 95 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura para del momento negativo Para el Tramo (C6)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

$\phi = 0,9$

Cálculo del acero

$b = 20$ cm Base de la viga.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36,8$ cm

$M_u = 61{,}20\ \text{kN} \cdot \text{m} = 61200\ \text{N} \cdot \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 61200\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20(\text{m})}}$$

$$= 0{,}05602\ m = 5{,}602\ \text{cm}$$

Área de acero

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

$$A_{s\,cal} = \frac{61200\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 500(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(\text{m}) - \frac{0{,}05602(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0004\ \text{m}^2 = 4{,}00\ \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ \text{cm}^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (\text{MPa})}{500\ (\text{MPa})} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ \text{cm}^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\, 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 1{,}738\ cm^2$$

$$A_{16mm} = 2.011 cm^2$$

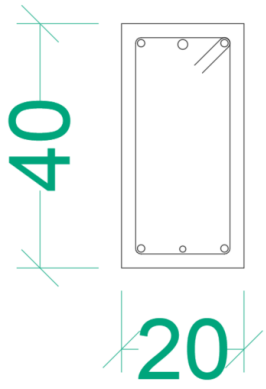
Optamos por 1 ϕ 16 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
2Ø12 + 1Ø16	4,273	4,00

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 16 Con un área igual a 4,273 cm^2

Figura: 41. Disposición de armadura positiva y negativa sobre la columna C6



Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b + k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4{,}2+0}{1} = 4{,}1 > 2{,}5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2{,}5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500(\text{MPa})}{1{,}1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}8}{2{,}5}\right) \cdot 1 = 49 \text{ cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49$ cm

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4{,}2 = 93{,}20$ cm

$$l_{dt} = 95 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura inferior del momento positivo Para el Tramo (C7)

Características del material

$f'_c = 21\ MPa$ Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 20$ cm Base de la viga.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $\quad d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

$M_u = 44{,}30 \text{ kN} \cdot \text{m} = 44300 \text{ N} \cdot \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 44300\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20(\text{m})}}$$

$$= 0{,}0396\ m = 3{,}960 \text{ cm}$$

Área de acero

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

$$A_{s\,cal} = \frac{44300\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(m) - \frac{0{,}0396(m)}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0002827\ m^2 = 2{,}827\ cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ cm^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (MPa)}{500\ (MPa)} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ cm^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\ 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 0{,}565\ cm^2$$

$$A_{10mm} = 0{,}785\ cm^2$$

Optamos por 1 ϕ 10 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
$2\emptyset12 + 1\emptyset10$	3,047	2,827

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 Con un área igual a 3,047 cm^2

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b+k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4,2+0}{1} = 4,1 > 2,5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2,5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500(\text{MPa})}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1,3 \cdot 1 \cdot 0,8}{2,5}\right) \cdot 1 = 49 \text{ cm}$$

ò

$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49$ cm

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4,2 = 93,20$ cm

$$l_{dt} = 95 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura para del momento negativo Para el Tramo (C7)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa Límite de fluencia del acero

$\phi = 0,9$

Cálculo del acero

$b = 20$ cm Base de la viga.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0.6 - \frac{1.2}{2} = 36,8$ cm

$M_u = 58,80 \text{ kN} \cdot \text{m} = 58800 \text{ N} \cdot \text{cm}$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}368\text{m} - \sqrt{(0{,}368\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 58800\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 0{,}20(\text{m})}}$$

$$= 0{,}05364\ m = 5{,}364\ \text{cm}$$

área de acero

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

$$A_{s\,cal} = \frac{58800\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 500(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(\text{m}) - \frac{0{,}05364(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}000383\ \text{m}^2 = 3{,}83\ \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{min} = 2.8‰ * b * h = 2‰ * 20 * 40 = 2.24\ \text{cm}^2$$

Cuantía máxima

$\varepsilon_{cu} = 3‰$

$\varepsilon_{ty} = 2‰$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ty} + 2 \cdot \varepsilon_{cu}}\right)$$

$$\rho_{max} = 0{,}85 \cdot \frac{21\ (\text{MPa})}{500\ (\text{MPa})} \cdot 0{,}85 \cdot \left(\frac{0{,}003}{0{,}0025 + 2 \cdot 0{,}003}\right) = 0{,}01138$$

$$\rho_{max} = 0{,}0107$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}0107 * 20 * 36{,}8 = 7{,}88\ \text{cm}^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0{,}008276 * 20 * 36{,}8 = 6{,}09\ cm^2$$

$$As_{min} < A_{s\,cal} < As_{max} \qquad \text{ok}$$

Armadura base (2 ϕ 12)

$$A_s = 2 \cdot \phi\ 12 = 2 \cdot 1{,}13 = 2{,}262\ cm^2$$

Armadura de refuerzo

$$A_{refuerzo} = A_{s\,cal} - A_s = 1{,}568\ cm^2$$

$$A_{16mm} = 2.011 cm^2$$

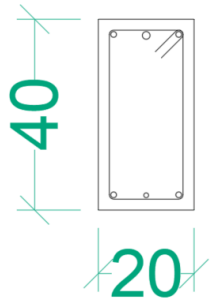
Optamos por 1 ϕ 16 como armadura de refuerzo

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
2Ø12 + 1Ø16	4,273	3,83

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 1 ϕ 16 Con un área igual a 4,273 cm^2

Figura: 42. Disposición de armadura positiva y negativa sobre la columna C7



Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

Longitud de desarrollo - anclajes

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$d_b = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$ cm — Altura de la viga

Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas

$\psi_t = 1{,}3$ — Factor de localización de la barra

$\psi_e = 1$ — Factor por protección epóxicos

$\psi_s = 0{,}8$ — Factor dependiente del tamaño de la barra

$\lambda = 1$ — Hormigón de peso liviano

$s_m = 15$ cm — La mitad entre la separación entre barras

$r_m = 3.2$ cm — Recubrimiento mecánico del acero

Canto útil del elemento

$$c_b = r_m + \emptyset_e + \frac{d_b}{2}$$

$$c_b = 3 + 0{,}6 + \frac{1{,}2}{2} = 4{,}2 \text{ cm}$$

Factor $k_{tr} = 0$

Verificación 1 $\frac{c_b + k_{tr}}{\emptyset_b} = \frac{4{,}2+0}{1} = 4{,}1 > 2{,}5$

Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{2{,}5}\right) \cdot d_b$$

$$l_d = \left(\frac{500(\text{MPa})}{1{,}1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})}} \cdot \frac{1{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}8}{2{,}5}\right) \cdot 1 = 49 \text{ cm}$$

ò

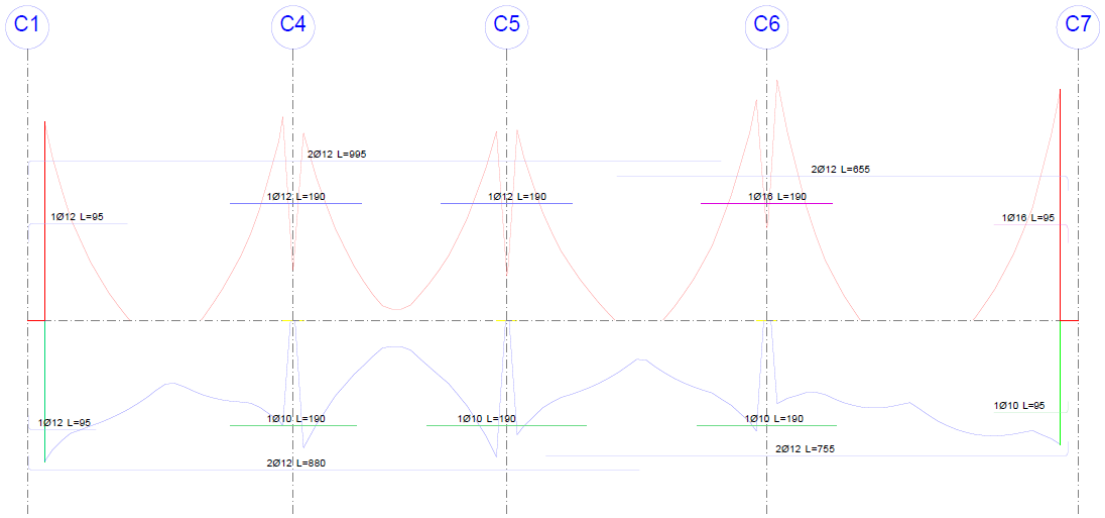
$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo por tracción $l_d = 49$ cm

Longitud total $l_{dt} = l_d + c_b = 49 + 4{,}2 = 93{,}20$ cm

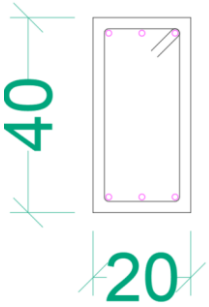
$$l_{dt} = 95 \text{ cm}$$

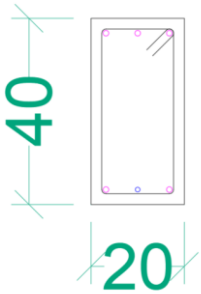
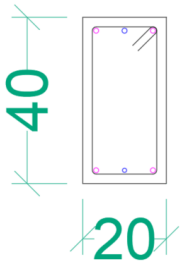
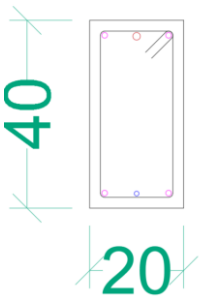
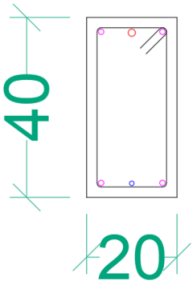
Figura: 43. Detalle de armadura longitudinal verificada



***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 38. Cuadro de Resumen armadura por flexión

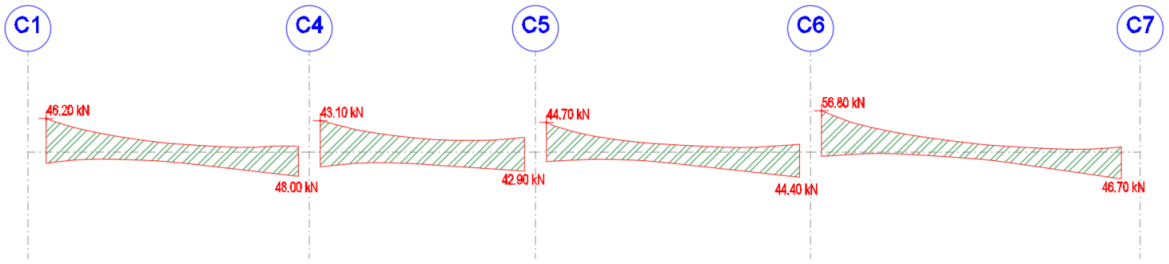
Cuadro de comparación Armadura longitudinal calculada manualmente vs. Programa (Cypecad)			
Envolventes	Cypecad	Calculo manual	
C-1 Mu+=48.10 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,08 cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,08 cm^2	
C-1 Mu-=50,60 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,39cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,39cm^2	

Cuadro de comparación Armadura longitudinal calculada manualmente vs. Programa (Cypecad)			
Envolventes	Cypecad	Calculo manual	
C-4 Mu+=45,80 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 As=3,04cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 As=3,04cm^2	
C-4 Mu-=51,80 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,39cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,39cm^2	
C-5 Mu+=47,20 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 As=3,04cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 As=3,04cm^2	
C-5 Mu-=50,30 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,39cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 12 As=3,39cm^2	
C-6 Mu+=43,50 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 As=3,04cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 As=3,04cm^2	
C-6 Mu-=61,20 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 16 As=4,27cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 16 As=4,27cm^2	
C-7 Mu+=44,30 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 As=3,04cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 10 As=3,04cm^2	
C-7 Mu-=58,80 kN m	2 ϕ 12 + 1 ϕ 16 As=4,27cm^2	2 ϕ 12 + 1 ϕ 16 As=4,27cm^2	

Fuente: *Elaboración propia*

Dimensionamiento de la armadura a corte

Figura: 44. Diagrama de envolventes de la sección más solicitada (tracción)



Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

Dimensionamiento de la armadura a corte Para el Tramo (C1-C4)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}75$ — Coeficiente de reducción

$b = 20$ cm — Base de la viga de análisis.

$h = 40$ cm — Altura de viga

$r = 2$ cm — Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\Phi_{est} = 6$ mm — Diámetro del estribo

$V_u = 46{,}20$ kN

Altura del bloque de compresión

$d = h - r - \Phi_{est} - \frac{\Phi_l}{2}$ $\quad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

Verificación de requisitos de estribos

si $V_u < \phi \cdot V_c$ No requiere estribos y colocar armadura mínima

Resistencia del concreto

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 20 \cdot 36{,}8 = 57{,}33 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0{,}75 * 57{,}33 = 43{,}00 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$46{,}20 \text{ kN} < 43{,}00 \text{ kN}$$

Si requiere armadura de refuerzo transversal

Separación del refuerzo transversal

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

$$V_s = \frac{46{,}20 \text{ kN} - 0{,}75 \cdot 57{,}33 \text{ kN}}{0{,}75} = 4{,}27 \text{ kN}$$

Si utilizamos ϕ 6 entonces:

$$A_{V_{min}} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{0.6^2}{4} = 0{,}565 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{V_{min}} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{0{,}565cm^2 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 36{,}8}{4{,}27 \text{ kN}} = 243{,}47 \text{ cm}$$

Separación de estribos en los extremos de la viga

a) S=243,47 cm
b) $\frac{d}{4} = \frac{36{,}8}{4} = 9.2\text{cm}$
c) $8 \cdot \Phi_l = 8 \cdot 1{,}2 = 9{,}2 \text{ cm}$
d) $24 \cdot \Phi_{est} = 24 \cdot 0{,}6 = 14{,}4 \text{ cm}$
e) 30 cm

$$S = 9{,}2 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

Separación para la parte intermedia de la viga

$$\frac{d}{4} = 18{,}4 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura a corte Para el Tramo (C4-C1)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 500$ MPa	Límite de fluencia del acero
$\phi = 0{,}75$	
$b = 20$ cm	Base de la viga de análisis.
$h = 40$ cm	Altura de viga
$r = 2$ cm	Recubrimiento geométrico
$\Phi_l = 12$ mm	Diámetro de la barra longitudinal
$\Phi_{est} = 6$ mm	Diámetro del estribo
$V_u = 48{,}00$ kN	

Altura del bloque de compresión

$d = h - r - \Phi_{est} - \frac{\Phi_l}{2}$ $\quad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

Verificación de requisitos de estribos

si $V_u < \phi \cdot V_c$ No requiere estribos y colocar armadura mínima

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 20 \cdot 36{,}8 = 57{,}33 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0{,}75 * 57{,}33 = 43{,}00 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$48{,}00 \text{ kN} < 43{,}00 \text{ kN}$$

Si requiere armadura de refuerzo transversal

Separación del refuerzo transversal

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

$$V_s = \frac{48{,}00 \text{ kN} - 0{,}75 \cdot 57{,}33 \text{ kN}}{0{,}75} = 6{,}67 \text{ kN}$$

Si utilizamos ϕ 6 entonces:

$$A_{V_{min}} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\boldsymbol{\phi}^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\boldsymbol{0.6}^2}{4} = 0{,}565 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{S} = \frac{A_{V_{min}} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{0{,}565 cm^2 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot \frac{0{,}1 kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 36{,}8\text{cm}}{6{,}67 \text{ kN}} = 155{,}86 \text{ cm}$$

Separación máxima de estribos

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{36.8}{2} = 18.4 \text{ cm}$$

Separación de estribos en los extremos de la viga

a) $S = 155{,}86$ cm
b) $\frac{d}{4} = \frac{36{,}8}{4} = 9.2\text{cm}$
c) $8 \cdot \Phi_l = 8 \cdot 1{,}2 = 9{,}2$ cm
d) $24 \cdot \Phi_{est} = 24 \cdot 0{,}6 = 14{,}4$ cm
e) 30 cm

$$S = 9{,}2 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

Separación para la parte intermedia de la viga

$$\frac{d}{4} = 18{,}4 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo – estribos Tramo C1 – C4

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$V_{u1} = 46{,}20$ kN	cortante ultima 1
$V_{u3} = 48{,}00$ kN	cortante ultima 3
$V_c = 57{,}33$ kN	resistencia a corte del hormigón
$\emptyset = 0{,}75$	coeficiente de reducción
$b = 20$ cm	
$L_n = 3.46$ m	longitud entre ambas caras de columnas
$\emptyset_l = 12$ mm	Diámetro de la barra longitudinal
$\emptyset_e = 6$ mm	Diámetro del estribo
$h_v = 40$cm	Altura de la viga

$$d = h_v - r - \emptyset_e - \frac{\emptyset_l}{2} \qquad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{V_{u1} - 0{,}5 \cdot \emptyset V_c}{V_{u1}} \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$X_1 = \frac{46{,}20\ (\text{kN}) - 0{,}5 \cdot (0{,}75 \cdot 57{,}33(\text{kN}))}{46{,}20(\text{kN})} \cdot \frac{3{,}46(\text{m})}{2} = 0{,}94 \text{ m} \approx 95 \text{ cm}$$

$$X_3 = \frac{V_{u3} - 0{,}5 \cdot \emptyset V_c}{V_{u3}} \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$X_3 = \frac{48{,}00(\text{kN}) - 0{,}5 \cdot (0{,}75 \cdot 57{,}33(\text{kN}))}{48{,}00(\text{kN})} \cdot \frac{3{,}46(\text{m})}{2} = 0{,}96 \text{ m} \approx 95 \text{ cm}$$

$$X_2 = L_n - X_1 - X_3$$

$$X_2 = 3{,}46\text{m} - 0{,}95\text{m} - 0{,}95\text{m} = 1{,}60 \text{ m}$$

Número de estribos en la sección

Para X_1 tramo C1 a C4

$$\text{Nªestribos} = \frac{X_1}{S}$$

$$\text{Nªestribos} = \frac{95}{9} = 10{,}55 \approx 11 \text{ barras}$$

Se asume 11 ϕ 6 c/9

Para X_3 tramo C4 a C1

$$\text{Nªestribos} = \frac{X_3}{S}$$

$$\text{Nªestrubos} = \frac{95}{9} = 10{,}55 \approx 11 \text{ barras}$$

Se asume 11 ϕ 6 c/9

Para X_2 tramo intermedio

S=18 cm

$$\text{Nªestribos} = \frac{X_2}{S}$$

$$\text{Nªestribos} = \frac{160}{18} = 8{,}89 \approx 9 \text{ barras}$$

Se asume 9 ϕ 6 c/18

Dimensionamiento de la armadura a corte para el tramo (C4-C5)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 500$ MPa	Límite de fluencia del acero
$\phi = 0{,}75$	Coeficiente de reducción
$b = 20$ cm	Base de la viga de análisis.
$h = 40$ cm	Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra longitudinal

$\Phi_{est} = 6$ mm Diámetro del estribo

$V_u = 43{,}10$ kN

Altura del bloque de compresión

$d = h - r - \Phi_{est} - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

Verificación de requisitos de estribos

si $V_u < \phi \cdot V_c$ No requiere estribos y colocar armadura mínima

Resistencia del concreto

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 20 \cdot 36{,}8 = 57{,}33 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0{,}75 * 57{,}33 = 43{,}00 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$43{,}10 \text{ kN} < 43{,}00 \text{ kN}$$

Si requiere armadura de refuerzo transversal

Separación del refuerzo transversal

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

$$V_s = \frac{43{,}10\text{kN} - 0{,}75 \cdot 57{,}33\text{kN}}{0{,}75} = 0{,}14 \text{ kN}$$

Si utilizamos ϕ 6 entonces:

$A_{V_{min}} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{0.6^2}{4} = 0{,}565 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{A_{V_{min}} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{0{,}565cm^2 \cdot 500\ \text{MPa} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 36{,}8\text{cm}}{0{,}14\ \text{kN}} = 7425{,}71\ \text{cm}$$

Separación de estribos en los extremos de la viga

a) S=7425,71 cm
b) $\frac{d}{4} = \frac{36{,}8}{4} = 9.2\text{cm}$
c) $8 \cdot \Phi_l = 8 \cdot 1{,}2 = 9{,}2\ \text{cm}$
d) $24 \cdot \Phi_{est} = 24 \cdot 0{,}6 = 14{,}4\ \text{cm}$
e) 30 cm

$$S = 9{,}2\ \text{cm} \approx 9\ \text{cm}$$

Separación para la parte intermedia de la viga

$$\frac{d}{4} = 18{,}4\ \text{cm} \approx 18\ \text{cm}$$

Dimensionamiento de la armadura a corte para el tramo (C5-C4)

Características del material

$f'_c = 21\ \text{MPa}$	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 500\ \text{MPa}$	Límite de fluencia del acero
$\phi = 0{,}75$	
$b = 20\ \text{cm}$	Base de la viga de análisis.
$h = 40\ \text{cm}$	Altura de viga
$r = 2\ \text{cm}$	Recubrimiento geométrico
$\Phi_l = 12\ \text{mm}$	Diámetro de la barra longitudinal
$\Phi_{est} = 6\ \text{mm}$	Diámetro del estribo
$V_u = 42{,}90\ \text{kN}$	

Altura del bloque de compresión

$d = h - r - \Phi_{est} - \frac{\Phi_l}{2}$ $\quad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8 \text{ cm}$

Verificación de requisitos de estribos

si $V_u < \phi \cdot V_c$ No requiere estribos y colocar armadura mínima

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 20 \cdot 36{,}8 = 57{,}33 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0{,}75 * 57{,}33 = 43{,}00 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$42{,}90 \text{ kN} < 43{,}00 \text{ kN}$$

No requiere armadura de refuerzo transversal

Separación de estribos en los extremos de la viga

a) $\frac{d}{4} = \frac{36{,}8}{4} = 9.2\text{cm}$
b) $8 \cdot \Phi_l = 8 \cdot 1{,}2 = 9{,}2 \text{ cm}$
c) $24 \cdot \Phi_{est} = 24 \cdot 0{,}6 = 14{,}4 \text{ cm}$
d) 30 cm

$$S = 9{,}2 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

Separación para la parte intermedia de la viga

$$\frac{d}{4} = 18{,}4 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo – estribos tramo C4 – C5

$f'_c = 21 \text{ MPa}$ Resistencia característica del hormigón

$V_{u1} = 43{,}10 \text{ kN}$ Cortante ultima 1

$V_{u3} = 42{,}90 \text{ kN}$ Cortante ultima 3

$V_c = 57{,}33$ kN — Resistencia a corte del hormigón

$\emptyset = 0{,}75$ — Coeficiente de reducción

$b = 20$ cm

$L_n = 2{,}80$ m — Longitud entre ambas caras de columnas

$\emptyset_l = 12$ mm — Diámetro de la barra longitudinal

$\emptyset_e = 6$ mm — Diámetro del estribo

$h_v = 40$cm — Altura de la viga

$$d = h_v - r - \emptyset_e - \frac{\emptyset_l}{2} \qquad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{V_{u1} - 0{,}5 \cdot \emptyset V_c}{V_{u1}} \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$X_1 = \frac{43{,}10\ (\text{kN}) - 0{,}5 \cdot (0{,}75 \cdot 57{,}33(\text{kN}))}{43{,}10\ \text{kN}} \cdot \frac{2{,}80(\text{m})}{2} = 0{,}71\ \text{m} \approx 70\ \text{cm}$$

$$X_3 = \frac{V_{u3} - 0{,}5 \cdot \emptyset V_c}{V_{u3}} \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$X_3 = \frac{42{,}90(\text{kN}) - 0{,}5 \cdot (0{,}75 \cdot 57{,}33(\text{kN}))}{42{,}90(\text{kN})} \cdot \frac{2{,}80(\text{m})}{2} = 0{,}71\ \text{m} \approx 70\ \text{cm}$$

$$X_2 = L_n - X_1 - X_3$$

$$X_2 = 2{,}80\text{m} - 0{,}70\text{m} - 0{,}70\text{m} = 1{,}40\ \text{m}$$

Número de estribos en la sección

Para X_1 tramo C4 a C5

$$\text{Nª estribos} = \frac{X_1}{S}$$

$$\text{Nª estribos} = \frac{70}{9} = 7{,}7 \approx 8 \text{ barras}$$

Se asume 8 ϕ 6 c/9

Para X_3 tramo C5 a C4

$$\text{Nªestribos} = \frac{X_3}{S}$$

$$\text{Nªestrubos} = \frac{70}{9} = 7{,}77 \approx 8 \text{ barras}$$

Se asume 8 ϕ 6 c/9

Para X_2 tramo intermedio

S=18 cm

$$\text{Nªestribos} = \frac{X_2}{S}$$

$$\text{Nªestribos} = \frac{140}{18} = 7{,}77 \approx 8 \text{ barras}$$

Se asume 8 ϕ 6 c/18

Dimensionamiento de la armadura a corte para el tramo (C5-C6)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 500$ MPa	Límite de fluencia del acero
$\phi = 0{,}75$	Coeficiente de reducción
b $= 20$ cm	Base de la viga de análisis.
h $= 40$ cm	Altura de viga
r $= 2$ cm	Recubrimiento geométrico
$\Phi_l = 12$ mm	Diámetro de la barra longitudinal
$\Phi_{est} = 6$ mm	Diámetro del estribo

$V_u = 44{,}70$ kN

Altura del bloque de compresión

$$d = h - r - \Phi_{est} - \frac{\Phi_l}{2} \qquad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8 \text{ cm}$$

Verificación de requisitos de estribos

si $V_u < \phi \cdot V_c$ No requiere estribos y colocar armadura mínima

Resistencia del concreto

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 20 \cdot 36{,}8 = 57{,}33 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0{,}75 * 57{,}33 = 43{,}00 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$44{,}70 \text{ kN} < 43{,}00 \text{ kN}$$

Si requiere armadura de refuerzo transversal

Separación del refuerzo transversal

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

$$V_s = \frac{44{,}70 \text{ kN} - 0{,}75 \cdot 57{,}33 \text{ kN}}{0{,}75} = 2{,}27 \text{ kN}$$

Si utilizamos ϕ 6 entonces:

$$A_{V_{min}} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{0.6^2}{4} = 0{,}565 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{V_{min}} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{0{,}565cm^2 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 36{,}8\text{cm}}{2{,}27 \text{ kN}} = 307{,}204 \text{ cm}$$

Separación de estribos en los extremos de la viga

a) S=307,204 cm

b) $\frac{d}{4} = \frac{36,8}{4} = 9.2\text{cm}$

c) $8 \cdot \Phi_l = 8 \cdot 1,2 = 9,2 \text{ cm}$

d) $24 \cdot \Phi_{est} = 24 \cdot 0,6 = 14,4 \text{ cm}$

e) 30 cm

$$S = 9,2 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

Separación para la parte intermedia de la viga

$$\frac{d}{4} = 18,4 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura a corte para el tramo (C6-C5)

Características del material

$f'_c = 21 \text{ MPa}$ Resistencia característica del hormigón

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

$\phi = 0,75$

$b = 20 \text{ cm}$ Base de la viga de análisis.

$h = 40 \text{ cm}$ Altura de viga

$r = 2 \text{ cm}$ Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12 \text{ mm}$ Diámetro de la barra longitudinal

$\Phi_{est} = 6 \text{ mm}$ Diámetro del estribo

$V_u = 44,40 \text{ kN}$

Altura del bloque de compresión

$d = h - r - \Phi_{est} - \frac{\Phi_l}{2}$ $d = 40 - 2 - 0,6 - \frac{1.2}{2} = 36,8 \text{ cm}$

Verificación de requisitos de estribos

si $V_u < \phi \cdot V_c$ No requiere estribos y colocar armadura mínima

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 20 \cdot 36{,}8 = 57{,}33 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0{,}75 * 57{,}33 = 43{,}00 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$44{,}40 \text{ kN} < 43{,}00 \text{ kN}$$

Si requiere armadura de refuerzo transversal

Separación del refuerzo transversal

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

$$V_s = \frac{44{,}40 \text{ kN} - 0{,}75 \cdot 57{,}33 \text{ kN}}{0{,}75} = 1{,}87 \text{ kN}$$

Si utilizamos ϕ 6 entonces:

$$A_{V_{min}} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{0.6^2}{4} = 0{,}565 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{V_{min}} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{0{,}565cm^2 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 36{,}8\text{cm}}{1{,}87} = 389{,}40 \text{ cm}$$

Separación de estribos en los extremos de la viga

a) $S = 389{,}40$ cm
b) $\frac{d}{4} = \frac{36{,}8}{4} = 9.2\text{cm}$
c) $8 \cdot \Phi_l = 8 \cdot 1{,}2 = 9{,}2$ cm
d) $24 \cdot \Phi_{est} = 24 \cdot 0{,}6 = 14{,}4$ cm
e) 30 cm

$$S = 9{,}2 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

Separación para la parte intermedia de la viga

$$\frac{d}{4} = 18{,}4 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo – estribos tramo C5 – C6

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$V_{u1} = 44{,}70$ kN	Cortante ultima 1
$V_{u3} = 44{,}40$ kN	Cortante ultima 3
$V_c = 57{,}33$ kN	Resistencia a corte del hormigón
$\emptyset = 0{,}75$	Coeficiente de reducción
$b = 20$ cm	
$L_n = 3.47$ m	Longitud entre ambas caras de columnas
$\emptyset_l = 12$ mm	Diámetro de la barra longitudinal
$\emptyset_e = 6$ mm	Diámetro del estribo
$h_v = 40$cm	Altura de la viga

$$d = h_v - r - \emptyset_e - \frac{\emptyset_l}{2} \qquad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{V_{u1} - 0{,}5 \cdot \emptyset V_c}{V_{u1}} \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$X_1 = \frac{44{,}70\ (\text{kN}) - 0{,}5 \cdot (0{,}75 \cdot 57{,}33(\text{kN}))}{44{,}70(\text{kN})} \cdot \frac{3{,}47(\text{m})}{2} = 0{,}91 \text{ m} \approx 90 \text{ cm}$$

$$X_3 = \frac{V_{u3} - 0{,}5 \cdot \emptyset V_c}{V_{u3}} \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$X_3 = \frac{44{,}40\ (\text{kN}) - 0{,}5 \cdot (0{,}75 \cdot 57{,}33(\text{kN}))}{44{,}40(\text{kN})} \cdot \frac{3{,}47(\text{m})}{2} = 0{,}91 \text{ m} \approx 90 \text{ cm}$$

$$X_2 = L_n - X_1 - X_3$$

$$X_2 = 3{,}47 \text{ m} - 0{,}90 \text{ m} - 0{,}90 \text{ m} = 1{,}70 \text{ m}$$

Número de estribos en la sección

Para X_1 tramo C5 a C6

$$\text{Nª estribos} = \frac{X_1}{S}$$

$$\text{Nª estribos} = \frac{90}{9} = 9 \text{ barras}$$

Se asume 9 ϕ 6 c/9

Para X_3 tramo C6 a C5

$$\text{Nª estribos} = \frac{X_3}{S}$$

$$\text{Nª estrubos} = \frac{90}{9} = 10 \text{ barras}$$

Se asume 9 ϕ 6 c/9

Para X_2 tramo intermedio

S=18 cm

$$\text{Nª estribos} = \frac{X_2}{S}$$

$$\text{Nª estribos} = \frac{170}{18} = 9{,}44 \approx 10 \text{ barras}$$

Se asume 10 ϕ 6 c/18

Dimensionamiento de la armadura a corte para el tramo (C6-C7)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 500$ MPa	Límite de fluencia del acero
$\phi = 0{,}75$	Coeficiente de reducción
$b = 20$ cm	Base de la viga de análisis.

$h = 40$ cm Altura de viga

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 12$ mm Diámetro de la barra longitudinal

$\Phi_{est} = 6$ mm Diámetro del estribo

$V_u = 56{,}80$ kN

Altura del bloque de compresión

$d = h - r - \Phi_{est} - \frac{\Phi_l}{2}$ $\quad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8$ cm

Verificación de requisitos de estribos

si $V_u < \phi \cdot V_c$ No requiere estribos y colocar armadura mínima

Resistencia del concreto

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 20 \cdot 36{,}8 = 57{,}33 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0{,}75 * 57{,}33 = 43{,}00 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$56{,}80 \text{ kN} < 43{,}00 \text{ kN}$$

Si requiere armadura de refuerzo transversal

Separación del refuerzo transversal

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

$$V_s = \frac{56{,}80 \text{ kN} - 0{,}75 \cdot 57{,}33 \text{ kN}}{0{,}75} = 18{,}40 \text{ kN}$$

Si utilizamos ϕ 6 entonces:

$$A_{V_{min}} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{0.6^2}{4} = 0{,}565 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{V_{min}} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{0{,}565 cm^2 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot \frac{0{,}1 kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 36{,}8\text{cm}}{18{,}40 \text{ kN}} = 54{,}17 \text{ cm}$$

Separación de estribos en los extremos de la viga

a) S=54,17 cm
b) $\frac{d}{4} = \frac{36{,}8}{4} = 9.2\text{cm}$
c) $8 \cdot \Phi_l = 8 \cdot 1{,}2 = 9{,}2 \text{ cm}$
d) $24 \cdot \Phi_{est} = 24 \cdot 0{,}6 = 14{,}4 \text{ cm}$
e) 30 cm

$$S = 9{,}2 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

Separación para la parte intermedia de la viga

$$\frac{d}{4} = 18{,}4 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la armadura a corte para el tramo (C7-C6)

Características del material

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 500$ MPa	Límite de fluencia del acero
$\phi = 0{,}75$	
b = 20 cm	Base de la viga de análisis.
h = 40 cm	Altura de viga
r = 2 cm	Recubrimiento geométrico
$\Phi_l = 12$ mm	Diámetro de la barra longitudinal
$\Phi_{est} = 6$ mm	Diámetro del estribo

$V_u = 46{,}70\ \text{kN}$

Altura del bloque de compresión

$$d = h - r - \Phi_{est} - \frac{\Phi_l}{2} \qquad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8\ \text{cm}$$

Verificación de requisitos de estribos

si $V_u < \phi \cdot V_c$ No requiere estribos y colocar armadura mínima

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\lambda = 1$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21(\text{MPa})} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 20 \cdot 36{,}8 = 57{,}33\ \text{kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0{,}75 * 57{,}33 = 43{,}00\ \text{kN}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$46{,}70\ \text{kN} < 43{,}00\ \text{kN}$$

Si requiere armadura de refuerzo transversal

Separación del refuerzo transversal

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

$$V_s = \frac{46{,}70\ \text{kN} - 0{,}75 \cdot 57{,}33\ \text{kN}}{0{,}75} = 4{,}94\ \text{kN}$$

Si utilizamos ϕ 6 entonces:

$$A_{V_{min}} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{0.6^2}{4} = 0{,}565\ \text{cm}^2$$

$$S = \frac{A_{V_{min}} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{0{,}565cm^2 \cdot 500\ \text{MPa} \cdot \frac{0{,}1kN}{MPa \cdot cm^2} \cdot 36{,}8\text{cm}}{4{,}94\ \text{kN}} = 181{,}31\ \text{cm}$$

Separación de estribos en los extremos de la viga

a) $S = 181{,}31$ cm

b) $\frac{d}{4} = \frac{36{,}8}{4} = 9.2$cm

c) $8 \cdot \Phi_l = 8 \cdot 1{,}2 = 9{,}2$ cm

d) $24 \cdot \Phi_{est} = 24 \cdot 0{,}6 = 14{,}4$ cm

e) 30 cm

$$S = 9{,}2 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

Separación para la parte intermedia de la viga

$$\frac{d}{4} = 18{,}4 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo – estribos Tramo C6 – C7

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$V_{u1} = 56{,}80$ kN	Cortante ultima 1
$V_{u3} = 46{,}70$ kN	Cortante ultima 3
$V_c = 57{,}33$ kN	Resistencia a corte del hormigón
$\emptyset = 0{,}75$	Coeficiente de reducción
$b = 20$ cm	
$L_n = 4{,}11$ m	longitud entre ambas caras de columnas
$\emptyset_l = 12$ mm	Diámetro de la barra longitudinal
$\emptyset_e = 6$ mm	Diámetro del estribo
$h_v = 40$cm	Altura de la viga

$$d = h_v - r - \emptyset_e - \frac{\emptyset_l}{2} \qquad d = 40 - 2 - 0{,}6 - \frac{1.2}{2} = 36{,}8 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{V_{u1} - 0{,}5 \cdot \emptyset V_c}{V_{u1}} \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$X_1 = \frac{56{,}80\ (\text{kN}) - 0{,}5 \cdot (0{,}75 \cdot 57{,}33(\text{kN}))}{56{,}80\ (\text{kN})} \cdot \frac{4{,}11(\text{m})}{2} = 1{,}29 \text{ m} \approx 130 \text{ cm}$$

$$X_3 = \frac{V_{u3} - 0{,}5 \cdot \emptyset V_c}{V_{u3}} \cdot \frac{L_n}{2}$$

$$X_3 = \frac{46{,}70(\text{kN}) - 0{,}5 \cdot (0{,}75 \cdot 57{,}33(\text{kN}))}{46{,}70(\text{kN})} \cdot \frac{4{,}11(\text{m})}{2} = 1{,}12 \text{ m} \approx 110 \text{ cm}$$

$$X_2 = L_n - X_1 - X_3$$

$$X_2 = 4{,}11\text{m} - 1{,}30\text{m} - 1{,}10\text{m} = 1{,}70 \text{ m}$$

Número de estribos en la sección

Para X_1 tramo C6 a C7

$$\text{Nª estribos} = \frac{X_1}{S}$$

$$\text{Nª estribos} = \frac{130}{9} = 14{,}44 \approx 15 \text{ barras}$$

Se asume 15 ϕ 6 c/9

Para X_3 tramo C7 a C6

$$\text{Nª estribos} = \frac{X_3}{S}$$

$$\text{Nª estrubos} = \frac{110}{9} = 12{,}22 \approx 13 \text{ barras}$$

Se asume 13 ϕ 6 c/9

Para X_2 tramo intermedio

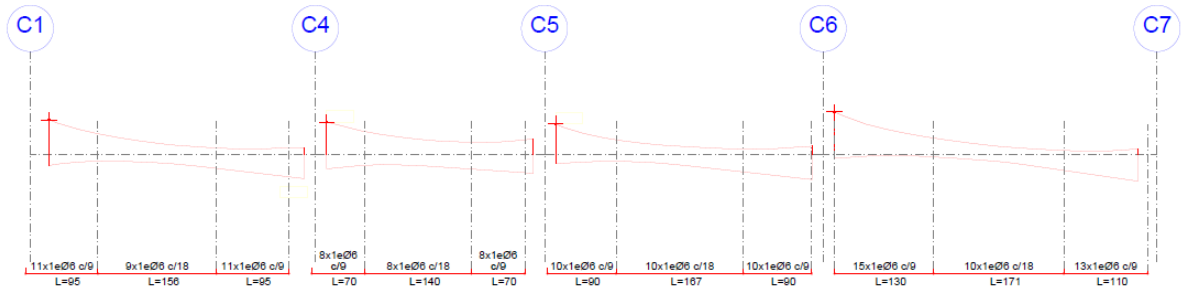
S=18 cm

$$\text{Nª estribos} = \frac{X_2}{S}$$

$$\text{Nª estribos} = \frac{170}{18} = 9{,}44 \approx 10 \text{ barras}$$

Se asume 10 ϕ 6 c/18

Figura: 45. Detalle de armadura por tracción



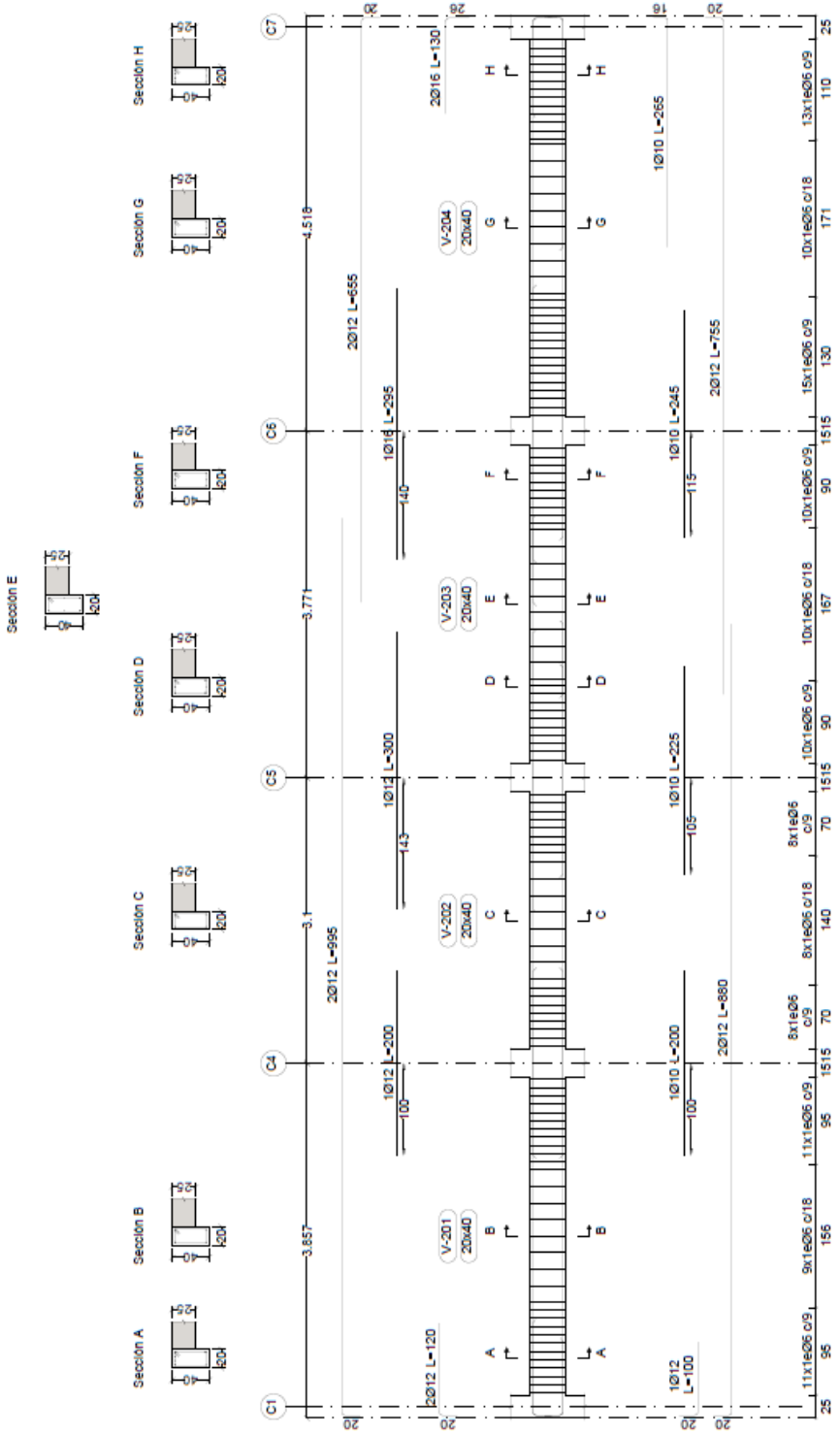
Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 39. Resumen de las Cortantes

Cortante	Cype	Manual	Diferencia
C1 – C4 (+) V_{u1}= 46,20 kN C4 – C1 (-) V_{u3} =48,00 kN	11 Ø 6 ***C*** /9 11 Ø 6 ***C***/ 9	11 Ø 6 ***C*** /9 11 Ø 6 ***C***/ 9	0 % 0 %
C4 – C5 (+) V_{u1}= 43,10 kN C5 – C4 (-) V_{u3} =42,90 kN	8 Ø 6 ***C*** /9 8 Ø 6 ***C***/ 9	8 Ø 6 ***C*** /9 8 Ø 6 ***C***/ 9	0 % 0 %
C5 – C6 (+) V_{u1}= 44,70 kN C6 – C5 (-) V_{u3} =44,40 kN	10 Ø 6 ***C*** /9 10 Ø 6 ***C***/ 9	9 Ø 6 ***C*** /9 9 Ø 6 ***C***/ 9	10 % 10 %
C6 – C7 (+) V_{u1}= 56,80 kN C7 – C6 (-) V_{u3} =46,70 kN	15 Ø 6 ***C*** /9 13 Ø 6 ***C***/ 9	15 Ø 6 ***C*** /9 13 Ø 6 ***C***/ 9	0 % 0 %

Fuente*: Elaboración propia*

Figura: 46. Armadura dispuesta obtenida por el programa

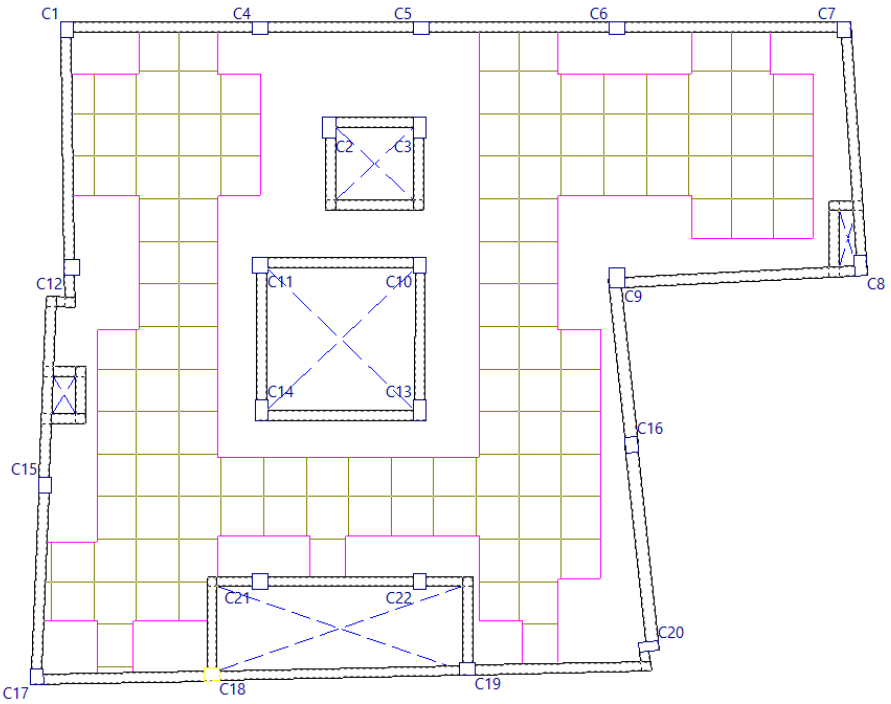


Fuente: *Elaboración propia (CypeCad)*

3.12. Diseño de columnas de hormigón armado

En este capítulo, se abordará el diseño de columnas enfocándose en la sección más solicitada. A continuación, se detallará el proceso de diseño específico para la sección de columna C2, considerando los esfuerzos y requisitos estructurales necesarios para garantizar su adecuada resistencia y desempeño.

Figura: 47. Vista en planta de columnas-losas



***Fuente**: Elaboración propia*

Predimensionamiento de columnas

Carga axial en estado de carga de servicio:

$$P_u = 769{,}20 \text{ kN}$$

Cálculo del área requerida para cargas gravitacionales:

$$A_{central} = \frac{P_u}{0.35 * (f'_c + 1\% * f_y)}$$

$$\frac{769{,}20\ kN}{0.35 \cdot (21\ MPa + 0.01 \cdot 500\ MPa) \cdot \frac{kN}{MPa \cdot cm^2}} = 946.53\ cm^2$$

Para una base de: $b = 25cm$

Se tiene una altura de: $h = 40cm$

Finalmente, la sección sería: 25x40

Verificación de pandeo en la columna

b=25 cm

h=40 cm

$l_u = 3$ m Altura de columna no arriostrada

$M_1 = -3{,}10$ kN · m Momento en los extremos de la columna

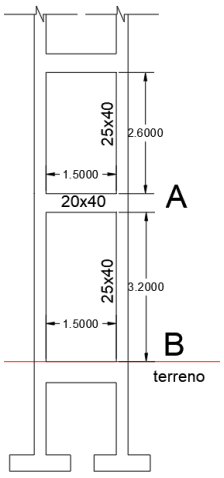
$M_2 = 4{,}80$ kN · m Momento en los extremos de la columna

Área de la sección

$A = b \cdot h = 25 \cdot 40 = 1000\ cm^2$

Cálculo del factor de longitud efectiva de la columna

Figura: 48. Dimensiones de la columna en diseño



***Fuente**: Elaboración propia*

Inercia de las columnas

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{25 \cdot 40^3}{12} = 133333{,}33\ cm^4 = 0.0013\ m^4$$

Inercia de la viga

$$I_v = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \cdot 40^3}{12} = 106666{,}67\ cm^4 = 0.0011\ m^4$$

Módulo de elasticidad del hormigón

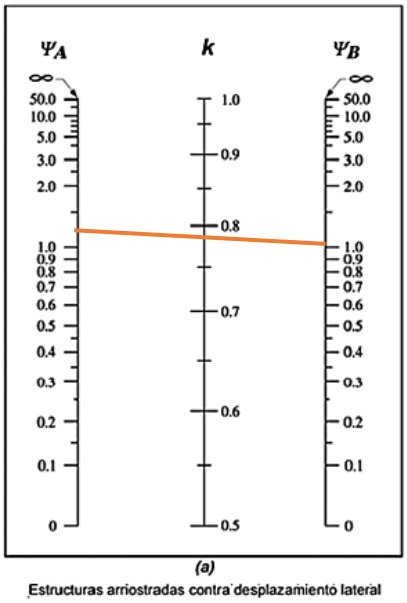
$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c} = 4700 \cdot \sqrt{21} = 21538{,}11\ Mpa$$

Grado de empotramiento

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum\left(\frac{E_C \cdot I_C}{I_C}\right)}{\sum\left(\frac{E_C \cdot I_v}{I_v}\right)}$$

$$\psi_A = \frac{\left(\frac{21538{,}11(MPa) * 0.0013\ m^4}{3{,}2(m)}\right) + \left(\frac{21538{,}11(MPa) * 0.0013\ m^4}{2{,}6(m)}\right)}{\left(\frac{21538{,}11(MPa) * 0.0011\ m^4}{1{,}5(m)}\right)} = 1.31$$

$\psi_B = 1$ al encontrarse empotrado asumir valor de 1



K=0.77

Inercia de la sección

$$I_X = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{40 \cdot 25^3}{12} = 52083{,}33 \text{ cm}^4$$

$$I_Y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{25 \cdot 40^3}{12} = 133333.33 \text{ cm}^4$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{52083{,}33}{1000}} = 7{,}22 \text{ cm}$$

$$\frac{K \cdot l_u}{r} = \frac{0{,}77 \cdot 300}{7{,}22} = 31{,}99$$

$$34 + 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 34 + 12 \cdot \left(\frac{-310}{480}\right) = 26{,}25$$

$$\frac{K \cdot l_u}{r} \leq 34 + 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

$31{,}99 \leq 26{,}25$ es necesario amplificar

La columna debe ser tomada en cuenta los efectos de segundo orden

$$P_u = 769{,}20 \text{ kN}$$

$$I = 52083{,}33 \text{ cm}^4 = 5{,}2083 \text{ m}^2$$

$$E_c = 21{,}538 \text{ MPa}$$

Coeficiente de uniformidadad

$$C_m = 0{,}6 + 0{,}4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0{,}4$$

$$C_m = 0{,}6 + 0{,}4 \cdot \frac{310}{480} \geq 0{,}4$$

$$C_m = 0{,}858$$

$\beta_d = 0$ si las fuerzas horizontales son de corta duración

$\beta_d = 1$ si las cargas horizontales son permanentes

Momento de inercia

$$EI = \frac{0{,}4 \cdot E_c \cdot I}{1 + \beta_d} = \frac{0{,}4 \cdot 21{,}538\ (MPa) \cdot 52083{,}33\ cm^2}{1 + 0} = 141666657{,}60\ \frac{kN}{cm^2}$$

Carga crítica

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot l_u)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 141666657{,}60}{(0{,}77 * 300)^2} = 31705{,}0764\ kN$$

Factor de amplificación por curvatura (debido a la esbeltez)

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0{,}75 * P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{769{,}20(kN)}{0{,}75 * 31705{,}0764\ (kN)}} = 1.03$$

Momentos amplificados en "Y"

$M_1 = -3{,}10\ kN \cdot m$ $\delta M_1 = 3{,}1903\ kN \cdot m$

$M_2 = 4{,}80\ kN \cdot m$ $\delta M_2 = 4{,}9440\ kN \cdot m$

$P_u = 769{,}20\ kN$

Momentos amplificados en "X"

$M_1 = -2{,}30\ kN \cdot m$ $\delta M_1 = 2{,}3690\ kN \cdot m$

$M_2 = 4{,}70\ kN \cdot m$ $\delta M_2 = 4{,}8410\ kN \cdot m$

$P_u = 769{,}20\ kN$

3.12.1. Diagrama de interacción de la sección transversal

Para construir el diagrama de interacción de manera práctica y simplificada, se determinarán únicamente cinco puntos clave. Estos puntos representan combinaciones críticas de carga axial y momento flector, lo que permite definir la envolvente de resistencia de la columna sin necesidad de un análisis de múltiples casos.

$f'_c = 21\ MPa$ Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500\ MPa$ Límite de fluencia del acero

$E_s = 200000$ MPa — Módulo de elasticidad del acero

$\varepsilon_c = 0{,}003$ — Deformación última del concreto

$\varepsilon_c = \frac{f_y}{E_s} = 0{,}002$ — Deformación de fluencia del acero

Datos Geométricos

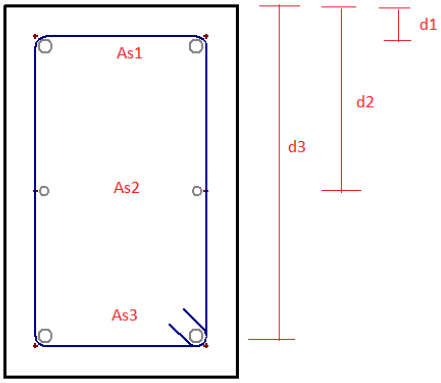
b=25 cm — Base de la sección

h=40 cm — Alto de la sección

r=2.5 cm — Recubrimiento

$\emptyset_{ext} = 16$ mm — Diámetro de barras esquinas

$\emptyset_{int} = 12$ mm — Diámetro de barra interior



$$A_g = b \cdot h = 25 \cdot 40 = 1000\ cm^2$$

Área de cada fila de barras

$As_1 = 4{,}021\ cm^2$

$As_1 = 2{,}262\ cm^2$

$As_1 = 4{,}021\ cm^2$

Área total del acero

$A_{st} = 10{,}304\ cm^2$

$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \cdot 100 = 1{,}03\% > 1{,}00\%$ ok

Ubicación de las filas de acero

$d_1 = 3{,}3$ cm

$d_2 = 20$ cm

$d_3 = 36{,}70$ cm

Punto A: Punto de carga concéntrica (compresión pura)

$$\emptyset = 0{,}65$$

$$P_{nc} = 0{,}85 \cdot f`_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$P_{nc} = 0{,}85 \cdot (21(\text{MPa}) \cdot (1000cm^2 - 10{,}304cm^2) + 500(\text{MPa}) \cdot 10{,}304) \cdot \frac{0{,}1\ kN}{MPa \cdot cm^2} = 2509{,}77\ \text{kN}$$

$$M_{nc} = 0\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\emptyset P_{nc} = 1631{,}351\ \text{kN}$$

$$\emptyset M_{nc} = 0\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

Punto E: Tracción pura

$$\emptyset P_{nc} = -0{,}90 \cdot f`_c \cdot A_{st}$$

$$\emptyset P_{nt} = -0{,}90 \cdot 500(\text{MPa}) \cdot 10{,}304cm^2 \cdot \frac{0{,}1\ kN}{MPa \cdot cm^2} = -454{,}733\text{kN}$$

$$\emptyset M_{nt} = 0\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

Punto B: Condición de falla balanceada

$$d = h - r - \Phi_{ext} - \frac{\Phi_{int}}{2} \qquad d = 40 - 2{,}5 - 0{,}6 - \frac{1.6}{2} = 36{,}1\ \text{cm}$$

Altura del bloque de compresión para la condición balanceada

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{c_b} = \frac{\varepsilon_y}{d - c_b} = 20{,}13\ \text{cm}$$

Altura del bloque de compresión de la sección

$$\beta_1 = 0{,}85$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0{,}85 * 21{,}66 = 17{,}108\ \text{cm}$$

Deformación unitaria por cada canto útil

$$\varepsilon_{s1b} = \frac{\varepsilon_c}{c_b} \cdot (c_b - d_1) = 2{,}544 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s2b} = \frac{\varepsilon_c}{c_b} \cdot (c_b - d_2) = 229{,}917 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{s3b} = \frac{\varepsilon_c}{c_b} \cdot (c_b - d_3) = -2{,}083 \cdot 10^{-3}$$

Esfuerzos

$$f_{s1b} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s1b} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{s2b} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s2b} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = 39{,}612\ MPa$$

$$f_{s3b} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s3b} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = -500 \text{ MPa}$$

Fuerzas

$$F_{s1b} = (f_{s1b} - 0{,}85 \cdot f'_c) \cdot As_1 = 190{,}135 \text{ kN}$$

$$F_{s2b} = (f_{s2b} - 0{,}85 \cdot f'_c) \cdot As_2 = -3{,}081 \text{ kN}$$

$$F_{s3b} = f_{s3b} \cdot As_3 = -197{,}174 \text{ kN}$$

$$N_{cb} = 0{,}85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b = 748{,}664 \text{ kN}$$

Fuerza total en la sección

$$P_{nb} = N_{cb} + F_{s1b} + F_{s2b} + F_{s3b} = 738{,}544 \text{ kN}$$

Momentos (con respecto al centroide plástico "yo")

$$Ad = (As_1 \cdot d_1) + (As_2 \cdot d_2) + (As_3 \cdot d_3) = 206{,}088 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{(0{,}85 \cdot f'_c \cdot A_g) \cdot \frac{h}{2} + f_y \cdot Ad}{0.85 \cdot f'_c \cdot A_g + f_y \cdot A_{st}}$$

$$y_o = 20{,}00 \text{ cm}$$

Momento total en la sección

$$M_{s1b} = F_{s1b} \cdot \left(y_o - \frac{a_b}{2}\right) = 31{,}753 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s2b} = F_{s2b} \cdot \left(y_o - \frac{a_b}{2}\right) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s3b} = F_{s3b} \cdot \left(y_o - \frac{a_b}{2}\right) = 32{,}928 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cb} = N_{cb} \cdot \left(y_o - \frac{a_b}{2}\right) = 85{,}694 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento total en la sección

$$M_{nb} = M_{cb} + M_{s1b} + M_{s2b} + M_{s3b} = 150{,}374 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Factor de minoración

$$\emptyset_b = \max\begin{cases} 0{,}65 \cdot \left(\varepsilon_{s3b} - \frac{2}{1000}\right) \cdot \frac{250}{3} = 0{,}65 \\ 0{,}65 \end{cases}$$

$$\emptyset P_{nb} = \emptyset_b \cdot P_{nb} = 480{,}054 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_{nb} = \emptyset_b \cdot M_{cb} = 97{,}743 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Punto C: Zona de falla frágil

$$c_c < c_b$$

$c_c = 10$ cm

Altura del bloque de compresión de la sección

$$\beta_1 = 0{,}85$$

$$a_c = \beta_1 \cdot c_c = 0{,}85 * 10 = 8{,}5 \text{ cm}$$

Deformación unitaria por cada canto útil

$$\varepsilon_{s1c} = \frac{\varepsilon_c}{c_c} \cdot (c_c - d_1) = 2{,}01 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s2c} = \frac{\varepsilon_c}{c_c} \cdot (c_c - d_2) = -3{,}00 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s3c} = \frac{\varepsilon_c}{c_c} \cdot (c_c - d_3) = -8{,}01 \cdot 10^{-3}$$

Esfuerzos

$$f_{s1c} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s1c} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = 413{,}94 \text{ MPa}$$

$$f_{s2c} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s2c} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = -500\ MPa$$

$$f_{s3c} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s3c} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = -500\ MPa$$

Fuerzas

$$F_{s1c} = (f_{s1c} - 0{,}85 \cdot f`_c) \cdot As_1 = 159{,}416 \text{ kN}$$

$$F_{s2c} = f_{s2c} \cdot As_2 = -110{,}911 \text{ kN}$$

$$F_{s3c} = f_{s3c} \cdot As_3 = -197{,}174 \text{ kN}$$

$$N_{cc} = 0{,}85 \cdot f`_c \cdot a_c \cdot b = 371{,}978 \text{ kN}$$

Fuerza total en la sección

$$P_{nc} = N_{cc} + F_{s1c} + F_{s2c} + F_{s3c} = 223{,}309 \text{ kN}$$

Momentos (con respecto al centroide plástico “yo”)

$$Ad = (As_1 \cdot d_1) + (As_2 \cdot d_2) + (As_3 \cdot d_3) = 206{,}088\ cm^2$$

$$y_o = \frac{(0{,}85 \cdot f'_c \cdot A_g) \cdot \frac{h}{2} + f_y \cdot Ad}{0.85 \cdot f'_c \cdot A_g + f_y \cdot A_{st}}$$

$$y_o = 20{,}00\ cm$$

Momento total en la sección

$$M_{s1c} = F_{s1c} \cdot \left(y_o - \frac{a_c}{2}\right) = 26{,}622\ kN \cdot m$$

$$M_{s2c} = F_{s2c} \cdot \left(y_o - \frac{a_c}{2}\right) = 0\ kN \cdot m$$

$$M_{s3c} = F_{s3c} \cdot \left(y_o - \frac{a_c}{2}\right) = 32{,}928\ kN \cdot m$$

$$M_{cc} = N_{cc} \cdot \left(y_o - \frac{a_c}{2}\right) = 58{,}587\ kN \cdot m$$

Momento total en la sección

$$M_{nb} = M_{cb} + M_{s1b} + M_{s2b} + M_{s3b} = 118{,}137\ kN \cdot m$$

Factor de minoración

$$\emptyset_b = \max\begin{cases} 0{,}65 \cdot \left(\varepsilon_{s3b} - \frac{2}{1000}\right) \cdot \frac{250}{3} = 0{,}65 \\ 0{,}65 \end{cases}$$

$$\emptyset P_{nb} = \emptyset_b \cdot P_{nb} = 145{,}151\ kN$$

$$\emptyset M_{nb} = \emptyset_b \cdot M_{cb} = 76{,}789\ kN \cdot m$$

Punto D: Zona de falla frágil

$$c_d > c_b$$

$c_c = 30{,}83\ cm$

Altura del bloque de compresión de la sección

$$\beta_1 = 0{,}85$$

$$a_c = \beta_1 \cdot c_d = 0{,}85 * 30.83 = 26{,}206\ cm$$

Deformación unitaria por cada canto útil

$$\varepsilon_{s1d} = \frac{\varepsilon_c}{c_d} \cdot (c_d - d_1) = 2{,}679 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s2d} = \frac{\varepsilon_c}{c_d} \cdot (c_d - d_2) = 1{,}054 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s3d} = \frac{\varepsilon_c}{c_d} \cdot (c_d - d_3) = 571{,}197 \cdot 10^{-6}$$

Esfuerzos

$$f_{s1d} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s1d} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{s2d} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s2d} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = 206{,}807 \text{ MPa}$$

$$f_{s3d} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s3d} \leq f_y \\ f_y \end{cases} = -136.389 \text{ MPa}$$

Fuerzas

$$F_{s1d} = (f_{s1d} - 0{,}85 \cdot f'_c) \cdot As_1 = 190{,}135 \text{ kN}$$

$$F_{s2d} = (f_{s2d} - 0{,}85 \cdot f'_c) \cdot As_2 = 42{,}819 \text{ kN}$$

$$F_{s3d} = f_{s3d} \cdot As_3 = -54{,}845 \text{ kN}$$

$$N_{cd} = 0{,}85 \cdot f'_c \cdot a_d \cdot b = 1118{,}289 \text{ kN}$$

Fuerza total en la sección

$$P_{nd} = N_{cd} + F_{s1d} + F_{s2d} + F_{s3d} = 1296{,}398 \text{ kN}$$

Momentos (con respecto al centroide plástico “yo”)

$$Ad = (As_1 \cdot d_1) + (As_2 \cdot d_2) + (As_3 \cdot d_3) = 206{,}088 \text{ cm}^2$$

$$\mathcal{Y}_o = \frac{(0{,}85 \cdot f'_c \cdot A_g) \cdot \frac{h}{2} + f_y \cdot Ad}{0.85 \cdot f'_c \cdot A_g + f_y \cdot A_{st}}$$

$$\mathcal{Y}_o = 20{,}00 \text{ cm}$$

Momento total en la sección

$$M_{s1d} = F_{s1d} \cdot \left(\mathcal{Y}_o - \frac{a_d}{2}\right) = 31{,}753 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s2d} = F_{s2d} \cdot \left(\mathcal{Y}_o - \frac{a_d}{2}\right) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s3d} = F_{s3c} \cdot \left(\mathcal{Y}_o - \frac{a_c}{2}\right) = 9{,}159 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cd} = N_{cd} \cdot \left(\mathcal{Y}_o - \frac{a_d}{2}\right) = 80{,}775 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento total en la sección

$$M_{nd} = M_{cd} + M_{s1d} + M_{s2d} + M_{s3d} = 121{,}687\ kN \cdot m$$

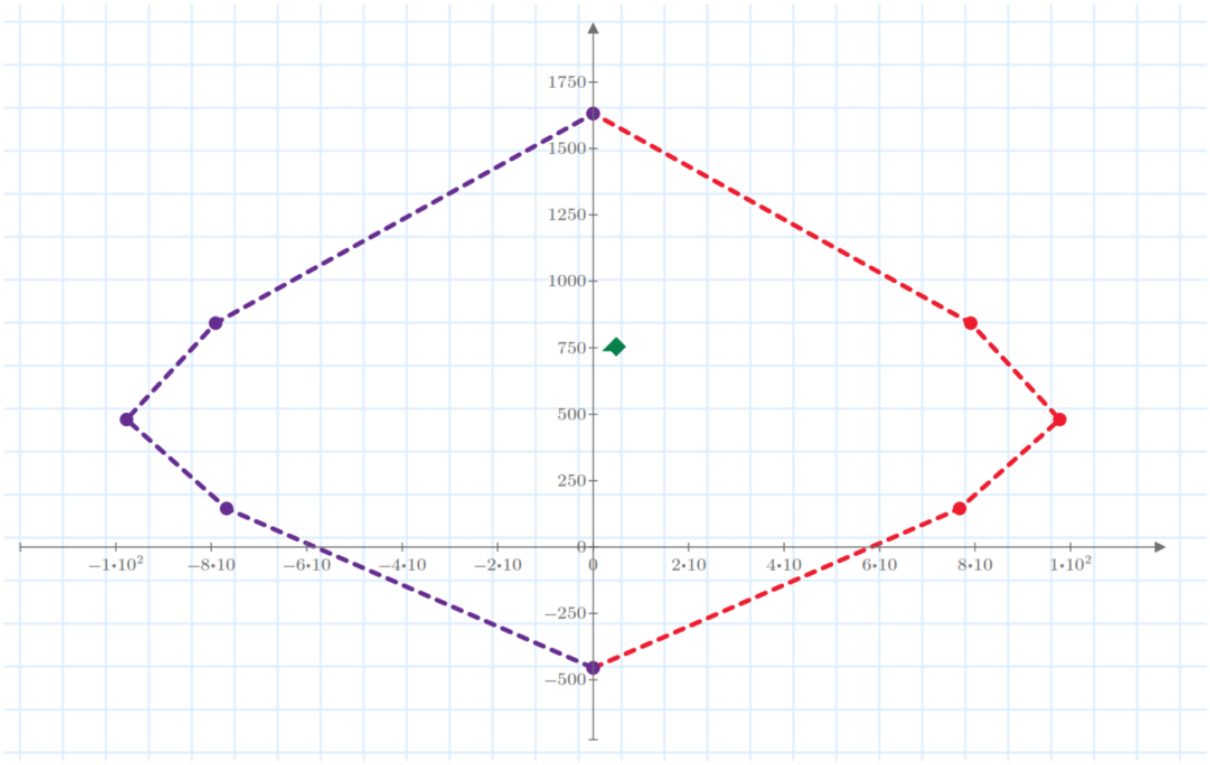
Factor de minoración

$$\emptyset_b = \max\begin{cases} 0{,}65 \cdot \left(\varepsilon_{s3b} - \dfrac{2}{1000}\right) \cdot \dfrac{250}{3} = 0{,}65 \\ 0{,}65 \end{cases}$$

$$\emptyset P_{nb} = \emptyset_b \cdot P_{nb} = 863{,}7981\ kN$$

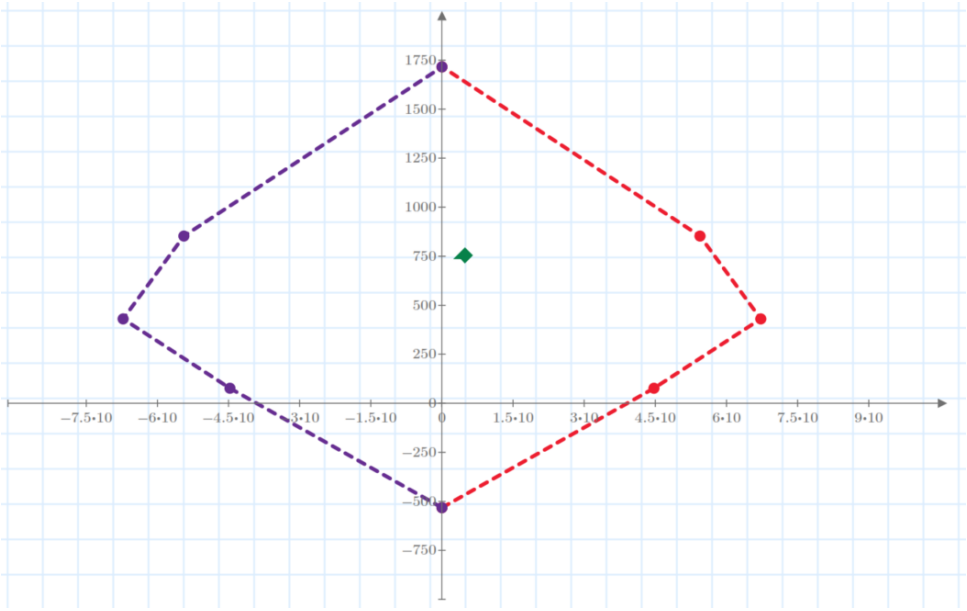
$$\emptyset M_{nb} = \emptyset_b \cdot M_{cb} = 75{,}2176\ kN \cdot m$$

Figura: 49. Diagrama de momentos en el eje X columna C2



***Fuente**: Elaboración propia*

Figura: 50. Diagrama de momentos en el eje Y columna C2



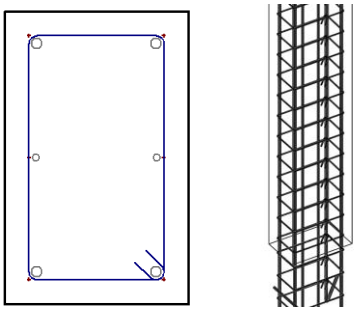
***Fuente**: Elaboración propia*

Diseño a corte

Cálculo del espaciamiento de los estribos para resistir las fuerzas de corte:

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{\frac{V_u}{\emptyset} - V_c} = 14.76\ cm$$

Figura: 51. disposición final de la sección transversal de la columna



Longitudinal: 4ϕ16 + 2 ϕ12

Transversal: ϕ6 c/14

***Fuente**: Elaboración propia*

3.13. Estructuras complementarias

Verificación del diseño de la escalera

3.13.1. Verificación del diseño de la escalera

A continuación, se muestra el cálculo de una escalera de hormigón armado, la cual presenta tres tramos (tiros) y dos descansos (meseta).

3.13.2. Diseño geométrico de la escalera

Se tiene un desnivel a salvar "z=3,40 m"

La huella mínima es 25 cm, según el plano arquitectónico se adoptará "h=30 cm".

La contrahuella será "c=18 cm"

Comprobando el número de peldaños (escalones) si coincide en el plano arquitectónico:

$$n_e = 18\ (\text{escalones})\text{Plano arquitectonico}$$

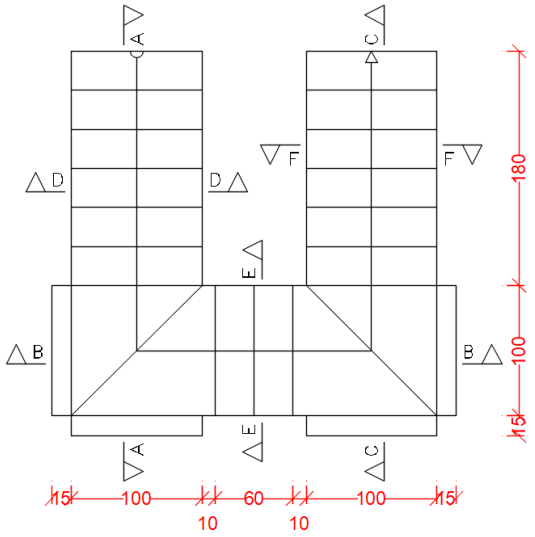
$$n_e = \frac{z}{c} = \frac{340}{18} = 18\ \text{Cumple con el plano arquitectonico}$$

El ancho de los escalones "a=113 cm"

El espesor de la losa viene dado por la siguiente expresión:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{210\ cm}{20} = 10{,}5 = \text{ valor adoptado 15 cm}$$

Figura: 52. Diseño geométrico de la escalera



***Fuente**: Elaboración propia (CypeCad)*

• Se tienen las siguientes cargas actuantes, dependiendo si estamos analizando el tiro o la meseta.

a) Para los tiros tenemos:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma c \cdot hf = 24\frac{kN}{m^3} \cdot (0{,}15\ m) = 3{,}6\ \frac{kN}{m^2}$$

Peso propio de los peldaños por unidad de área:

$$g1 = \frac{\gamma \cdot c}{2} = \frac{24\ \frac{kN}{m^2} \cdot (0{,}18m)}{2} = 2{,}16\ \frac{kN}{m^2}$$

Acabado "g_2 = 1,60 kN/m^2

Sobrecarga de uso "q=3,00 kN/m^2

Por tanto, la carga muerta total es:

$$G_t = g + g_1 + g_2 = 3{,}60\ +\ 2{,}16\ +\ 1{,}60 = 7{,}36\ \frac{kN}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 3{,}00\ \frac{kN}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f \cdot (q_t + g_t) = 1{,}6 \cdot \left(3{,}00\frac{kN}{m^2} + 7{,}36\frac{kN}{m^2}\right) = 16{,}576\ \frac{kN}{m^2}$$

b) En los descansos (mesetas) actuaran las siguientes cargas:

Peso propio de la losa por unidad de área:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma c \cdot hf = 24\frac{kN}{m^3} \cdot 0{,}15\ m = 3{,}60\ \frac{kN}{m^2}$$

Acabado "$g_2 = 1{,}60\ kN/m^2$

Sobrecarga de uso "$q=3{,}00\ kN/m^2$

Por tanto, la carga muerta total es:

$$G_t = g + g_2 = 3{,}60 + 1{,}60 = 5{,}20\ \frac{kN}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 3{,}00\ \frac{kN}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f \cdot (q_t + g_t) = 1{,}6 \cdot \left(3{,}00\frac{kN}{m^2} + 5{,}20\ \frac{kN}{m^2}\right) = 13{,}12\ \frac{kN}{m^2}$$

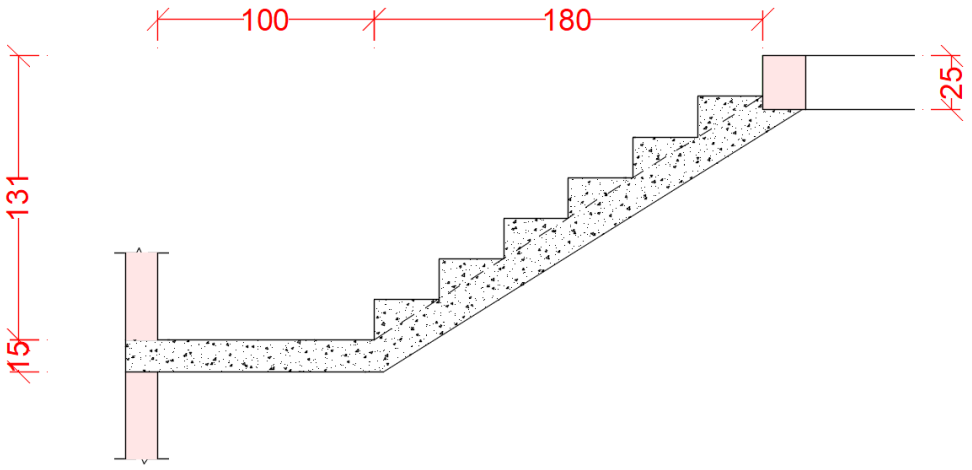
El ancho de los escalones "a=110 cm"

$$q_{d(Rampa)} = 16{,}576\ \frac{kN}{m^2} \cdot 1{,}00\ m + 0{,}75\frac{kN}{m} = 17{,}326\frac{kN}{m}$$

El ancho del descanso más los apoyos "a_1=100 cm + 20 cm=120 cm"

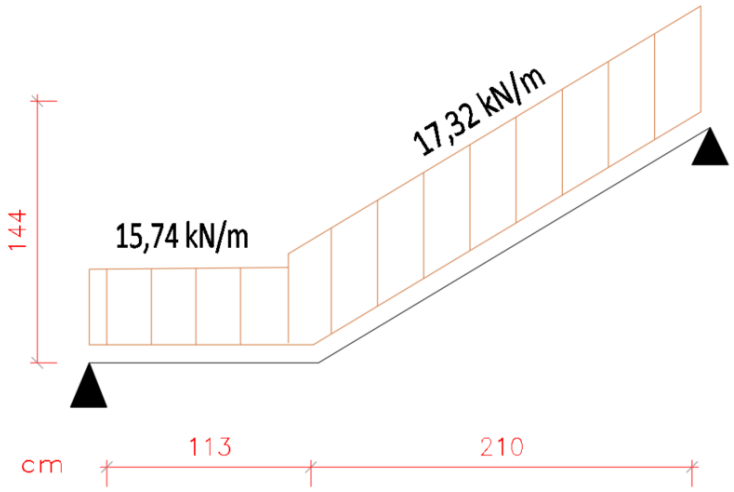
$$q_{d(Descaso)} = 13{,}12\ \frac{kN}{m^2} \cdot 1{,}20\ m = 15{,}744\frac{kN}{m}$$

Figura: 53. Idealizacion de la escalera para determinar los momentos maximos positivos



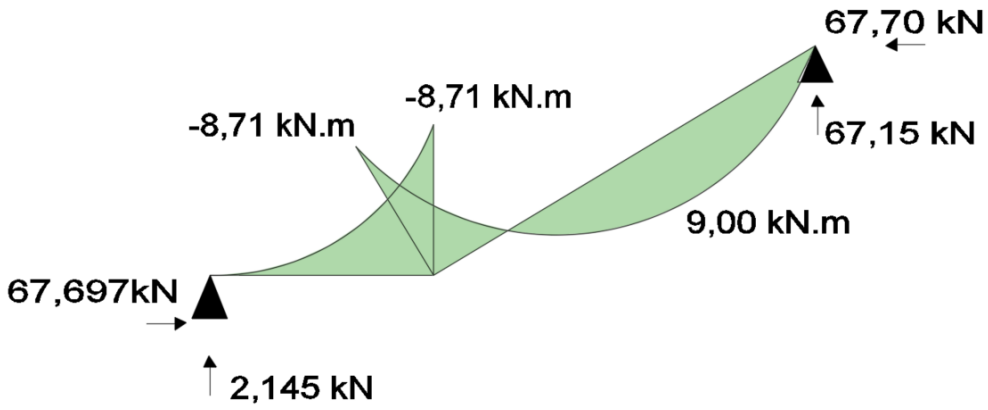
***Fuente**: Elaboración propia (CypeCad)*

Figura: 54. Esquema de la escalera rampa y descanso



***Fuente**: Elaboración propia (CypeCad)*

Figura: 55. Diagrama de momentos flectores



***Fuente**: Elaboración propia*

Cálculo de la armadura positiva para las dos rampas

Características del material

$f'_c = 21$ MPa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 100$ cm — Base de análisis.

$h = 15$ cm — Altura de rampa

$r = 2$ cm — Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 8$ mm — Diámetro de la barra

$M_u = 9{,}00\ \text{kN} \cdot \text{m} = 9000\ \text{N} \cdot \text{m}$

$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2}$ $\quad d = 15cm - 2cm - 0.6cm - \frac{1{,}2cm}{2} = 11{,}8\ cm$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 0{,}118\text{m} - \sqrt{(0{,}118\text{m})^2 - \frac{2 \cdot 9000\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot 1}}$$

$$= 0{,}00485\ m = 0{,}485\ \text{cm}$$

Área de acero

$$\text{A}_\text{s} = \frac{\text{M}_\text{u}}{\phi \cdot \text{f}_\text{y} \cdot \left(\text{d} - \frac{\text{a}}{2}\right)}$$

$$\text{A}_\text{s} = \frac{9000\ (\text{N} \cdot \text{m})}{0{,}9 \cdot 500(\text{MPa}) \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}/\text{m}^2}{\text{MPa}} \cdot\right) \cdot \left(0{,}368(\text{m}) - \frac{0{,}00485(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0001732\ \text{m}^2 = 1{,}732\ \text{cm}^2$$

$$\text{A}_\text{s} = 1{,}732\ \text{cm}^2$$

$\#_{8\text{mm}_\text{cal}} = \frac{\text{A}_\text{s}}{\text{A}_{8\text{mm}}} = 3{,}445$ $\#_{\mathbf{10mm_{cal}}} = \frac{\text{A}_\text{s}}{\mathbf{A_{10mm}}} = \mathbf{2{,}205}$

$\#_{16\text{mm}_\text{cal}} = \frac{\text{A}_\text{s}}{\text{A}_{16\text{mm}}} = 0{,}861$ $\#_{12\text{mm}_\text{cal}} = \frac{\text{A}_\text{s}}{\text{A}_{12\text{mm}}} = 1{,}531$

Optamos por $4\ \phi\ 8$

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
4Ø8	2,00	1,732

Adoptamos = $4\ \phi\ 8$ Con un área igual a 2,00 cm^2

Verificación de la resistencia a flexión

$\text{A}_{\text{s}_\text{pos}} = 2{,}00\ \text{cm}^2$ $\text{b} = 100\ \text{cm}$ $\text{d} = 11{,}8\ \text{cm}$

$$\phi\ \text{M}_{\text{n}_\text{pos}} \geq \text{M}_\text{U}$$

$$a = \frac{A_{s_{pos}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2{,}00 \cdot 500(\text{MPa})}{0.85 \cdot 21(\text{MPa}) \cdot 100(\text{cm})} = 0{,}56 \text{ cm}$$

$$\phi\, M_n = \phi \cdot A_{s_{pos}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$0{,}9 \cdot \frac{2{,}0(cm^2)}{100(cm^2)}(m) \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/_{m^2}}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}118\ (m) - \frac{0{,}0056\ (m)}{2}\right) =$$

$$10367{,}90\ N \cdot m = 10{,}36\ kN \cdot m$$

$$\phi M_n = 10{,}36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_U = 9{,}00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi\, M_{n_{pos}} \geq M_U$$

$$\therefore \text{Diseño} = \text{cumple}$$

Según norma nos recomienda un desplazamiento de base "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$s = \frac{100 - 2 \cdot 3 - \#\emptyset}{\#\text{esp}} = \frac{100 - 6 - 4 \cdot 0{,}8}{5} = 18{,}16 \text{ cm}$$

$$e = \frac{100 - 2 \cdot 3}{\#\text{esp}} = \frac{100 - 6}{5} = 18{,}8 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Armadura inferior: ϕ 8/C-20

Cálculo de la armadura negativa para las dos rampas

Características del material

$f'_c = 21$ Mpa — Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500$ MPa — Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 100$ cm — Base de análisis.

$h = 15$ cm — Altura de rampa

$r = 2$ cm Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 8$ mm Diámetro de la barra

$M_u = 8{,}71\ \text{kN} \cdot \text{m} = 8710\ \text{N} \cdot \text{m}$

$$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2} \qquad d = 15cm - 2cm - 0.6cm - \frac{1{,}2cm}{2} = 11{,}8\ \text{cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^{2-}\ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$0{,}118\ m - \sqrt{(0{,}118\ m)^2 - \frac{2 \cdot 8710\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa}\right) \cdot 1}} = 0{,}0469\ m = 0{,}469\ cm$$

Área de acero

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

$$A_s = \frac{8710\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}118(m) - \frac{0{,}0469(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0001675\ m^2 = 1{,}675\ cm^2$$

$$A_s = 1{,}675\ \text{cm}^2$$

$$\#_{8\text{mm}_{\text{cal}}} = \frac{A_s}{A_{8\text{mm}}} = 3{,}332 \qquad \#_{\mathbf{10mm_{cal}}} = \frac{A_s}{\mathbf{A_{10mm}}} = \mathbf{2{,}133}$$

$$\#_{16\text{mm}_{\text{cal}}} = \frac{A_s}{A_{16\text{mm}}} = 1{,}481 \qquad \#_{12\text{mm}_{\text{cal}}} = \frac{A_s}{A_{12\text{mm}}} = 0{,}833$$

Optamos por 4 ϕ 8

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
4Ø8	2,00	1,675

Adoptamos = 4 ϕ 8 Con un área igual a 2,00 cm^2

Verificación de la resistencia a flexión

$$A_{s_{pos}} = 2{,}00\ cm^2 \qquad b = 100\ cm \qquad d = 11{,}8\ cm$$

$$\phi M_{n_{pos}} \geq M_U$$

$$a = \frac{A_{s_{pos}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2 \cdot 500(MPa)}{0.85 \cdot 21(MPa) \cdot 100(cm)} = 0{,}56\ cm$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s_{pos}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$0{,}9 \cdot \frac{2{,}00(cm^2)}{100(cm^2)}(m) \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}118\ (m) - \frac{0{,}0469\ (m)}{2}\right)$$

$$= 10{,}36\ KN \cdot m$$

$$\phi M_n = 10{,}36\ kN \cdot m$$

$$M_U = 8{,}71\ kN \cdot m$$

$$\phi M_{n_{pos}} \geq M_U$$

$$\therefore \text{Diseño} = \text{cumple}$$

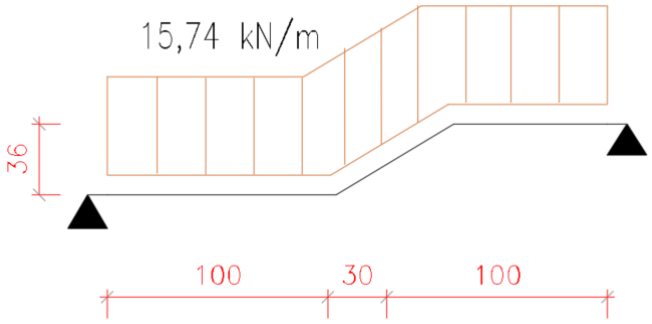
Según norma nos recomienda un desplazamiento de base "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$s = \frac{100 - 2 \cdot 3 - \#\emptyset}{\#esp} = \frac{100 - 6 - 4 \cdot 0{,}8}{5} = 18{,}16\ cm$$

$$e = \frac{100 - 2 \cdot 3}{\#esp} = \frac{100 - 6}{5} = 18{,}8\ cm \approx 20\ cm$$

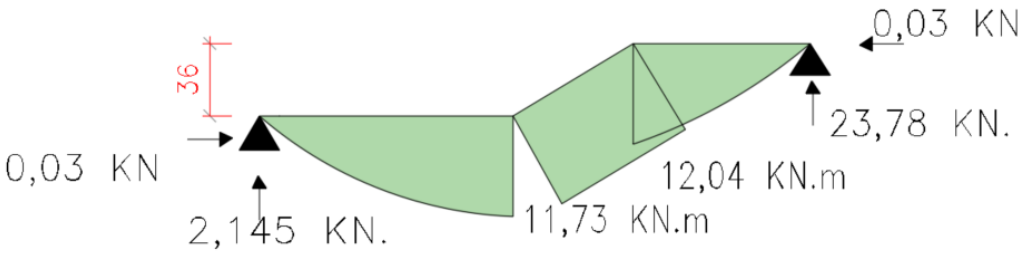
Armadura inferior: 4ϕ 8/C-20

Figura: 56. Esquema de cargas sobre la escalera



***Fuente**: Elaboración Propia*

Figura: 57. Diagrama de momentos flectores



***Fuente**: Elaboración propia*

Características del material

$f'_c = 21\ Mpa$ Resistencia característica del hormigón

$f_y = 500\ MPa$ Límite de fluencia del acero

$\phi = 0{,}9$

Cálculo del acero

$b = 100\ cm$ Base de análisis.

$h = 15\ cm$ Altura de rampa

$r = 2\ cm$ Recubrimiento geométrico

$\Phi_l = 8\,mm$ Diámetro de la barra

$\mathrm{M_u} = 12{,}04\ \mathrm{kN \cdot m} = 12040\ \mathrm{N \cdot m}$

$$d = h - r - \Phi_e - \frac{\Phi_l}{2} \qquad d = 15cm - 2cm - 0.6cm - \frac{1{,}2cm}{2} = 11{,}8\ cm$$

$$a = d - \sqrt{d^{2-}\ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$0{,}118\,m - \sqrt{(0{,}118\,m)^2 - \frac{2 \cdot 12040\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot 1}} = 0{,}0653\ m = 0{,}653\ cm$$

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

$$A_s = \frac{12040\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}118(m) - \frac{0{,}0653(\mathrm{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}0002332\ m^2 = 2{,}332\ cm^2$$

$$A_s = 2{,}332\ cm^2$$

$$\#_{8mm_{cal}} = \frac{A_s}{A_{8mm}} = 4{,}64 \qquad \#_{\boldsymbol{10mm_{cal}}} = \frac{A_s}{\boldsymbol{A_{10mm}}} = 2{,}969$$

$$\#_{16mm_{cal}} = \frac{A_s}{A_{16mm}} = 1{,}16 \qquad \#_{12mm_{cal}} = \frac{A_s}{A_{12mm}} = 2{,}062$$

Optamos por 5 ϕ 8

Determinación del número de barras

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm^2	Calculada As cm^2
4Ø8	2,50	2,332

Adoptamos = 5 ϕ 8 Con un área igual a 2,50 cm^2

Verificación de la resistencia a flexión

$$A_{s_{pos}} = 2{,}50\ cm^2 \qquad b = 100\ cm \qquad d = 11{,}8\ cm$$

$$\phi\ M_{n_{pos}} \geq M_U$$

$$a = \frac{A_{s_{pos}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2{,}50 \cdot 500(MPa)}{0.85 \cdot 21(MPa) \cdot 100(cm)} = 0{,}70\ cm$$

$$\phi\ M_n = \phi \cdot A_{s_{pos}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$0{,}9 \cdot \frac{2{,}50(cm^2)}{100(cm^2)}(m) \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}118\ (m) - \frac{0{,}0653\ (m)}{2}\right)$$
$$= 12{,}88\ KN \cdot m$$

$$\phi M_n = 12{,}88\ kN \cdot m$$

$$M_U = 12{,}04\ kN \cdot m$$

$$\phi\ M_{n_{pos}} \geq M_U$$

$$\therefore Diseño = \text{ cumple}$$

Según norma nos recomienda un desplazamiento de base "b" de barras de 2

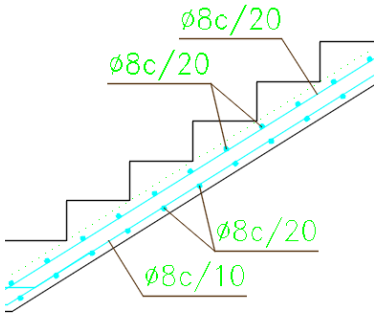
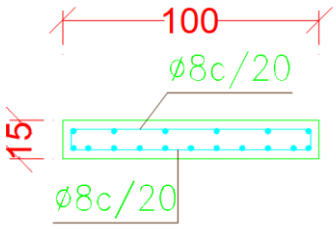
cm como mínimo, entonces:

$$s = \frac{100 - 2 \cdot 3 - \#\emptyset}{\#esp} = \frac{100 - 6 - 5 \cdot 0{,}8}{5} = 18{,}00\ cm$$

$$e = \frac{100-2\cdot 3}{\#esp} = \frac{100-6}{5} = 18\ cm \approx 20\ cm$$

Armadura inferior: 5ϕ 8/C-20

Tabla 40. Resumen para las dos rampas

Escalera			
Calculo Manual Armadura superior ϕ 8 C-20 inferior ϕ 8 C-20 Transversal ϕ 8 C-20	Programa CypeCad Armadura superior ϕ 8 C-20 inferior ϕ 8 C-20 Transversal ϕ 8 C-20	Diferencia 0%	
Descanso			
Calculo Manual Armadura superior ϕ 8 C-20 inferior ϕ 8 C-20 Transversal ϕ 8 C-20	Programa CypeCad Armadura superior ϕ 8 C-20 inferior ϕ 8 C-20 Transversal ϕ 8 C-20	Diferencia 0%	

Fuente: *Elaboración propia*

3.13.3. Fundaciones

Se realizará el análisis para la "zapata aislada correspondiente a la columna C-2", dado que está dentro del pórtico más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.

3.13.3.1. Diseño geométrico de la zapata aislada

Datos:

Descripción	Servicio	Mayorada
Carga axial	P= 408,60 kN	P_u= 535,20 kN
Momento en X	M_x= 1,70 kN · m	M_{ux} =2,10 kN · m
Momento en Y	M_y= -0,30 kN · m	M_{uy} = -0,40 kN · m

Datos para el diseño geotécnico

$\gamma_{\text{relleno}} = 18\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso del suelo (relleno)
$D_f = 2$ m	Profundidad del nivel de fundación
$q_{adm} = 3\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0{,}3\ MPa$	Capacidad admisible del suelo
$\gamma_{HA} = 24\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso del concreto

Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10 % de "N")

$P = 0{,}1 \cdot N = 0{,}1 \cdot (408{,}60\ k\text{N}) = 40{,}86\ k\text{N}$

Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$\sigma_{adm} = 0{,}3\ \text{MPa}$$

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{408{,}60\ \text{kN} + 40{,}86\ \text{kN}}{3\text{MPa} \cdot \left(0{,}01 \cdot \frac{kN}{MPa \cdot cm^2}\right)}} = 122{,}40\text{cm} \approx 130\ \text{cm}$$

Área adoptada=130 cm· (130 cm) = 16900cm^2

1º condición: A requerida < A adoptada

$14981{,}76\ cm^2 < 19600\ cm^2$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{40{,}860\ kN}{(130 cm^2)^2} = 0{,}0024\ \frac{kN}{cm^2} = 0.24\ MPa$$

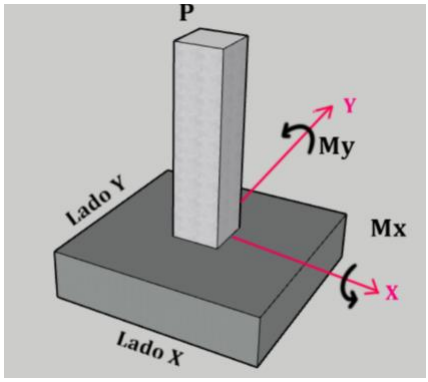
Altura de la zapata

$$V = \frac{L_x - C_x}{2} = \frac{1{,}3 - 0{,}25}{2} = 0{,}62\ m$$

$$h = \frac{V}{2} = \frac{0{,}62}{2} = 0{,}31\ m\ \approx 0{,}40\ m$$

Por tanto, se asumirá una altura total "h= 40 cm", empleando un recubrimiento geométrico de "r=5cm" y un diámetro "Ø=1,6cm"

Figura: 58. Geometría de la zapata



Fuente: *Elaboración Propia*

Datos geométricos de la zapata

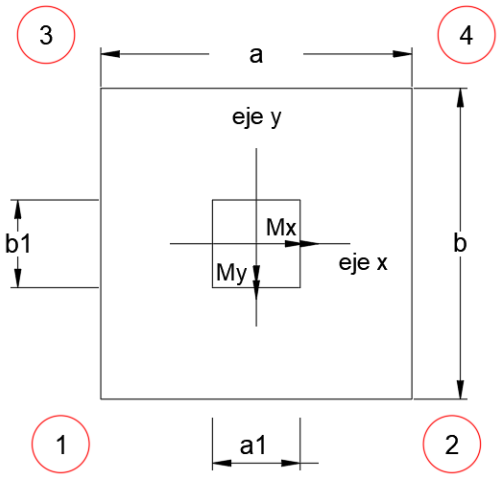
$L_x = 1{,}3\ m$	Lado X de la zapata
$L_y = 1{,}3\ m$	Lado Y de la zapata
$H_{zap} = 0{,}40\ m$	Altura de la zapata
$C_x = 0{,}25\ m$	Lado X de la columna

$C_y = 0{,}30$ m Lado Y de la columna

Comprobaciones de estabilidad

Comprobación al hundimiento

Figura: 59. Esfuerzos máximos y mínimos sobre la zapata



Fuente: *Elaboración propia*

$$W_{concreto} = C_x \cdot C_y \cdot (D_f - H_{zap}) \cdot \gamma_{HA} + L_x \cdot L_y \cdot H_{zap} \cdot \gamma_{HA}$$

$$W_{concreto} = 0{,}25 \cdot 0{,}30 \cdot (2 - 0{,}40) \cdot 24 + 1{,}40 \cdot 1{,}40 \cdot 0{,}40 \cdot 24 = 19{,}104 \text{ kN}$$

$$W_{suelo} = (L_x \cdot L_y \cdot (D_f - H_{zap}) - C_x \cdot C_y \cdot (D_f - H_{zap})) \cdot \gamma_{relleno}$$

$$W_{suelo} = (1{,}40 \cdot 1{,}40 \cdot (2 - 0{,}40) - 0{,}25 \cdot 0{,}30 \cdot (2 - 0{,}40)) \cdot 18 = 46{,}51 \text{ kN}$$

Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_x}{C_x \cdot {C_y}^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{C_y \cdot {C_x}^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = \frac{4086000 \text{ N} + 19104 \text{ N} + 46512 \text{ N}}{1{,}30 \text{ m} \cdot 1{,}30 \text{ m}} + \frac{6 \cdot (1700 \text{ N})}{1{,}30 \text{ m} \cdot (1{,}30 \text{ m})^2}$$

$$+ \frac{6 \cdot (300 \text{ N})}{1{,}30 \text{ m} \cdot (1{,}30 \text{ m})^2} = 2462039{,}51 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0.2462 \, MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{4086000\ \text{N} + 19104\ \text{N} + 46512\ \text{N}}{1{,}30\ \text{m} \cdot 1{,}30\ \text{m}} + \frac{6 \cdot (1700\ \text{N})}{1{,}30\ \text{m} \cdot (1{,}30\ \text{m})^2}$$

$$- \frac{6 \cdot (300\ \text{N})}{1{,}30\ \text{m} \cdot (1{,}30\ \text{m})^2} = 2460400{,}91 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0{,}246\ \text{MPa}$$

$$\sigma_3 = \frac{4086000\ \text{N} + 19104\ \text{N} + 46512\ \text{N}}{1{,}30\ \text{m} \cdot 1{,}30\ \text{m}} - \frac{6 \cdot (1700\ \text{N})}{1{,}30\ \text{m} \cdot (1{,}30\ \text{m})^2}$$

$$+ \frac{6 \cdot (300\ \text{N})}{1{,}30\ \text{m} \cdot (1{,}30\ \text{m})^2} = 2452754{,}12 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0{,}2453\ \text{MPa}$$

$$\sigma_4 = \frac{4086000\ \text{N} + 19104\ \text{N} + 46512\ \text{N}}{1{,}30\ \text{m} \cdot 1{,}30\ \text{m}} - \frac{6 \cdot (1700\ \text{N})}{1{,}30\ \text{m} \cdot (1{,}30\ \text{m})^2}$$

$$- \frac{6 \cdot (300\ \text{N})}{1{,}30\ \text{m} \cdot (1{,}30\ \text{m})^2} = 2451115{,}52 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0{,}2451\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{máx}$$

0,3 MPa > 0,2462 MPa → Estable frente al hundimiento

Comprobación al vuelco

$$C_{sv} = \frac{N \cdot \frac{L}{2}}{M_x} = \frac{408{,}60\ (kN) \cdot \frac{1{,}40(m)}{2}}{1{,}70\ (kN \cdot m)} \geq 1{,}5$$

$$168{,}25 \geq 1{,}5 \ \rightarrow \ \text{Estable frente al vuelco}$$

Comprobación al deslizamiento

Cálculo de la cohesión correspondiente al terreno donde se emplazará la estructura

SONDEO	PROFUNDIDAD		Nº Golpes	Nº60	(N1)60	(N1)60
	mts		NSPT			corregido
S-01	0,00	2,00	48,0	39,0	NO APLICA	NO APLICA
S-01	2,00	3,00	50,0	41,0	NO APLICA	NO APLICA
S-01	3,00	4,00	55,0	45,0	NO APLICA	NO APLICA
S-01	4,00	5,00	R	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA

Cálculo de la cohesión (Ordoñez y Salinas, 2019)

$$S_u = 0{,}379 \cdot (N_{60})^2 + 2{,}3262 \cdot N_{60}$$

$$S_u = 0{,}379 \cdot (39{,}0)^2 + 2{,}3262 \cdot 39{,}0 = 667{,}18 \text{ Kpa}$$

$$S_u = 0{,}379 \cdot (41{,}0)^2 + 2{,}3262 \cdot 41{,}0 = 732{,}47 \text{ Kpa}$$

$$S_u = 0{,}379 \cdot (45{,}0)^2 + 2{,}3262 \cdot 45{,}0 = 872{,}15 \text{ Kpa}$$

Valor promedio de la cohesión: $S_u = 757{,}27$ Kpa

V=1,00 kN

$$C_d = 0{,}5 \cdot S_u = 0{,}5 \cdot 757{,}27 = 378{,}64 \text{ kpa}$$

$$C_{sd} = \frac{A \cdot C_d}{V} = \frac{(1{,}30 \text{ m} \cdot 1{,}30 \text{ m}) \cdot 378{,}64 \text{ kpa}}{1 \text{ kN}} \geq 1{,}5$$

$$639{,}90 \geq 1{,}5 \rightarrow \text{Estable frente al deslizamiento}$$

Datos para el diseño estructural

$f'_c = 21$ MPa	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 500$ MPa	Límite de fluencia del acero
r=5 cm	Recubrimiento

Verificación de corte por punzonamiento

$$\emptyset_V = 0{,}75$$

$$\lambda = 1$$

$$d = H_{zap} - r - \frac{d_b}{2} = 40 - 5 - \frac{1{,}2}{2} = 34{,}4 \text{ cm}$$

Cálculo de la cortante actuante

$$J_{cx} = \frac{d \cdot (C_x + d)^3}{6} + \frac{(C_x + d)^3}{6} + \frac{d \cdot (C_y + d) \cdot (C_x + d)^2}{2}$$

$$J_{cx} = \frac{0{,}344 \cdot (0{,}25 + 0{,}344)^3}{6} + \frac{(0{,}25 + 0{,}344)^3}{6} + \frac{0{,}344 \cdot (0{,}30 + 0{,}344) \cdot (0{,}25 + 0{,}344)^2}{2} = 0{,}06 \text{ m}^4$$

$$J_{cy} = \frac{d \cdot (C_y + d)^3}{6} + \frac{(C_y + d)^3}{6} + \frac{d \cdot (C_x + d) \cdot (C_y + d)^2}{2}$$

$$J_{cy} = \frac{0{,}344 \cdot (0{,}30 + 0{,}344)^3}{6} + \frac{(0{,}30 + 0{,}344)^3}{6} + \frac{0{,}344 \cdot (0{,}25 + 0{,}344) \cdot (0{,}30 + 0{,}344)^2}{6} = 0{,}067\ \text{m}^4$$

$$\Upsilon_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{C_x}{C_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{0{,}25}{0{,}30}}} = 0{,}378$$

$$\Upsilon_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{C_y}{C_x}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{0{,}30}{0{,}25}}} = 0{,}422$$

Área critica de corte por punzonamiento

$$A_{cr} = (C_x + d) \cdot (C_y + d) = (0{,}25 + 0{,}344) \cdot (0{,}30 + 0{,}344) = 0{,}383\ \text{m}^2$$

Perímetro critico de corte por punzonamiento

$$b_o = 2 \cdot (C_x + d) + 2 \cdot (C_y + d) = 2 \cdot (0{,}25 + 0{,}344) + 2 \cdot (0{,}30 + 0{,}344) = 2{,}476\ \text{m}$$

$$V_u = \frac{P_u - \sigma_u \cdot A_{cr}}{b_o \cdot d} + \frac{\Upsilon_{vx} \cdot M_{ux} \cdot \frac{C_y + d}{2}}{J_{cy}} + \frac{\Upsilon_{vy} \cdot M_{uy} \cdot \frac{C_x + d}{2}}{J_{cx}}$$

$$V_u = \frac{535{,}20(\text{kN}) - 0{,}3(\text{MPa}) \cdot \left(\frac{1000kN}{MPa \cdot m^2}\right) \cdot 0{,}395m^2}{2{,}516(\text{m}) \cdot 0{,}354(\text{m})} + \frac{0{,}378 \cdot 2{,}1(\text{kN} \cdot \text{m}) \cdot \frac{0{,}30(\text{m}) + 0{,}354(\text{m})}{2}}{0{,}067} + \frac{0{,}422 \cdot 0{,}40(\text{kN} \cdot \text{m}) \cdot \frac{0{,}25(\text{m}) + 0{,}354(\text{m})}{2}}{0{,}06} = 498{,}469\,\frac{kN}{m^2}$$

$$= 0{,}498\ MPa$$

$$\beta = \frac{\text{lado largo de la columna}}{\text{lado corto de la columna}} = \frac{0{,}30}{0{,}25} = 1{,}2$$

$$\alpha_s = 40$$

$$b_o = 2 \cdot (C_x + d) + 2 \cdot (C_y + d) = 2 \cdot (0{,}25 + 0{,}344) + 2 \cdot (0{,}30 + {,}0344)$$
$$= 2{,}476 \text{ m}$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0{,}004 \cdot d}} = \sqrt{\frac{2}{1 + 0{,}004 \cdot 344}} = 0{,}917$$

$$V_{c1} = 0{,}33 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}33 \cdot 0{,}917 \cdot \sqrt{21} = 1{,}411 \text{ MPa}$$

$$V_{c2} = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1.2}\right) \cdot 0{,}917 \cdot 1 \cdot \sqrt{21}$$
$$= 1{,}9247 \text{ MPa}$$

$$V_{c3} = 0{,}083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}083 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 34{,}4}{2{,}476}\right) \cdot 0{,}917 \cdot 1 \cdot \sqrt{21}$$
$$= 2{,}6631 \text{ MPa}$$

$$V_c = 1{,}411 \text{ MPa}$$

Resistencia a corte minorado que aporta el concreto

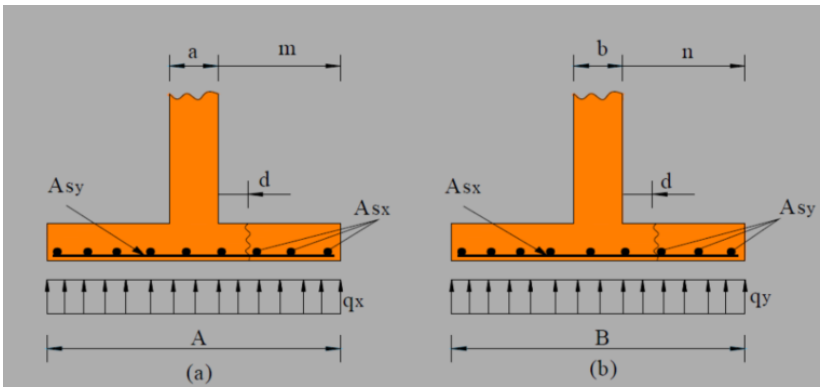
$$\emptyset_v \cdot V_c = 0{,}75 \cdot 1{,}411 = 1{,}0508 \text{ MPa}$$

Diseño por flexión

Diseño por flexión en dirección “X” (acero paralelo al eje x)

Cálculo del momento de diseño

Figura: 60. Geometría de las zapata aislada



Fuente: *elaboración propia*

$$m = \frac{L_x - C_x}{2} = \frac{1{,}4 - 0{,}25}{2} = 0{,}575 \text{ m}$$

$$q = \sigma_u \cdot L_y = 0{,}279 \text{ (MPa)} \cdot \left(\frac{1000\ kN}{MPa \cdot m^2}\right) \cdot 1{,}40\text{(m)} = 389{,}9\ \frac{KN}{m}$$

$$M_u = q \cdot \frac{m^2}{2} = 389{,}9 \cdot \frac{0{,}575^2}{2} = 64{,}455 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\emptyset = 0{,}9$$

d=34,4 cm

$$\beta_1 = 0{,}85$$

$$b = L_y = 1{,}4 \text{ m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^{2-}\ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$0{,}344\ m - \sqrt{(0{,}344\ m)^2 - \frac{2 \cdot 64455\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot 1{,}4}} = 0{,}0084\ m = 0{,}844\ cm$$

Cálculo del área del acero

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

$$A_s = \frac{64455\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}344(m) - \frac{0{,}00844\text{(m)}}{2}\right)}$$

$$= 0{,}000422\ m^2 = 4{,}22\ cm^2$$

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$A_{s\,min} = 0{,}0018 \cdot b \cdot H_{zap} = 0{,}0018 \cdot 140 \cdot 40 = 10{,}08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,max} = \frac{3 \cdot 0{,}85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 51{,}87\ cm^2$$

Distribución de aceros

$$A_{s\,req} = 10{,}08\ cm^2$$

$$\emptyset_{12mm} = 1{,}13\ cm^2$$

Número de barras

$$n = \frac{A_s}{\emptyset_{12mm}} = \frac{10{,}08}{1,13} = 8{,}91\ \approx 9\ \text{barras}$$

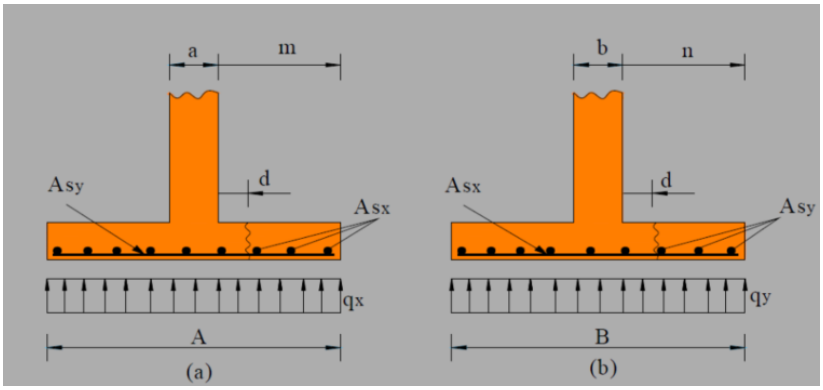
Separación entre barras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - d_b}{n - 1} = \frac{140 - 2 \cdot 5 - 1{,}2}{9 - 1} = 16{,}1\ cm\ \approx 16\ cm$$

Adoptamos = 9 ϕ 12 c/16

Diseño por flexión en dirección "Y" (acero paralelo al eje y)

Cálculo del momento de diseño



$$m = \frac{L_y - C_y}{2} = \frac{1{,}4 - 0{,}30}{2} = 0{,}55\ m$$

$$q = \sigma_u \cdot L_x = 0{,}279 \cdot \left(\frac{1000\ kN}{MPa \cdot m^2}\right) \cdot 1{,}40(m) = 389{,}99\ \frac{kN}{m}$$

$$M_u = q \cdot \frac{m^2}{2} = 389{,}9 \cdot \frac{0{,}55^2}{2} = 58{,}455 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\emptyset = 0{,}9$$

d=34,4 cm

$$\beta_1 = 0{,}85$$

$$b = L_x = 1{,}4 \text{ m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$0{,}344\ m - \sqrt{(0{,}344\ m)^2 - \frac{2 \cdot 58455\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot 1{,}4}} = 0{,}00771\ m = 0{,}771\ cm$$

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}} = 34{,}4 - \sqrt{34{,}4^2 - \frac{2 \cdot 5897{,}824}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 210 \cdot 140}}$$

$$= 0{,}771 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero

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

$$A_s = \frac{58445\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}344(m) - \frac{0{,}00771(\text{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}000385\ m^2 = 3{,}85\ cm^2$$

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$A_{s\,min} = 0{,}0018 \cdot b \cdot H_{zap} = 0{,}0018 \cdot 140 \cdot 40 = 10{,}08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,max} = \frac{3 \cdot 0{,}85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 51{,}87\ cm^2$$

Distribución de aceros

$$A_{s\,req} = 10{,}08\ cm^2$$

$$\emptyset_{12mm} = 1{,}13\ cm^2$$

Numero de barras

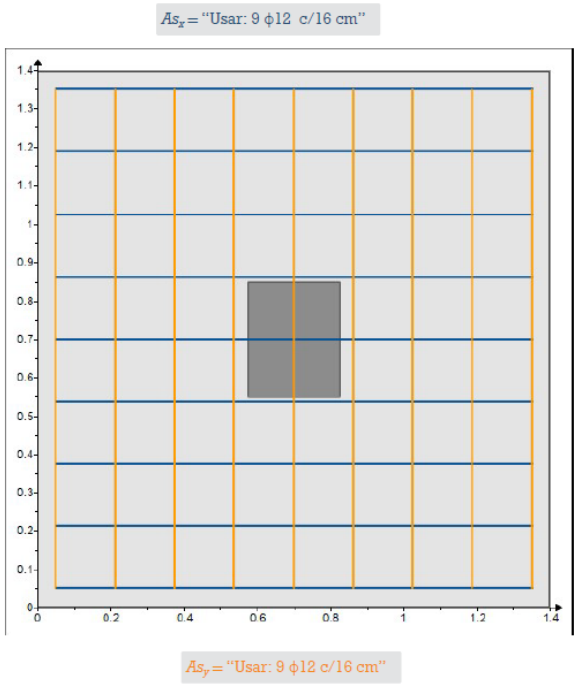
$$n = \frac{A_s}{\emptyset_{12mm}} = \frac{10{,}08}{1,13} = 8{,}91\ \approx 9\ \text{barras}$$

Separación entre barras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - d_b}{n - 1} = \frac{140 - 2 \cdot 5 - 1{,}2}{9 - 1} = 16{,}1\ cm\ \approx 16\ cm$$

Adoptamos = 9 ϕ 12 c/16

Figura: 61. Detalle de la armadura zapata central C2



Fuente: *Elaboración Propia*

3.13.3.2. Diseño geométrico de una zapada combinada (C1-C4)

Datos:

	Columna C1	Columna C4
Servicio	P_1= 230,30 kN	P_2= 261,40 kN
	M_{x1}= 1 kN · m	M_{x2}= -0,90 kN · m
	M_{y1}= 2,80 kN · m	M_{y2}= 2,50 kN · m
	Columna C1	Columna C4
Diseño	P_{u1}= 290,00 kN	P_{u2}= 330,70 kN
	M_{ux1}= 1,10 kN · m	M_{ux2}= -1,20 kN · m
	M_{uy1}= 3,70 kN · m	M_{uy2}= 3,00 kN · m

Datos para el diseño geotécnico

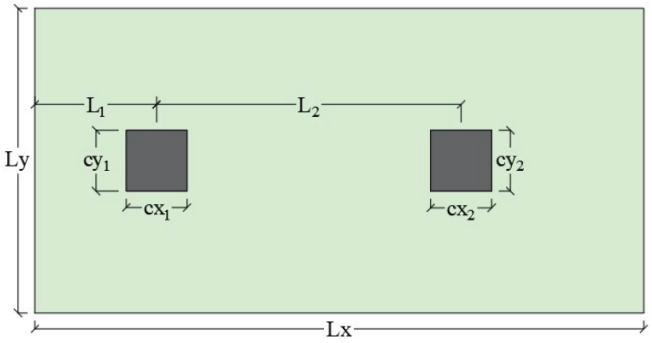
$\gamma_{\text{relleno}} = 18\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso del suelo (relleno)
$D_f = 2$ m	Profundidad del nivel de fundación
$q_{adm} = 3\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0{,}3\ MPa$	Capacidad admisible del suelo
$\gamma_{HA} = 24\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso del concreto

Datos geométricos de la zapata

$L_x = 4{,}30$ m	Lado X de la zapata
$L_y = 0{,}80$ m	Lado Y de la zapata
$H_{zap} = 0{,}50$ m	Altura de la zapata
$L_1 = 0{,}125$ m	Distancia desde el borde de la zapata hasta el centro de la columna

$L_2 = 3{,}735$ m	Distancia entre los centros de las columnas
$C_{x1} = 0{,}25$ m	Lado X de la columna 1
$C_{y1} = 0{,}30$ m	Lado Y de la columna 1
$C_{x2} = 0{,}30$ m	Lado X de la columna 2
$C_{y2} = 0{,}25$ m	Lado Y de la columna 2

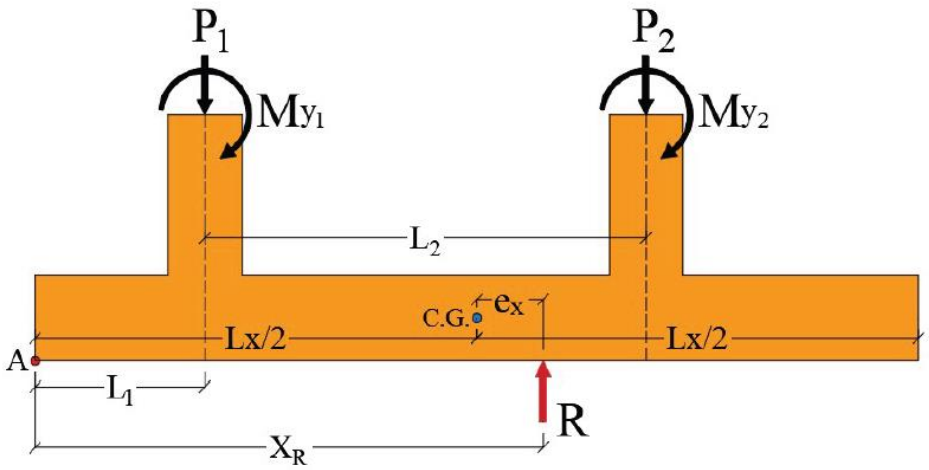
Figura: 62. Geometría de una zapata combinada



***Fuente**: elaboración propia*

Verificación de capacidad portante en estado de servicio

Figura: 63. Datos geométricos de una zapata combinada



***Fuente**: elaboración propia*

Resultante y ubicación de la resultante

$\sum Fy = 0$ $\quad R = P_1 + P_2 = 230{,}30\ \text{kN} + 261{,}40\ \text{kN} = 491{,}70\ \text{kN}$

$\sum MA = 0$ $\quad X_R = \frac{M_{y1}+M_{y2}+P_1 \cdot L_1+P_2 \cdot (L_1+L_2)}{R}$

$$X_R = \frac{2{,}80 + 2{,}50 + 230{,}30 \cdot 0{,}125 + 261{,}40 \cdot (0{,}125 + 3.735)}{491{,}71} = 2{,}12\ \text{m}$$

Excentricidad en X de la resultante

$$e_x = X_R - \frac{L_x}{2} = 212 - \frac{430}{2} = 3\ \text{cm}$$

Excentricidad en Y de la resultante

$$e_y = \frac{M_{x1}}{P_1} + \frac{M_{x2}}{P_2} = \frac{1{,}00}{230{,}30} + \frac{-0{,}90}{261{,}40} = 0{,}09\ \text{cm}$$

Peso del concreto y del suelo de relleno

$$W_{concreto} = \left(L_x \cdot L_y \cdot H_{zap} + C_{x1} \cdot C_{y1} \cdot (D_f - H_{zap}) + C_{x2} \cdot C_{y2} \cdot (D_f - H_{zap})\right) \cdot \gamma_{HA}$$

$$W_{concreto} = \left(4{,}30 \cdot 0{,}80 \cdot 0{,}50 + 0{,}25 \cdot 0{,}30 \cdot (2 - 0{,}50) + 0{,}30 \cdot 0{,}25 \cdot (2 - 0{,}50)\right) \cdot 24 = 46{,}68\ \text{kN}$$

$$W_{suelo} = (L_x \cdot L_y \cdot (D_f - H_{zap}) - \left(C_{x1} \cdot C_{y1} \cdot (D_f - H_{zap}) + C_{x2} \cdot C_{y2} \cdot (D_f - H_{zap})\right)) \cdot \gamma_{relleno}$$

$$W_{suelo} = \left(4{,}30 \cdot 0{,}80 \cdot (2 - 0{,}50) - 0{,}25 \cdot 0{,}30 \cdot (2 - 0{,}50) + 0{,}30 \cdot 0{,}25 \cdot (2 - 0{,}50)\right) \cdot 18 = 88{,}83\ \text{kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N}{A} = \frac{230{,}30 + 261{,}40 + 46{,}68 + 88{,}83}{4{,}30 * 0{,}80} = 182{,}83\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0{,}182\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{ser} \leq \sigma_{adm} \rightarrow \text{Estable frente al hundimiento}$$

Datos para el diseño estructural

$f'_c = 21\ \text{MPa}$	Resistencia Característica del Hormigón
$f_y = 500\ \text{MPa}$	Límite de fluencia del acero
r=5 cm	Recubrimiento

Verificación de corte por punzonamiento

$$\emptyset_V = 0{,}75$$

$$\lambda = 1$$

$$d = H_{zap} - r - \frac{d_b}{2} = 50 - 5 - \frac{1{,}6}{2} = 41{,}7 \text{ cm}$$

Verificación para la columna C1

Cálculo de la cortante actuante

$$J_{cx} = \frac{d \cdot (C_{y1} + d)^3}{6} + \frac{(C_{y1} + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (C_{y1} + d)^2 \cdot \left(C_{x1} + \frac{d}{2}\right)^2}{2}$$

$$J_{cx} = \frac{41{,}7 \cdot (0{,}30 + 0{,}417)^3}{6} + \frac{(0{,}30 + 0{,}417) \cdot 0{,}417^3}{6} + \frac{0{,}417 \cdot (0{,}30 + 0{,}417)^2 \cdot \left(0{,}25 + \frac{0{,}417}{2}\right)^2}{2} = 0{,}038 \text{ m}^4$$

$$C_{AB} = \frac{\left(C_{x1} + \frac{d}{2}\right)^2}{(C_{y1} + d) + 2 \cdot \left(C_{x1} + \frac{d}{2}\right)} = \frac{\left(0{,}25 + \frac{0{,}417}{2}\right)^2}{(0{,}30 + 0{,}417) + 2 \cdot \left(0{,}25 + \frac{0{,}417}{2}\right)} = 0{,}128 \text{ m}$$

$$C_{CD} = \left(C_{x1} + \frac{d}{2}\right) = \left(0{,}25 + \frac{0{,}417}{2}\right) = 0{,}458 \text{ m}$$

$$J_{cy} = d \cdot (C_{y1} + d) \cdot {C_{AB}}^2 + \frac{2 \cdot d \cdot {C_{CD}}^3}{3} + \frac{2 \cdot d \cdot {C_{AB}}^3}{3} + \frac{\left(C_{x1} + \frac{d}{2}\right) \cdot d^2}{6}$$

$$J_{cy} = 0{,}417 \cdot (0{,}30 + 0{,}417) \cdot 0{,}128^2 + \frac{2 \cdot 0{,}417 \cdot 0{,}458^3}{3} + \frac{2 \cdot 0{,}417 \cdot 0{,}128^3}{3} + \frac{\left(0{,}25 + \frac{0{,}417}{2}\right) \cdot 0{,}417^2}{6} = 0{,}038 \text{ m}^4$$

$$\Upsilon_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{C_{x1}}{C_{y1}}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{0,25}{0,30}}} = 0,378$$

$$\Upsilon_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{C_{y1}}{C_{x}1}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{0,30}{0,25}}} = 0,422$$

Área critica de corte por punzonamiento

$$A_{cr} = \left(C_{x1} + \frac{d}{2}\right) \cdot \left(C_{y1} + d\right) = \left(0,25 + \frac{0,417}{2}\right) \cdot (0,30 + 0,417) = 0,329\ m^2$$

Perímetro critico de corte por punzonamiento

$$b_o = \left(C_{x1} + \frac{d}{2}\right) \cdot 2 + \left(C_{y1} + d\right) = 2 \cdot (0,25 + 0,417) + (0,30 + 0,417) = 1,634\ m$$

Corte por punzonamiento actuante

$$V_u = \frac{P_{u1} - \sigma_u \cdot A_{cr}}{b_o \cdot d} + \frac{\Upsilon_{vx} \cdot M_{ux1} \cdot \frac{C_{y1} + d}{2}}{J_{cy}} + \frac{\Upsilon_{vy} \cdot M_{uy1} \cdot \frac{C_{x1} + d}{2}}{J_{cx}}$$

$$V_u = \frac{290,00(kN) - 1,804(MPa) \cdot \left(\frac{1000kN}{MPa \cdot m^2}\right) \cdot 0,329m^2}{1,634(m) \cdot 0,417(m)} + \frac{0,378 \cdot 1,1(kN \cdot m) \cdot \frac{0,30(m) + 0,417(m)}{2}}{0,067} + \frac{0,422 \cdot 3,70(kN \cdot m) \cdot \frac{0,25(m) + 0,417(m)}{2}}{0,038} = 356,2 \frac{kN}{m^2} = 0,356\ MPa$$

Cortante resistente de la zona crítica

Relación del lado largo al lado corto de la columna

$$\beta = \frac{\text{lado largo de la columna}}{\text{lado corto de la columna}} = \frac{0,30}{0,25} = 1,2$$

$\alpha_s = 30$ por ser columna de borde

$$b_o = 2 \cdot (C_x + d) + 2 \cdot (C_y + d) = 2 \cdot (0{,}25 + 0{,}344) + 2 \cdot (0{,}30 + {,}0344) = 2{,}476 \text{ m}$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0{,}004 \cdot d}} = \sqrt{\frac{2}{1 + 0{,}004 \cdot 417}} = 0{,}866$$

$$V_{c1} = 0{,}33 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}33 \cdot 0{,}866 \cdot \sqrt{21} = 1{,}32 \text{ MPa}$$

$$V_{c2} = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1.2}\right) \cdot 0{,}866 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} = 1{,}81 \text{ MPa}$$

$$V_{c3} = 0{,}083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}083 \cdot \left(2 + \frac{30 \cdot 41{,}7}{1{,}634}\right) \cdot 0{,}866 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} = 3{,}21 \text{ MPa}$$

$$V_c = 1{,}32 \text{ MPa}$$

Resistencia a corte minorado que aporta el concreto

$$\emptyset_v \cdot V_c = 0{,}75 \cdot 1{,}32 = 0{,}99 \text{ Mpa}$$

Ratio de corte por punzonamiento

$$R_V = \frac{V_u}{\emptyset_v \cdot V_c} = \frac{0{,}356}{0{,}991} = 0{,}359$$

Verificación para la columna C4

Verificación de corte por punzonamiento

$$\emptyset_V = 0{,}75$$

$$\lambda = 1$$

$$d = H_{zap} - r - \frac{d_b}{2} = 40 - 5 - \frac{1{,}2}{2} = 34{,}4 \text{ cm}$$

Cálculo de la cortante actuante

$$J_{cx} = \frac{d \cdot (C_{y2} + d)^3}{6} + \frac{(C_{y2} + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (C_{x2} + d) \cdot (C_{y2} + d)^2}{2}$$

$$J_{cx} = \frac{0{,}417 \cdot (0{,}25 + 0{,}417)^3}{6} + \frac{(0{,}25 + 0{,}417) \cdot 0{,}417^3}{6} + \frac{0{,}417 \cdot (0{,}30 + 0{,}417) \cdot (0{,}25 + 0{,}417)^2}{2} = 0{,}095\ m^4$$

$$J_{cy} = \frac{d \cdot (C_{x2} + d)^3}{6} + \frac{(C_{x2} + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (C_{y2} + d) \cdot (C_{x2} + d)^2}{2}$$

$$J_{cy} = \frac{0{,}417 \cdot (0{,}30 + 0{,}417)^3}{6} + \frac{(0{,}30 + 0{,}417) \cdot 0{,}417^3}{6} + \frac{0{,}417 \cdot (0{,}25 + 0{,}417) \cdot (0{,}30 + 0{,}417)^2}{2} = 0{,}106\ m^4$$

$$\Upsilon_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{C_{x2}}{C_{y2}}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{0{,}30}{0{,}25}}} = 0{,}422$$

$$\Upsilon_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{C_{y2}}{C_{x2}}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{0{,}25}{0{,}30}}} = 0{,}378$$

Área critica de corte por punzonamiento

$$A_{cr} = (C_{x2} + d) \cdot (C_{y2} + d) = (0{,}30 + 0{,}417) \cdot (0{,}25 + 0{,}417) = 0{,}478\ m^2$$

Perímetro critico de corte por punzonamiento

$$b_o = 2 \cdot (C_{x2} + d) + 2 \cdot (C_{y2} + d) = 2 \cdot (0{,}30 + 0{,}417) + 2 \cdot (0{,}25 + 0{,}417) = 2{,}768\ m$$

$$V_u = \frac{P_{u2} - \sigma_u \cdot A_{cr}}{b_o \cdot d} + \frac{\Upsilon_{vx} \cdot M_{ux2} \cdot \frac{C_{y2} + d}{2}}{J_{cy}} + \frac{\Upsilon_{vy} \cdot M_{uy2} \cdot \frac{C_{x2} + d}{2}}{J_{cx}}$$

$$V_u = \frac{330{,}70(\text{kN}) - 0{,}18(\text{MPa}) \cdot \left(\frac{1000kN}{MPa \cdot m^2}\right) \cdot 0{,}478m^2}{2{,}768(\text{m}) \cdot 0{,}417(\text{m})} + \frac{0{,}422 \cdot 1{,}2(\text{kN} \cdot \text{m}) \cdot \frac{0{,}25(\text{m}) + 0{,}417(\text{m})}{2}}{0{,}067} + \frac{0{,}378 \cdot 3{,}00(\text{kN} \cdot \text{m}) \cdot \frac{0{,}30(\text{m}) + 0{,}417(\text{m})}{2}}{0{,}095} = 217{,}60\frac{kN}{m^2} = 0{,}217\ MPa$$

Cortante resistente de la zona critica

Relación del lado largo al lado corto de la columna

$$\beta = \frac{\text{lado largo de la columna}}{\text{lado corto de la columna}} = \frac{0{,}30}{0{,}25} = 1{,}2$$

$$\alpha_s = 40$$

$$b_o = 2 \cdot (C_x + d) + 2 \cdot (C_y + d) = 2 \cdot (0{,}25 + 0{,}344) + 2 \cdot (0{,}30 + {,}0344) = 2{,}476\ \text{m}$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0{,}004 \cdot d}} = \sqrt{\frac{2}{1 + 0{,}004 \cdot 417}} = 0{,}866$$

$$V_{c1} = 0{,}33 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}33 \cdot 0{,}866 \cdot \sqrt{21} = 1{,}32\ \text{MPa}$$

$$V_{c2} = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1.2}\right) \cdot 0{,}866 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} = 1{,}81\ \text{MPa}$$

$$V_{c3} = 0{,}083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} = 0{,}083 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 417}{2{,}476}\right) \cdot 0{,}866 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} = 2{,}669\ \text{MPa}$$

$$V_c = 1{,}32\ \text{MPa}$$

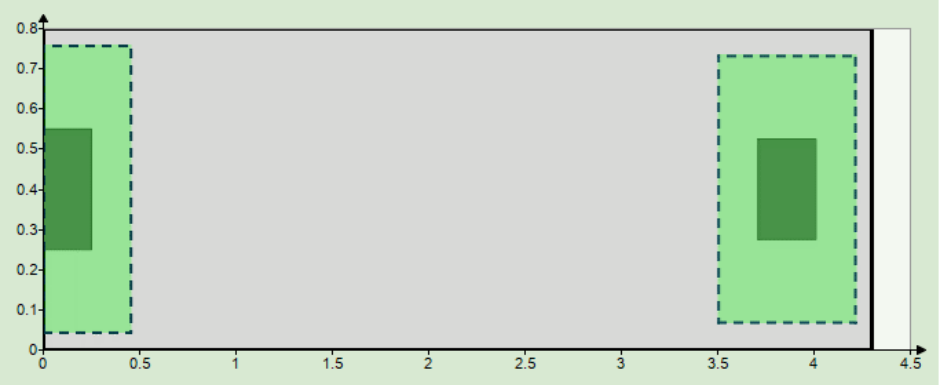
Resistencia a corte minorado que aporta el concreto

$$\emptyset_v \cdot V_c = 0{,}75 \cdot 13{,}22 = 0{,}991\ \text{MPa}$$

Ratio de corte por punzonamiento

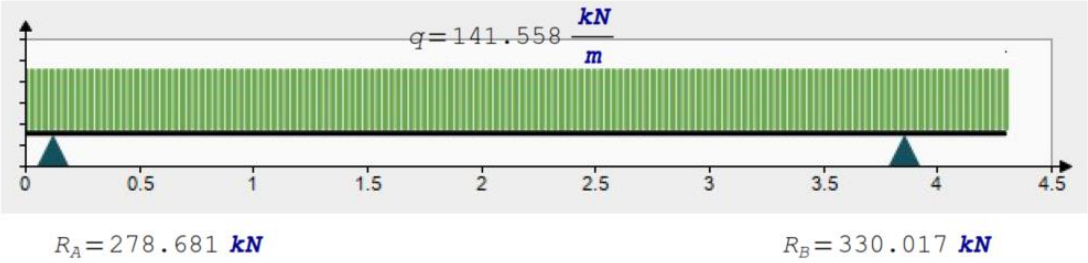
$$R_V = \frac{V_u}{\emptyset_v \cdot V_c} = \frac{0{,}217}{0{,}991} = 0{,}22$$

Figura: 64. Área y perímetro critico de punzonamiento



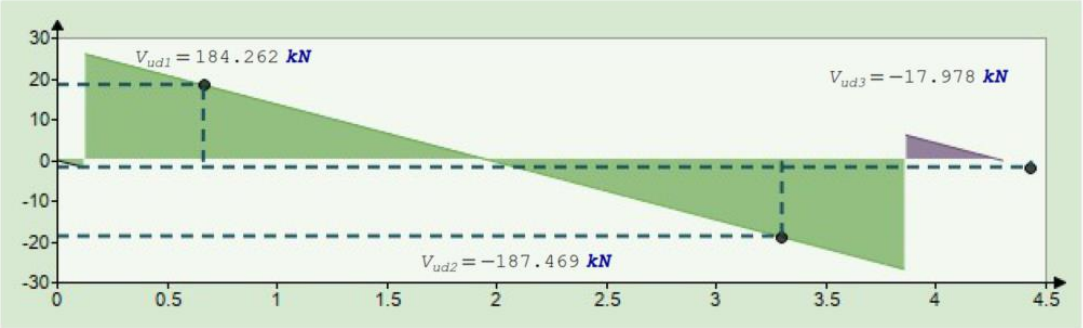
***Fuente**: elaboración propia*

Figura: 65. Modelo de carga sobre la zapata combinada



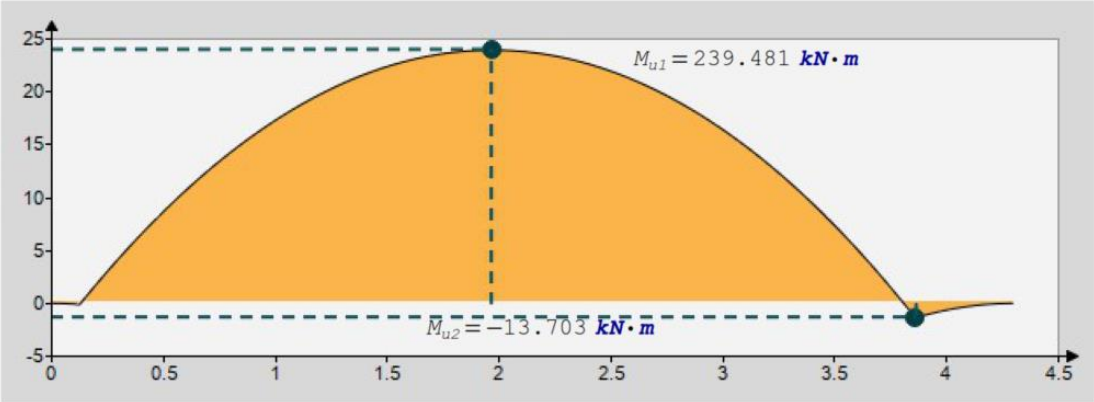
***Fuente**: elaboración propia*

Figura: 66. Diagrama de corte zapata combinada



***Fuente**: elaboración propia*

Figura: 67. Diagrama de momento flector zapata combinada



***Fuente**: elaboración propia*

Diseño estructural, diseño a flexión zapata combinada

Diseño del acero superior en el eje X

Momento de diseño

$M_u = 239{,}481$ kN · m

$\emptyset = 0{,}9$

d=34,4 cm

$\beta_1 = 0{,}85$

$b = L_y = 0{,}8$ m

$d_b = 16$ mm

d=41,7 cm

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$0{,}417\ m - \sqrt{(0{,}417\ m)^2 - \frac{2 \cdot 239481\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot 0{,}8(m)}} = 0{,}04837\ m =$$

$$4{,}837\ cm$$

Cálculo del área del acero

$$\mathrm{A_s} = \frac{\mathrm{M_u}}{\phi \cdot \mathrm{f_y} \cdot \left(\mathrm{d} - \frac{\mathrm{a}}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{239481\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}417(m) - \frac{0{,}04837(\mathrm{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}001382\ m^2 = 13{,}82\ cm^2$$

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$\mathrm{A_{s\,min}} = 0{,}0018 \cdot \mathrm{b} \cdot \mathrm{H_{zap}} = 0{,}0018 \cdot 80 \cdot 50 = 7{,}20\ \mathrm{cm^2}$$

$$\mathrm{A_{s\,max}} = \frac{3 \cdot 0{,}85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{\mathrm{ty}} + 6} \cdot \frac{\mathrm{f'c}}{\mathrm{fy}} \cdot \mathrm{b} \cdot \mathrm{d} = 35{,}93\ \mathrm{cm^2}$$

Distribución de aceros

$$\mathrm{A_{s\,req}} = 13{,}82\ \mathrm{cm^2}$$

$$\emptyset_{16\mathrm{mm}} = 2{,}01\ \mathrm{cm^2}$$

Numero de barras

$$\mathrm{n} = \frac{\mathrm{A_s}}{\emptyset_{16\mathrm{mm}}} = \frac{13{,}82}{2{,}01} = 6{,}88\ \approx 7\ \text{barras}$$

Separación entre barras

$$\mathrm{s} = \frac{\mathrm{b} - 2 \cdot \mathrm{r} - \mathrm{d_b}}{\mathrm{n} - 1} = \frac{80 - 2 \cdot 5 - 1{,}6}{7 - 1} = 11{,}4\ \mathrm{cm}\ \approx 11\ \mathrm{cm}$$

Armadura superior en la dirección x

Adoptamos = 7 ϕ 16 c/11

Diseño del acero inferior en el eje X

Momento de diseño

$M_u = 13{,}703\ \text{kN} \cdot \text{m}$

$\emptyset = 0{,}9$

d=34,4 cm

$\beta_1 = 0{,}85$

$b = L_y = 0{,}8\ \text{m}$

$d_b = 16\ \text{mm}$

d=41,7 cm

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$0{,}417\ m - \sqrt{(0{,}417\ m)^2 - \frac{2 \cdot 13703\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot 0{,}8(m)}} = 0{,}0262\ m = 0{,}262\ cm$$

Cálculo del área del acero

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

$$A_s = \frac{13703\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}417(m) - \frac{0{,}0262\text{m})}{2}\right)} = 0{,}0075\ m^2$$

$$= 0{,}75\ cm^2$$

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$A_{s\,min} = 0{,}0018 \cdot b \cdot H_{zap} = 0{,}0018 \cdot 80 \cdot 50 = 7{,}20\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\,max} = \frac{3 \cdot 0{,}85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 35{,}93\ cm^2$$

Distribución de aceros

$$A_{s\,req} = 7{,}20\ cm^2$$

$$\emptyset_{16mm} = 2{,}01\ cm^2$$

Numero de barras

$$n = \frac{A_s}{\emptyset_{16mm}} = \frac{7{,}20}{2{,}01} = 3{,}58\ \approx 4\ \text{barras}$$

Separación entre barras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - d_b}{n - 1} = \frac{80 - 2 \cdot 5 - 1{,}6}{4 - 1} = 22{,}8\ cm\ \approx 22\ cm$$

Armadura inferior en la dirección x

Adoptamos = 4 ϕ 16 c/22

Diseño del acero transversal inferior en el eje Y

Cálculo del momento de diseño

$$\sigma_u = 0{,}1804\ MPa$$

Longitud del volado en Y

$$m = \frac{L_y - C_{y1}}{2} = \frac{0{,}8 - 0{,}25}{2} = 0{,}275\ m$$

$$q = \sigma_u \cdot L_y = 0{,}1804\ (MPa) \cdot \left(\frac{1000\ kN}{MPa \cdot m^2}\right) \cdot 4{,}30(m) = 775{,}72\ \frac{KN}{m}$$

$$M_u = q \cdot \frac{m^2}{2} = 77572 \cdot \frac{0{,}275^2}{2} = 29{,}33\ kN \cdot m$$

Momento de diseño

$M_u = 29{,}33\ kN \cdot m$

$\emptyset = 0{,}9$

$\beta_1 = 0{,}85$

$b = L_x = 4{,}3$ m

$d_b = 16$ mm

d=41,7 cm

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^{2-} \ \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$0{,}417\ m - \sqrt{(0{,}417\ m)^2 - \frac{2 \cdot 29330\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 21(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot 1{,}4}} = 0{,}00102\ m = 0{,}102\ cm$$

Cálculo del área del acero

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

$$A_s = \frac{29330\ (N \cdot m)}{0{,}9 \cdot 500(MPa) \cdot \left(10^6 \frac{N/m^2}{MPa} \cdot\right) \cdot \left(0{,}344(m) - \frac{0{,}00102(\mathrm{m})}{2}\right)}$$

$$= 0{,}000157\ m^2 = 1{,}57\ cm^2$$

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$A_{s\,min} = 0{,}0018 \cdot 430 \cdot H_{zap} = 0{,}0018 \cdot 80 \cdot 50 = 38{,}7\ \mathrm{cm}^2$$

$$A_{s\,max} = \frac{3 \cdot 0{,}85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d = 193{,}125\ \mathrm{cm}^2$$

Distribución de aceros

$$A_{s\,req} = 38{,}7\ \mathrm{cm}^2$$

$$\emptyset_{16mm} = 2{,}01\ \mathrm{cm}^2$$

Número de barras

$$n = \frac{A_s}{\emptyset_{16mm}} = \frac{38{,}7}{2{,}01} = 19{,}25 \approx 20 \text{ barras}$$

Separación entre barras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - d_b}{n - 1} = \frac{430 - 2 \cdot 5 - 1{,}6}{20 - 1} = 22{,}02 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$$

Armadura inferior en la dirección Y

Adoptamos = 20 ϕ 16 c/22

Diseño del acero transversal superior en el eje Y (por retracción y temperatura)

Cálculo del hacer mínimo

$$H_{zap} = 50 \text{ cm}$$

$$b = 4{,}3 \text{ m}$$

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

$$d = 41{,}7 \text{ cm}$$

$$A_{s\,min} = 0{,}0018 \cdot b \cdot H_{zap} = 0{,}0018 \cdot 430 \cdot 50 = 38{,}7 \text{ cm}^2$$

Distribución de aceros

$$A_{s\,req} = 38{,}7 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset_{16mm} = 2{,}01 \text{ cm}^2$$

Número de barras

$$n = \frac{A_s}{\emptyset_{16mm}} = \frac{38{,}7}{2{,}01} = 19{,}25 \approx 20 \text{ barras}$$

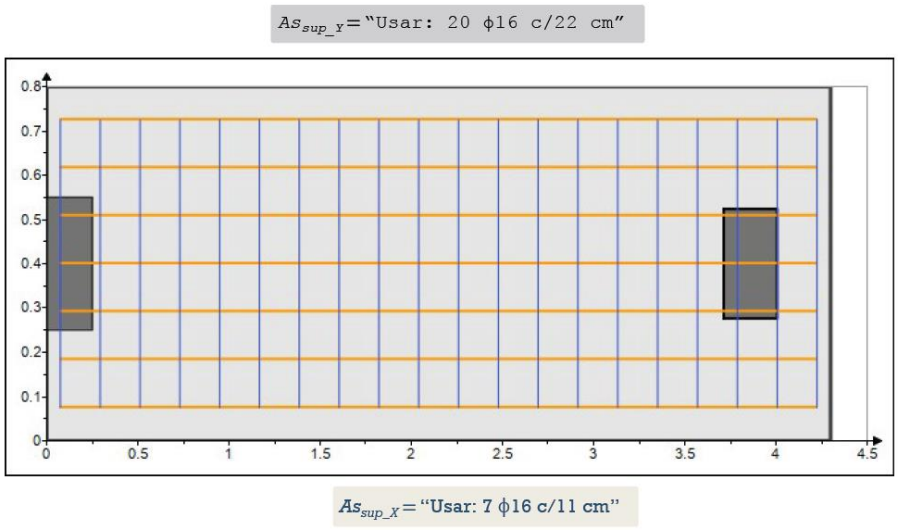
Separación entre barras

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - d_b}{n - 1} = \frac{430 - 2 \cdot 5 - 1{,}6}{20 - 1} = 22{,}02 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$$

Armadura superior en la dirección Y

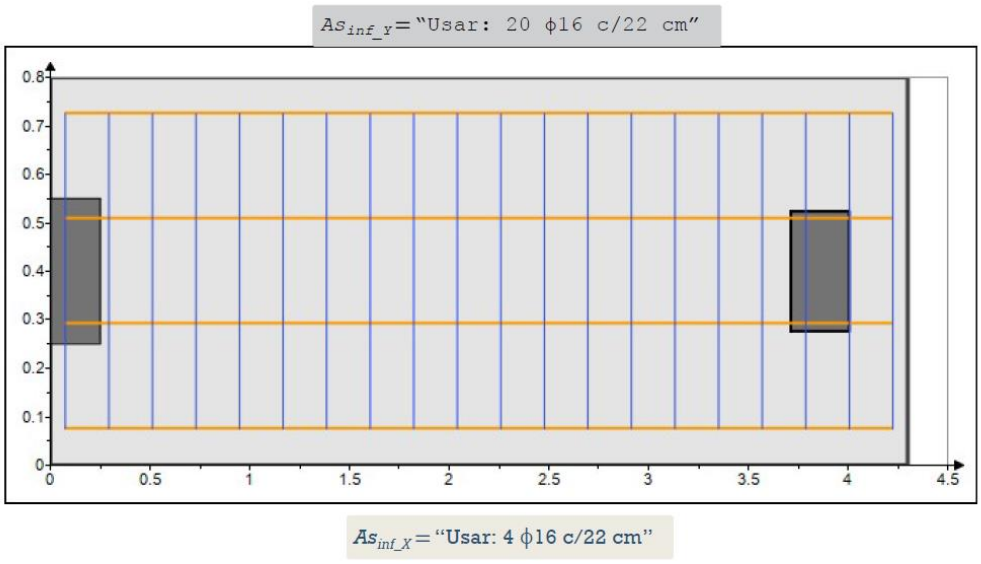
Adoptamos = 20 ϕ 16 c/22

Figura: 68. Armadura longitudinal de la zapata combinada



***Fuente**: elaboración propia*

Figura: 69. Armadura transversal sobre la zapata combinada



***Fuente**: elaboración propia*

3.13.4. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

3.13.4.1. Especificaciones técnicas.

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. (Véase Anexo A.2.)

3.13.4.2. Presupuesto.

Se obtuvo en función a los cómputos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Llegando a un presupuesto total de la obra gruesa (Véase Anexo A.3).:

3.13.4.3. Cómputos métricos.

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto. (Véase Anexo A.4).

3.13.4.4. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el (Anexo A.5.).

3.13.4.5. Cronograma de ejecución del proyecto

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt colaborado por el programa (Microsoft Project).

Según el cronograma mostrado en el Anexo A.6. se tiene planificada la construcción del edificio multifamiliar, aproximadamente 259 días laborables.

CAPÍTULO 4. APORTE ACADÉMICO

4.1. Generalidades

En el ámbito de la ingeniería estructural, los estudios tradicionales sobre losas reticulares han tendido a centrarse en comparaciones con otros sistemas de losas, tales como losas aligeradas, losas macizas o losas planas. Estas investigaciones han resaltado tanto las ventajas como las desventajas del sistema de losas reticulares en función de parámetros como la resistencia, la capacidad de carga, la economía de materiales, y la rapidez de construcción. Sin embargo, este enfoque comparativo, si bien útil para establecer diferencias, no ha explorado en profundidad el verdadero potencial de optimización de las losas reticulares bajo diversas condiciones específicas de diseño.

El aporte clave de este trabajo de investigación radica en explorar la máxima eficiencia estructural y constructiva que se puede lograr con losas reticulares. Este enfoque no se limitará a un análisis comparativo con otros sistemas, sino que se centrará en la optimización del propio sistema de losas reticulares, considerando factores como:

Altura estructural: Analizando cómo las losas reticulares pueden ser diseñadas para alcanzar mayores alturas manteniendo un desempeño estructural eficiente, lo que resulta ventajoso en proyectos de gran envergadura.

Diseño con ábacos: Evaluando cómo la incorporación de ábacos en losas planas puede mejorar la distribución de cargas y reducir el esfuerzo en puntos críticos, mejorando así la capacidad de carga y reduciendo deformaciones no deseadas.

Separación óptima entre nervios: Investigando la separación más eficiente entre nervios para maximizar la resistencia y rigidez estructural, manteniendo al mismo tiempo una economía de materiales que minimice los costos de construcción sin comprometer la seguridad.

Este trabajo propone un enfoque detallado y optimizado del diseño de losas reticulares planas para sacar el máximo provecho de sus características intrínsecas. A través de simulaciones con software de elementos finitos y análisis estructural, se buscará demostrar cómo este sistema de losas puede alcanzar una eficiencia superior en

términos de uso de materiales, control de deformaciones, y capacidad para soportar cargas en diversas situaciones de diseño, especialmente en proyectos de gran escala.

El resultado de esta investigación proporcionará a los ingenieros estructurales una guía más precisa y detallada sobre cómo diseñar losas reticulares de manera más eficiente, contribuyendo así a su implementación en futuros proyectos con mayor seguridad, ahorro de recursos y optimización del rendimiento estructural.

"Máxima eficiencia en losas reticulares planas"

4.2. Marco conceptual del aporte académico

4.2.1. Definición de losas reticulares

Las losas reticulares son un tipo de sistema estructural ampliamente utilizado en la construcción de edificaciones. Se componen de nervios o vigas entrecruzadas que forman una malla bidimensional, sobre las cuales se apoya una losa delgada de concreto. Esta configuración genera una estructura que es capaz de distribuir las cargas de manera eficiente, reduciendo el peso propio y permitiendo cubrir grandes luces con una menor cantidad de material en comparación con otros sistemas de losas, como las losas macizas.

4.2.2. Características principales de las losas reticulares

Las losas reticulares destacan por varias características clave que las hacen atractivas para el diseño estructural:

Distribución eficiente de cargas: Gracias a la disposición entrecruzada de los nervios, las cargas se distribuyen en dos direcciones, lo que aumenta la capacidad de carga de la losa.

Reducción del peso propio: Al reducir la cantidad de material de concreto en la losa mediante cavidades o el uso de casetones, se disminuye el peso propio, lo que genera menores esfuerzos sobre los elementos estructurales inferiores (cimientos y columnas).

Posibilidad de cubrir grandes luces: Debido a su capacidad para distribuir cargas de manera eficiente, las losas reticulares permiten cubrir grandes superficies sin necesidad

de apoyos intermedios, lo que las hace ideales para edificaciones con grandes espacios abiertos.

Rigidez: Los nervios confieren rigidez adicional a la estructura, lo que ayuda a controlar las deformaciones y aumentar la estabilidad del sistema bajo cargas.

4.2.3. Eficiencia estructural en el diseño de losas

La eficiencia en el diseño estructural se refiere a la capacidad de una estructura para soportar cargas con un uso óptimo de materiales y recursos. En este sentido, la optimización de las losas reticulares implica maximizar su rendimiento bajo las condiciones de carga aplicadas, minimizando el uso de material sin comprometer la seguridad ni la funcionalidad. Los parámetros clave para evaluar la eficiencia estructural incluyen la resistencia de la losa, la rigidez, el control de deformaciones, y la capacidad de soportar cargas dinámicas y estáticas con el menor costo posible en términos de materiales y tiempo de construcción.

4.2.4. Espesor de la losa reticular y su impacto en la eficiencia

El espesor de una losa reticular es un factor crucial que influye directamente en su eficiencia estructural y económica. A diferencia de otros sistemas de losas, las losas reticulares permiten un control más preciso del espesor, ya que se aligera considerablemente mediante la inserción de nervios y casetones. El espesor adecuado de la losa reticular está determinado por la magnitud de las cargas a soportar, el tamaño de las luces a cubrir y las características del material utilizado.

Un espesor excesivo puede llevar a un incremento innecesario en el peso propio de la losa, lo que no solo afecta el diseño global de la estructura (al aumentar las cargas sobre columnas y cimentaciones), sino que también incrementa los costos de materiales y construcción. Por otro lado, un espesor insuficiente puede comprometer la rigidez y capacidad de carga de la losa, generando deformaciones no deseadas y reduciendo su durabilidad a largo plazo.

4.2.5. Losas planas con ábacos

Las losas planas con ábacos son una variante del sistema de losas reticulares en la que se refuerza la conexión entre la losa y las columnas mediante el uso de ábacos, que son

engrosamientos o refuerzos alrededor del punto de apoyo. Esta configuración permite mejorar la capacidad de carga en las zonas críticas de la losa, reduciendo el riesgo de fallos por corte o punzonamiento, especialmente en áreas donde las cargas concentradas pueden ser mayores, como en edificios industriales o comerciales. Al incorporar ábacos en las losas reticulares, se puede lograr una mayor eficiencia en términos de resistencia y estabilidad, permitiendo mayores luces y cargas sin incrementar significativamente el grosor de la losa.

4.2.6. Separación entre nervios y su optimización

La distancia entre los nervios de una losa reticular es un factor crucial para su rendimiento estructural. Una separación excesiva puede comprometer la rigidez de la losa, incrementando las deformaciones y reduciendo su capacidad de soportar cargas; por el contrario, una separación demasiado reducida puede aumentar innecesariamente la cantidad de material utilizado, incrementando el costo de construcción sin aportar beneficios significativos en cuanto a resistencia.

4.2.7. Control de deformaciones en losas reticulares

El control de deformaciones es uno de los aspectos más críticos en el diseño de losas reticulares, especialmente en edificaciones de gran altura o en suelos de baja capacidad portante. Las deformaciones excesivas pueden comprometer la funcionalidad del edificio, generando agrietamientos y afectando la seguridad de los ocupantes.

4.2.8. Importancia del análisis con software de elementos finitos

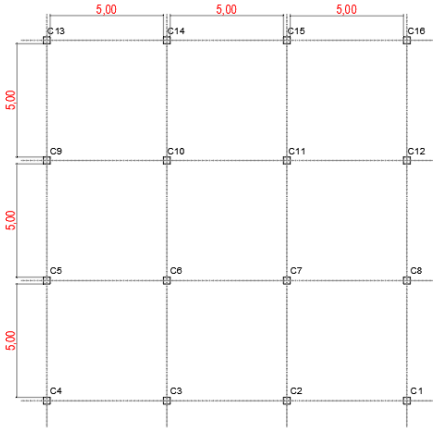
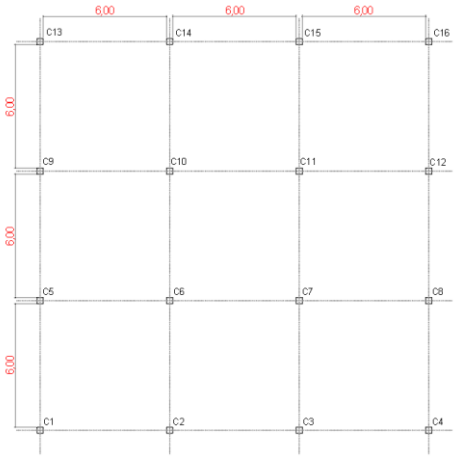
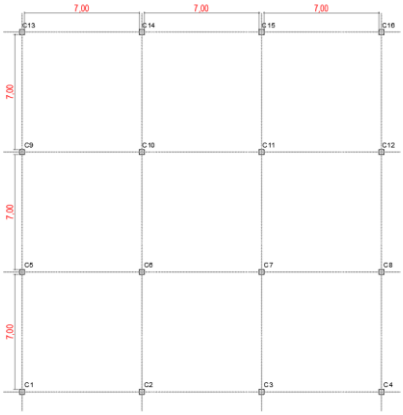
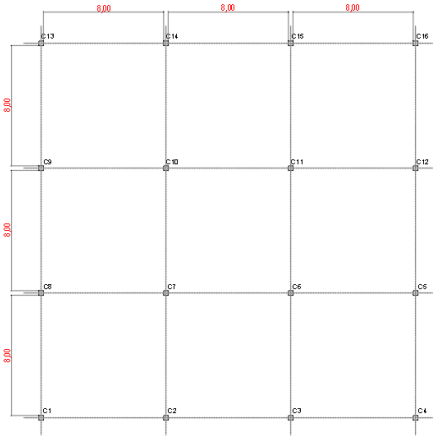
El uso de software de elementos finitos es esencial en el análisis y optimización de las losas reticulares. Este tipo de herramientas permite modelar la distribución de cargas, las deformaciones, y los esfuerzos dentro de la losa, simulando diferentes escenarios de carga y geometrías. A través de simulaciones precisas, se pueden identificar las áreas críticas de la losa, optimizar la separación de los nervios, y evaluar la necesidad de refuerzos adicionales, logrando un diseño estructural más eficiente y seguro.

4.3. Desarrollo del aporte académico

4.3.1. Configuraciones en planta de losas

Las losas pueden configurarse de manera distinta según el tamaño de las luces que deben cubrir, las cuales se analizarán en función de los tramos más comunes y representativos en cualquier tipo de estructura. Esta clasificación permite seleccionar la configuración más adecuada para optimizar el rendimiento estructural y garantizar la eficiencia en términos de resistencia y distribución de cargas.

Figura: 70. Configuración de tramos de losas

Opción 1: Tramos de 5m	Opción 2: Tramos de 6m
	
Opción 3: Tramos de 7m	**Opción 4: Tramos de 8m**
	

***Fuente**: Elaboración propia*

La decisión de presentar únicamente tres tramos se fundamenta en los resultados obtenidos a partir del análisis estructural de vigas en tramos continuos. Dicho análisis revela que, al incrementar el número de tramos, las vigas experimentan una menor solicitación estructural debido a la distribución más uniforme de las cargas y momentos a lo largo de su longitud.

4.3.2. Determinación geométrica de losas reticulares planas

4.3.2.1. Determinación de la altura de losa

Según la bibliografía existente sobre losas reticulares, se han desarrollado diversas teorías y métodos para calcular el espesor de estas losas. En este trabajo, se abordarán 3 enfoques distintos basados en bibliográficas más importantes, con el fin de ofrecer una visión comparativa y completa de los criterios utilizados en el diseño de losas reticulares.

Tabla 41. Referencias bibliográficas sobre la determinación del espesor de losa.

Bibliografía	Altura	Referencia
Florentino Regalado Tesoro	$\frac{L}{24} \leq h \leq \frac{L}{20}$	Texto Autor
Norma ACI 318-19	$h \geq \frac{L}{36}$	Tabla 8.3.1.1
Normas Técnicas Complementarias (México)	$h_{min} \geq k * l\left(1 - \frac{2 * c}{3 * l}\right)$ $k \geq 0.0006 * \sqrt{0.6 * f_y * w} \geq 0.02$	Sección 8.10 (Pag 138)

***Fuente**: Elaboración propia*

Según Florentino Regalado:

$$21cm = \frac{L}{24} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

Según ACI 318-19:

$$h \geq \frac{L}{36}$$

Según Normas Técnicas Complementarias (México):

$$k \geq 0.0006 * \sqrt{0.6 * f_y * w} \geq 0.02$$

$$k \geq 0.0006 * \sqrt{0.6 * 5000 \frac{kg}{cm^2} * 2 \frac{kg}{cm^2}} \geq 0.046$$

$$h_{min} \geq k * l \left(1 - \frac{2 * c}{3 * l}\right)$$

Las fórmulas recomendadas por cada autor o normativa están diseñadas para evitar la necesidad de realizar una verificación adicional del espesor de la losa.

4.3.2.2. Ancho y separación entre nervios

La separación entre nervios en las losas reticulares es un aspecto clave en su diseño, ya que influye directamente en la rigidez, capacidad de carga y eficiencia estructural. Generalmente, la distancia entre nervios varía entre 50 cm y 100 cm, dependiendo de las luces a cubrir y las cargas de servicio.

En nuestro entorno, los casetones de polietileno se fabrican en dimensiones estándar, ofrecidas por el proveedor con las siguientes especificaciones:

Tabla 42. Dimensiones de casetón

Dimensiones del casetón	
Descripción	**Dimensión**
Casetón 40x40x20	40x40x20
Casetón 50x50x20	50x50x20
Casetón 60x60x20	60x60x20
Casetón 70x70x20	70x70x20

***Fuente**: Elaboración propia*

Para el ancho de nervios la recomendación según la bibliografía mencionada anteriormente es:

$$b = \frac{h}{3.5} \geq 10$$

Para este estudio, se evaluarán variantes en el ancho de los nervios, entre 10 y 12 cm, adaptándose a las diferentes configuraciones de casetones. Estas variaciones permitirán

analizar el comportamiento estructural y la eficiencia de las losas reticulares en función de las dimensiones de los nervios y su influencia en la rigidez y capacidad de carga.

4.3.2.3. Consideraciones de cargas en losas para edificaciones de vivienda

Las cargas consideradas para este aporte, en cuanto a carga viva y muerta, son las consideradas en la norma Norma Boliviana de Cargas NB1225002 donde se describen a continuación:

Tabla 43. Cargas muertas y vivas en edificaciones para vivienda

Tipo de carga		Carga (KN/m^2)	Total (KN/m^2)
Carga viva	Viviendas	2,00	2,00
	Unidades educativas	3,00	3,00
	Comercio (negocios)	4,00	4,00
Carga Muerta	Ladrillo	2,00	3,50
	Contrapiso – cielo falso	1,20	
	Piso cerámico	0,30	

***Fuente**: Elaboración propia*

4.3.3. Verificaciones de losas reticulares para luces de 5 m.

Para el análisis de las losas reticulares, se consideró una luz de 5 m con el objeto de evaluar el comportamiento estructural en un escenario base o estándar. Esta luz permite observar el desempeño típico de la losa en condiciones de servicio habituales.

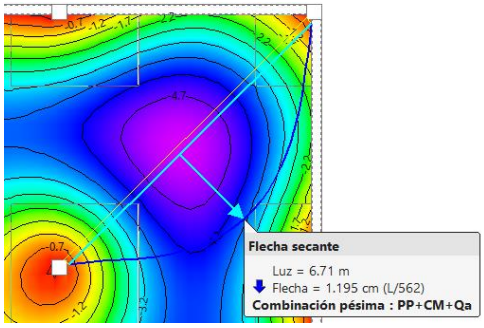
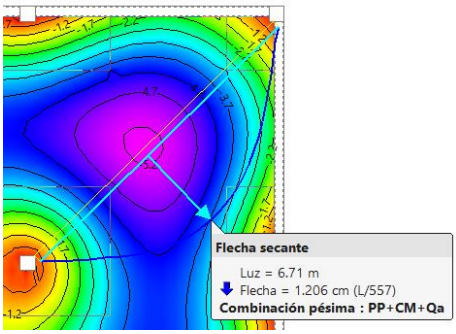
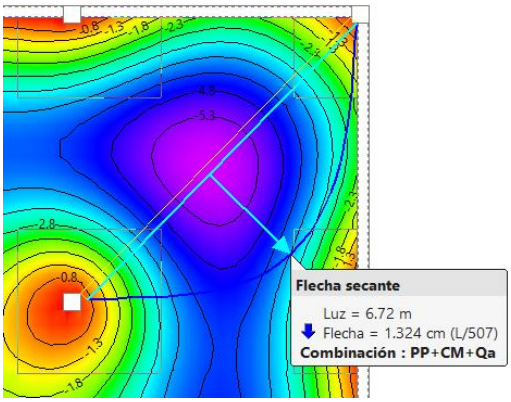
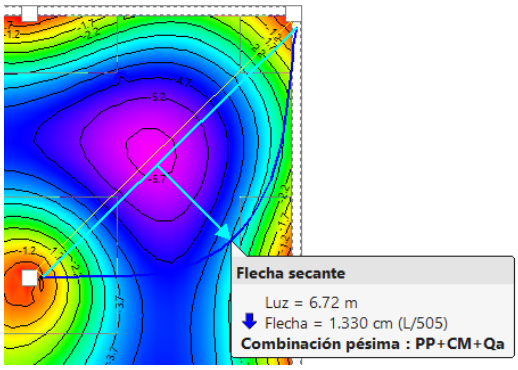
4.3.3.1. Determinación de la altura de losa para luz de 5 m

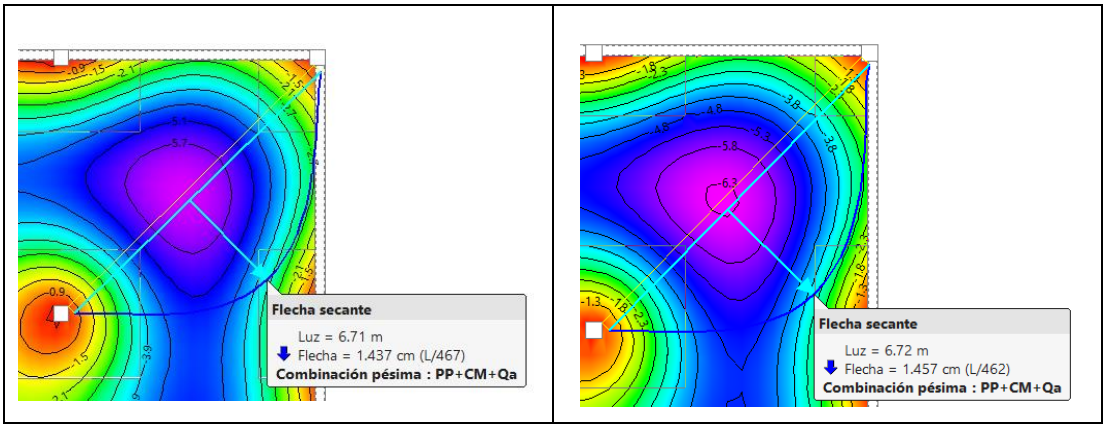
$$20\text{cm} = \frac{\text{L} = 500\text{cm}}{24} \leq \text{h} \leq \frac{\text{L} = 500\text{cm}}{20} = 25\text{cm}$$

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

4.3.3.2. Verificación de flecha en losas reticulares con luces de 5 m

Sabiendo que la flecha máxima definida por normativa de nuestro país es L/480 se tienen los siguientes resultados:

<table>
<tr><th colspan="2">Sección de análisis de flechas: Uso - vivienda familiar</th></tr>
<tr><td>Casetón 70x70x20 – Nervio 10</td><td>Casetón 70x70x20 – Nervio 12</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><th colspan="2">Sección de análisis de flechas: Uso – Unidades Educativas</th></tr>
<tr><td>Casetón 70x70x20 – Nervio 10</td><td>Casetón 70x70x20 – Nervio 12</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><th colspan="2">Sección de análisis de flechas: Uso – Comercio</th></tr>
</table>



Los resultados del análisis para cada caso, considerando las dimensiones de los casetones y el ancho de los nervios, se presentan en la siguiente tabla. Esta tabla resume el comportamiento estructural en términos de deformaciones y eficiencia en función de las variaciones estudiadas:

Tabla 44. Resultados de verificación de deformación para una carga vivienda

Luz de análisis (L=5m) **Espesor de losa= 25 cm** **Tipo de carga= Vivienda 2 kN/m^2**		
Dimensión del casetón [cm]	**Ancho de Nervio [cm]**	**Deformación [L/x]**
Casetón 40x40x20	10	L/528
Casetón 40x40x20	12	L/531
Casetón 50x50x20	10	L/551
Casetón 50x50x20	12	L/540
Casetón 60x60x20	10	L/537
Casetón 60x60x20	12	L/551
Casetón 70x70x20	10	L/562
Casetón 70x70x20	12	L/557

***Fuente**: Elaboración propia*

La tabla muestra que, si bien el aumento del ancho del nervio mejora ligeramente la rigidez de la losa y reduce la deformación, las variaciones en las deformaciones entre los diferentes tamaños de casetones y anchos de nervios son relativamente pequeñas. Esto sugiere que tanto los casetones de 40x40x20 cm como los de 70x70x20 cm, con nervios de 10 o 12 cm, proporcionan un rendimiento estructural aceptable en términos de flechas.

Sin embargo, para situaciones de uso diferente, donde la carga viva de ocupación aumenta, donde se compararon con anchos de nervio de 12cm, por lo tanto, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 45. Resultados de deformación en losas con luz de 5m y aplicando distintas cargas

Luz de análisis (L=5m) Espesor de losa= 25cm				
Dimensión del casetón [cm]	**Ancho de nervio [cm]**	**Uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
Casetón 40x40x20	12	Comercial	L/438	No cumple
Casetón 40x40x20	12	Unidades educativas	L/481	Cumple
Casetón 40x40x20	12	Viviendas familiares	L/531	Cumple
Casetón 50x50x20	12	Comercial	L/443	No cumple
Casetón 50x50x20	12	Unidades educativas	L/486	Cumple
Casetón 50x50x20	12	Viviendas familiares	L/540	Cumple
Casetón 60x60x20	12	Comercial	L/456	No cumple
Casetón 60x60x20	12	Unidades educativas	L/496	Cumple
Casetón 60x60x20	12	Viviendas familiares	L/551	Cumple
Casetón 70x70x20	12	Comercial	L/462	Cumple
Casetón 70x70x20	12	Unidades educativas	L/505	Cumple
Casetón 70x70x20	12	Viviendas familiares	L/557	Cumple

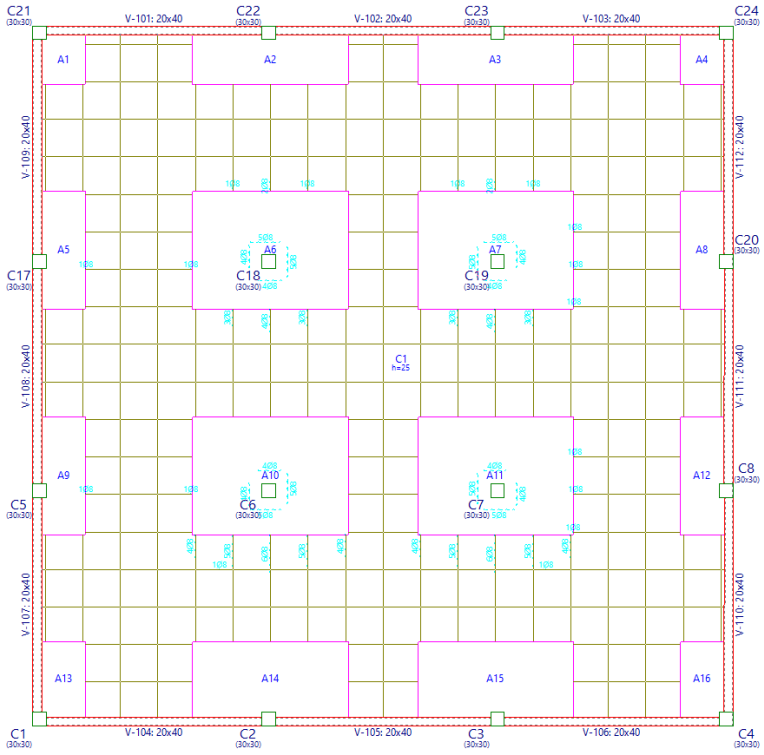
***Fuente**: Elaboración propia*

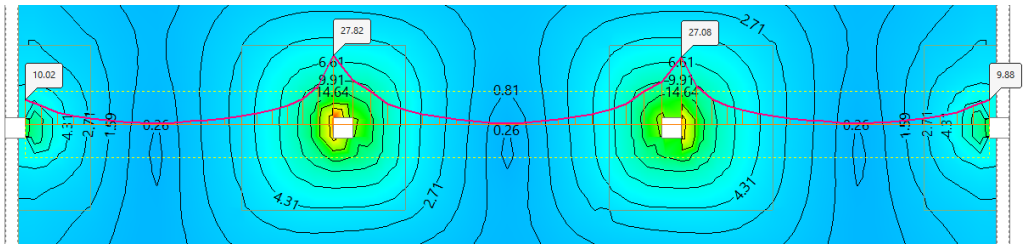
Las deformaciones verticales (flechas) analizadas en los diferentes casos de estudio cumplen satisfactoriamente con los límites establecidos por la normativa vigente para usos residenciales y educativos, donde las cargas de servicio son moderadas. En estos escenarios, las alturas de la losa seleccionados resultan adecuadas para controlar la deformación dentro de los rangos permitidos.

Sin embargo, cuando se considera el uso comercial, que implica una mayor exigencia estructural debido a una carga de diseño de 4,00 kN/m², se evidencia que las alturas propuestas trabajan en el límite de lo permitido por la normativa, por lo que se requiere que se aumente la altura de losa para cargas mayores.

4.3.3.3. Verificación a corte y punzonamiento para losas de luces de 5m

Para la verificación de este efecto de corte y punzonamiento, se realizará para el tramo más solicitado, el cual se muestra a continuación:



Requerimiento de acero por tensiones tangenciales
Losa con caseton 40x40x20 cm con nervios de 10cm


Resistencia del hormigón simple al corte

$V_u = 118{,}40$ kN — Cortante último en la losa

$b = 100$ cm — Ancho por 1 metro de ancho del nervio

$d = (25 - 2 - 1{,}2)$cm — Canto útil de la losa

$d = 21{,}8$ cm

Coeficiente $\emptyset_c = 0{,}75$

$$V_c = 0{,}17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0{,}17 \cdot \sqrt{21} \cdot 1000 \cdot 218 = 169830{,}26\ N = 169{,}83\ kN$$

$$\frac{V_u}{\emptyset_c \cdot V_c} = 0.697$$

Verificación a punzonamiento

$P_{z_u} = (407{,}88)$kN — Carga última en losa:

$b = 24$ cm — Ancho por 1 metro de ancho del nervio

$d = (25 - 2 - 1{,}2)\text{cm} = 21.8\text{cm}$ — Canto útil de la losa

$a_c = 30$ cm — Base de la columna

$b_c = 30$ cm — Altura de la columna

- Perímetro crítico de la sección de losa

$$P_u = 2 \cdot \left(2 \cdot \frac{d}{2} + a_c\right) + 2 \cdot \left(2 \cdot \frac{d}{2} + b_c\right) = 207.2 \text{ cm}$$

- Perímetro de punzonamiento del hormigón
  Coeficiente $\emptyset_c = 0{,}75$

$$P_{z_c} = \left(\frac{\emptyset_c \cdot \sqrt{f'_c}}{3}\right) \cdot p_o \cdot d = 527{,}68 \text{ kN}$$

- Verificación a Punzonamiento

$$\frac{P_{z_u}}{P_{z_c}} = 0{,}77$$

Tabla 46. Resultados de verificación a corte y punzonamiento en losas con luz de 5m

Resultados de corte y punzonamiento en losas con luz de 5m					
Dimensión del casetón [cm]	**Ancho de Nervio [cm]**	**Cortante X [kN/m]**	**Carga última [kN]**	**Tensión a Corte $\frac{V_u}{V_c}$**	**Tensión a Punz. $\frac{P_{zu}}{P_{zc}}$**
40x40x20	10	118,40	377,70	0.845	0.716
40x40x20	12	116,50	382,80	0.832	0.725
50x50x20	10	115,80	371,90	0.827	0.705
50x50x20	12	115,30	379,40	0.823	0.719
60x60x20	10	112,70	370,40	0.823	0.702
60x60x20	12	114,10	369,10	0.815	0.699
70x70x20	10	109,70	365,10	0.782	0.692
70x70x20	12	103,60	365,30	0.74	0.699

***Fuente**: Elaboración propia*

En la tabla anterior se presentan las verificaciones de punzonamiento y cortante, mostrando que el espesor de la losa reticular es adecuado para resistir las tensiones de punzonamiento y cortante.

Tabla 47. Resultados de verificación a corte y punzonamiento en losas con casetones 70x70x20 con luz de 5m aplicada con diferente tipo de carga

Verificación a corte y punzonamiento en la configuración (70x70x20) más optima losas con luz de 5m Cargas variables						
Dimensión del casetón [cm]	**Uso**	**Ancho de nervio [cm]**	**Cortante X [kN/m]**	**Carga última [kN]**	**Tensión a corte $\frac{V_u}{V_c}$**	**Tensión a Punz. $\frac{P_{zu}}{P_{zc}}$**
70x70x20	Vivienda familiar	10	109,70	365,10	0.782	0.692
70x70x20	Vivienda familiar	12	103,60	365,30	0.74	0.699
70x70x20	Unidades educativas	10	109,70	365,10	0.796	0.779
70x70x20	Unidades educativas	12	103,60	365,30	0.799	0.749
70x70x20	Comercial	10	151,40	365,10	1.08	1.03
70x70x20	Comercial	12	151,80	365,30	1.09	1.04

***Fuente**: Elaboración propia*

Para edificaciones de uso comercial, donde la normativa establece una carga mínima de diseño de 4,00 kN/m², es fundamental realizar la verificación por punzonamiento en zonas críticas, especialmente en los apoyos concentrados o columnas. En estas áreas, los esfuerzos cortantes son significativamente mayores, lo que incrementa el riesgo de falla por punzonamiento si no se considera un diseño adecuado.

Como medida de mejora estructural, se recomienda aumentar en 5 cm el espesor de las losas respecto a los valores obtenidos en el cálculo inicial. Este incremento no solo

eleva la capacidad resistente ante el punzonamiento, sino que también proporciona un aumento significativo en la rigidez de la losa.

4.3.4. Verificaciones de losas reticulares para luces de 6m

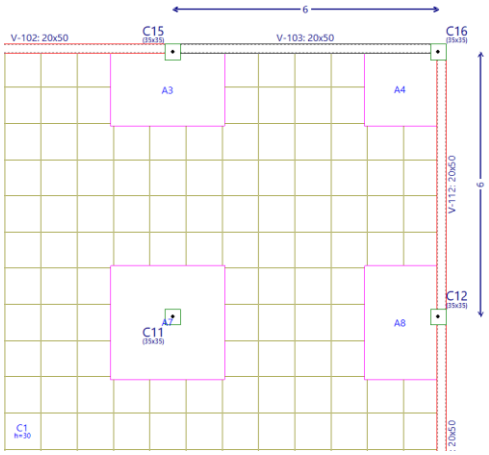
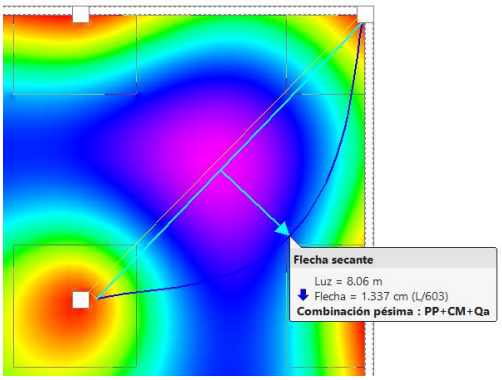
Para mejorar el análisis de las losas reticulares, se incrementó la longitud de las luces hasta 6 m, con el objetivo de evaluar el comportamiento estructural en condiciones más exigentes y en un punto intermedio con respecto al caso base. El aumento de la luz permite analizar cómo varían las deflexiones y las demandas de rigidez cuando la losa trabaja sobre distancias mayores.

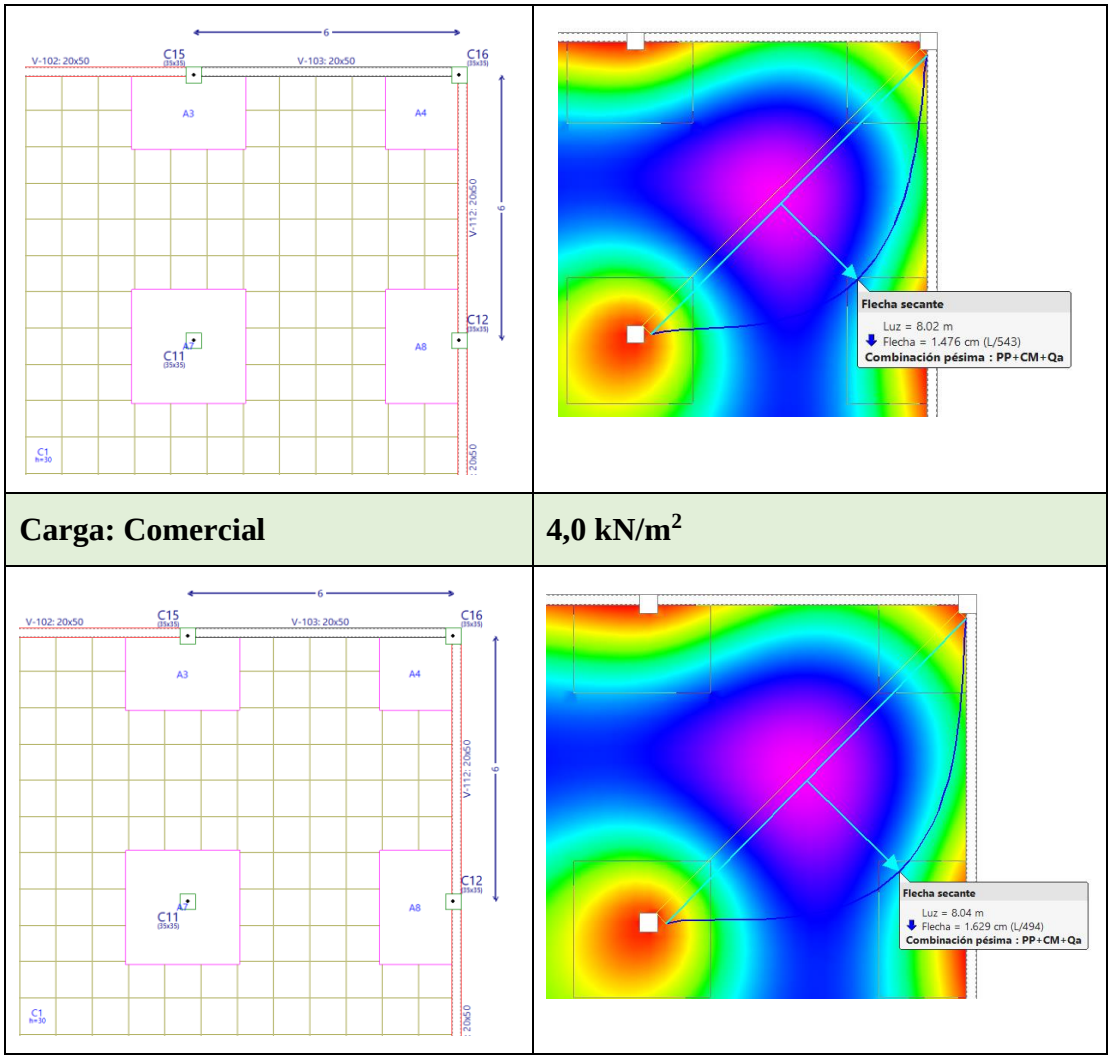
4.3.4.1. Determinación de la altura de losa para luz de 6 m

$$25\text{cm} = \frac{\text{L} = 600\text{cm}}{24} \leq \text{h} \leq \frac{\text{L} = 600\text{cm}}{20} = 30\text{cm}$$

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

4.3.4.2. Verificación de flecha en losas con luces de 6 m

Carga: Viviendas	**2,0 kN/m^2**
	
Carga: Unidad educativa	**3,0 kN/m^2**



4.3.4.3. Tabla de resultados en las diferentes condiciones de estudio L=6m

Tabla 48. Resultado de deformación de la losa para una luz de 6m y carga variable

Luz de análisis (L=6m) Espesor de losa= 30 cm				
Dimensión del casetón [cm]	**Ancho de nervio [cm]**	**Uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
Casetón 40x40x25	12	Comercial	L/453	No cumple
Casetón 40x40x25	12	Unidades educativas	L/461	No cumple
Casetón 40x40x25	12	Viviendas familiares	L/559	Cumple

Luz de análisis (L=6m) Espesor de losa= 30 cm				
Dimensión del casetón [cm]	**Ancho de nervio [cm]**	**Uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
Casetón 50x50x25	12	Comercial	L/473	No cumple
Casetón 50x50x25	12	Unidades educativas	L/482	Cumple
Casetón 50x50x25	12	Viviendas familiares	L/576	Cumple
Casetón 60x60x25	12	Comercial	L/481	Cumple
Casetón 60x60x25	12	Unidades educativas	L/531	Cumple
Casetón 60x60x25	12	Viviendas familiares	L/590	Cumple
Casetón 70x70x25	12	Comercial	L/494	Cumple
Casetón 70x70x25	12	Unidades educativas	L/543	Cumple
Casetón 70x70x25	12	Viviendas familiares	L/603	Cumple

***Fuente**: Elaboración propia*

Al incrementar la longitud de la luz a 6 m, se verifica que una losa reticular de 30 cm de altura es suficiente para satisfacer las demandas estructurales asociadas a usos residenciales o de vivienda familiar. Sin embargo, cuando el uso se modifica hacia usos de mayor exigencia (como unidades educativas o comercio) los casetones con dimensiones menores a 50 × 50 × 25 cm dejan de cumplir los criterios de deformación establecidos por la normativa. En contraste, los casetones de 60 × 60 cm y 70 × 70 cm muestran un desempeño notablemente superior, manteniendo niveles adecuados de rigidez y control de deflexiones frente a cargas más elevadas.

4.3.5. Verificaciones de losas reticulares para luces de 7m

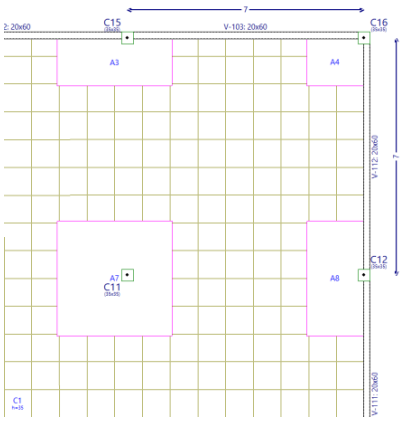
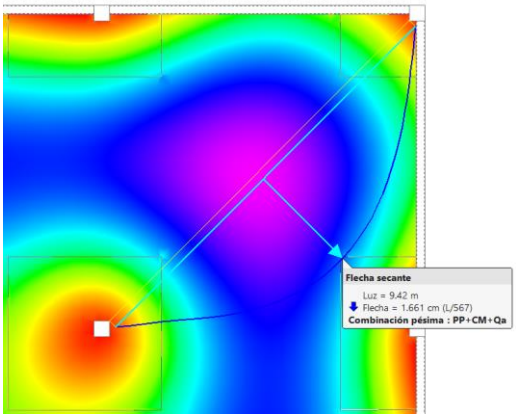
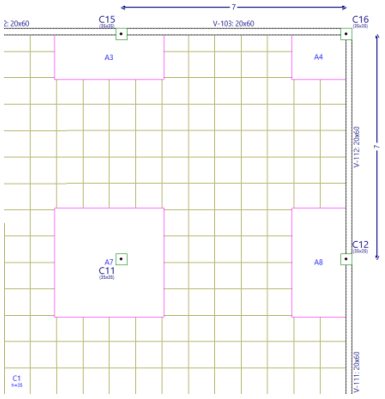
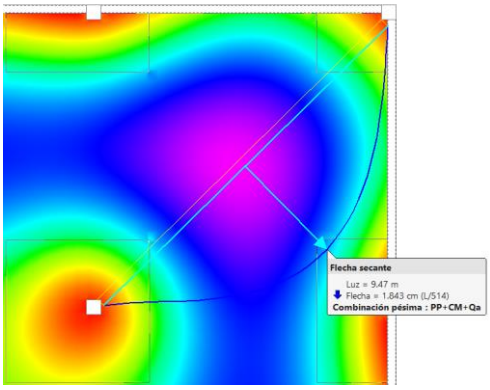
Con el fin de estudiar el desempeño de las losas reticulares en condiciones de mayor solicitación se incorporó una luz 7 m en el análisis, esta luz incrementa significativamente las exigencias estructurales.

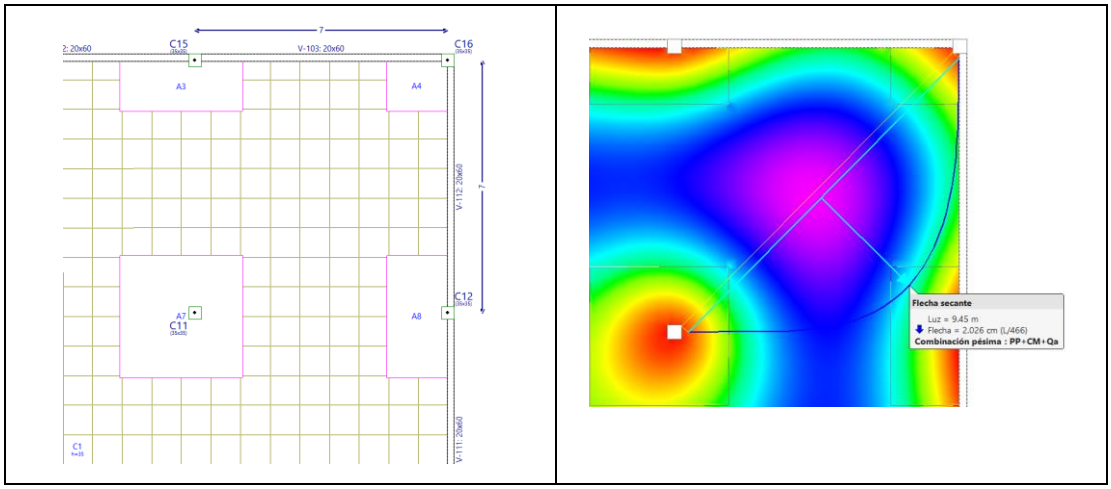
4.3.5.1. Determinación de altura de losa

$$30cm = \frac{L = 700cm}{24} \leq h \leq \frac{L = 700cm}{20} = 35cm$$

La altura adoptada será: 35cm

4.3.5.2. Verificación de flecha en losas con luz de 7 m

Carga: Viviendas	**2,0 kN/m^2**
	
Carga: Unidad educativa	**3,0 kN/m^2**
	
Carga: Comercial	**4,0 kN/m^2**



4.3.5.3. Tabla de resultados en las diferentes condiciones de estudio L=7m

Tabla 49. Resultado de deformación de la losa para una luz de 7m y cargas variables

Luz de análisis (L=7m) Espesor de losa= 35 cm				
Dimensión del casetón [cm]	**Ancho de nervio [cm]**	**Uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
Casetón 40x40x30	12	Comercial	L/402	No cumple
Casetón 40x40x30	12	Unidades educativas	L/465	No cumple
Casetón 40x40x30	12	Viviendas familiares	L/487	Cumple
Casetón 50x50x30	12	Comercial	L/423	No cumple
Casetón 50x50x30	12	Unidades educativas	L/476	No cumple
Casetón 50x50x30	12	Viviendas familiares	L/536	Cumple
Casetón 60x60x30	12	Comercial	L/447	No cumple
Casetón 60x60x30	12	Unidades educativas	L/496	Cumple
Casetón 60x60x30	12	Viviendas familiares	L/552	Cumple
Casetón 70x70x30	12	Comercial	L/466	No cumple
Casetón 70x70x30	12	Unidades educativas	L/514	Cumple
Casetón 70x70x30	12	Viviendas familiares	L/567	Cumple

***Fuente**: Elaboración propia*

Al incrementar la longitud de la luz a 7 m, se verifica que una losa reticular de 30 cm de altura (según bibliografía) es suficiente para satisfacer las demandas estructurales asociadas a usos residenciales o de vivienda familiar. Sin embargo, cuando el uso se modifica hacia usos de mayor exigencia (como unidades educativas o comercio) los casetones con dimensiones menores a 50 × 50 × 25 cm dejan de cumplir los criterios de deformación establecidos por la normativa. En contraste, los casetones de 60 × 60 cm y 70 × 70 cm muestran un desempeño notablemente superior, manteniendo niveles adecuados de rigidez y control de deflexiones frente a cargas más elevadas.

4.3.6. Verificación de losas reticulares para luces de 8 m

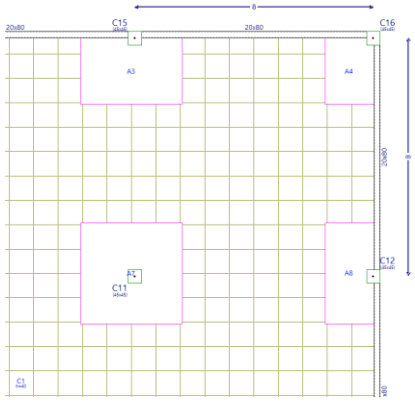
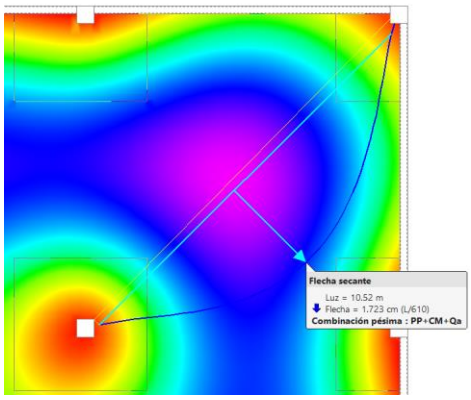
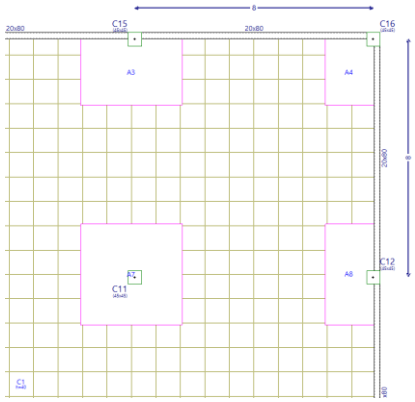
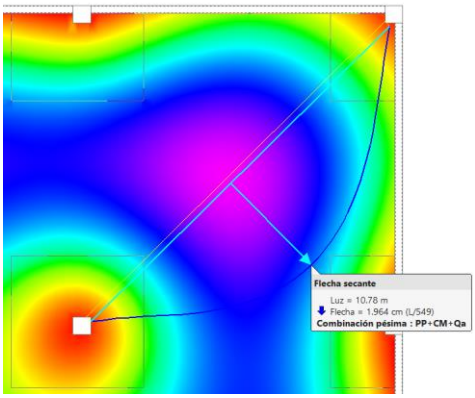
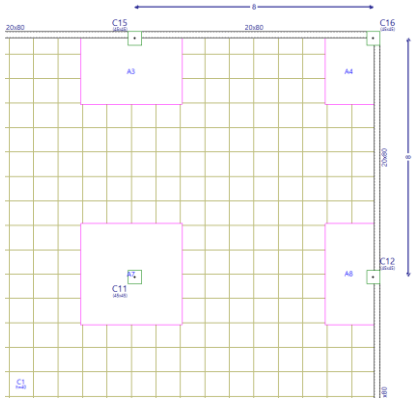
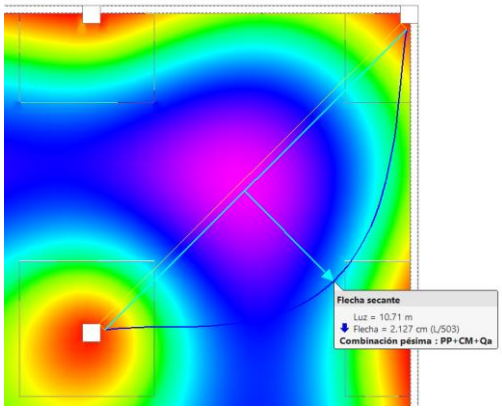
Finalmente, se analizó una luz de 8m con el propósito de someter la losa reticular a un escenario estructural altamente demandada. Esta distancia representa una condición extrema dentro del rango evaluado en la cual se espera un aumento notable en las deformaciones y en los requerimientos de rigidez. Estudiar esta luz permite identificar las limitaciones del sistema, evaluar la viabilidad estructural para grandes luces y establecer criterios de diseño que aseguren un comportamiento seguro y eficiente.

4.3.6.1. Determinación de la altura de losa para luz de 8 m.

$$35\ \text{cm} = \frac{\text{L} = 800\text{cm}}{24} \leq \text{h} \leq \frac{\text{L} = 800\text{cm}}{20} = 40\text{cm}$$

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

4.3.6.2. Verificación de flecha en losas con luces de 8 m

Carga: Viviendas	2,0 kN/m^2
	
Carga: Unidad educativa	**3,0 kN/m^2**
	
Carga: Comercial	**4,0 kN/m^2**
	

4.3.6.3. Tabla de resultados en las diferentes condiciones de estudio L=8 m.

Tabla 50. Resultado de deformación de la losa para una luz de 8m y carga variable

Luz de análisis (L=8m) Espesor de losa= 40 cm				
Dimensión del casetón [cm]	**Ancho de nervio [cm]**	**Uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
Casetón 40x40x35	12	Comercial	L/427	No cumple
Casetón 40x40x35	12	Unidades educativas	L/451	No cumple
Casetón 40x40x35	12	Viviendas familiares	L/557	Cumple
Casetón 50x50x35	12	Comercial	L/452	No cumple
Casetón 50x50x35	12	Unidades educativas	L/477	No cumple
Casetón 50x50x35	12	Viviendas familiares	L/578	Cumple
Casetón 60x60x35	12	Comercial	L/479	No cumple
Casetón 60x60x35	12	Unidades educativas	L/518	Cumple
Casetón 60x60x35	12	Viviendas familiares	L/596	Cumple
Casetón 70x70x35	12	Comercial	L/503	Cumple
Casetón 70x70x35	12	Unidades educativas	L/549	Cumple
Casetón 70x70x35	12	Viviendas familiares	L/610	Cumple

***Fuente**: Elaboración Propia*

4.3.7. Resumen del análisis en losas por configuración de casetón

En las siguientes tablas se muestra los resultados del análisis de las losas reticulares con las distintas configuraciones de casetones y variación de la luz de cálculo.

Tabla 51. Resumen de resultados para losa reticular con casetones de 40x40

Resumen del análisis en losas reticulares Casetón optimo: 40x40 Nervio: 12cm				
Longitud de losa (m)	**Altura de losa (cm)**	**Tipo de uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
5	25	Comercial	L/438	No Cumple
6	30		L/453	No cumple
7	35		L/402	No Cumple
8	40		L/427	No cumple
5	25	Unidades educativas	L/481	Cumple
6	30		L/461	No cumple
7	35		L/465	No cumple
8	40		L/451	No cumple
5	25	Viviendas familiares	L/531	Cumple
6	30		L/559	Cumple
7	35		L/536	Cumple
8	40		L/578	Cumple

Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 52. Resumen de resultados para losa reticular con casetón de 50x50

Resumen del análisis en losas reticulares Casetón optimo: 50x50 Nervio: 12cm				
Longitud de losa (m)	**Altura de losa (cm)**	**Tipo de uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
5	25	Comercial	L/443	No Cumple
6	30		L/473	No cumple
7	35		L/423	No cumple
8	40		L/452	No cumple
5	25	Unidades educativas	L/486	Cumple
6	30		L/482	Cumple
7	35		L/476	No cumple
8	40		L/477	No cumple
5	25		L/540	Cumple

Resumen del análisis en losas reticulares Casetón optimo: 50x50 Nervio: 12cm				
Longitud de losa (m)	**Altura de losa (cm)**	**Tipo de uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
6	30	Viviendas Familiares	L/576	Cumple
7	35		L/536	Cumple
8	40		L/578	Cumple

Fuente: *Elaboración propia*

Tabla 53. Resumen de resultados para losa reticular con casetón de 60x60

Resumen del análisis en losas reticulares Casetón optimo: 60x60 Nervio: 12cm				
Longitud de losa (m)	**Altura de losa (cm)**	**Tipo de uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
5	25	Comercial	L/456	No Cumple
6	30		L/481	Cumple
7	35		L/447	No Cumple
8	40		L/479	No Cumple
5	25	Unidades educativas	L/496	Cumple
6	30		L/531	Cumple
7	35		L/496	Cumple
8	40		L/518	Cumple
5	25	Viviendas Familiares	L/551	Cumple
6	30		L/590	Cumple
7	35		L/552	Cumple
8	40		L/596	Cumple

Fuente: *Elaboración propia*

Como se puede observar las tablas de resumen para losas reticulares con casetones de 60x60, 50x50 y 40x40 se llega a la conclusión que para cargas de comercio y unidades educativas la verificación de deformación no cumple en las luces de 5 m, 6 m, 7 m y 8 m, las deflexiones calculadas superan los límites admisibles establecidos por la normativa, por otro lado para cargas de viviendas familiares el control de deformación

si cumple en todas las longitudes y en las tres configuraciones de casetón analizadas. De este análisis comparativo de losas reticulares con casetones de 40x40, 50x50 y 60x60, se observa que estas configuraciones no resultan las más eficientes debido a que: requiere mayor volumen e material, ya que al tener casetones más pequeños, se incrementa la cantidad de nervaduras elevando el consumo de concreto y acero.

Tabla 54. Resumen de resultados para losa reticular con casetón de 70x70

Resumen del análisis en losas reticulares Casetón optimo: 70x70 Nervio: 12cm				
Longitud de Losa	**Altura de losa**	**Tipo de Uso**	**Deformación [L/x]**	**Estado**
5	25	Comercial	L/462	No Cumple
6	30		L/494	Cumple
7	35		L/466	No Cumple
8	40		L/503	Cumple
5	25	Unidades Educativas	L/505	Cumple
6	30		L/543	Cumple
7	35		L/514	Cumple
8	40		L/549	Cumple
5	25	Viviendas Familiares	L/556	Cumple
6	30		L/603	Cumple
7	35		L/567	Cumple
8	40		L/610	Cumple

Fuente: *Elaboración propia*

Tras comparar las diferentes configuraciones estudiadas, se propone como configuración más optima la utilización de casetones de 70x70 para todas las luces de cálculo consideradas, la configuración de 70x70 proporciona menores deformaciones comparadas a las demás configuraciones (40x40, 50x50 y 60x60) bajo las mismas condiciones de carga.

4.3.8. Máxima eficiencia en losas

4.3.8.1. Cantidades de material

Tabla 55. Cantidades para casetón de 40x40 con nervios de 10

Cuantías de obra - Casetón 40x40 – N10			
Elemento	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Barras (kg)
Losas casetonadas	221.37	32.87	160
Armadura base	-	-	1799
Armadura base de ábacos	-	-	438
Total	221.37	32.87	2397
Índices (por m^2)	-	0.14	10.24
Superficie total:	234.1	m^2	
Nº bloques de losa Casetonada = 738 Uds.			

***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 56. Cantidades para casetón de 40x40 con nervios de 12

Cuantías de obra - Casetón 40X40 - N12			
Elemento	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Barras (kg)
Losas casetonadas	221.38	34.65	202
Armadura base	-	-	1729
Armadura base de ábacos	-	-	425
Total	221.38	34.65	2356
Índices (por m^2)	-	0.148	10.06
Superficie total:	234.1	m^2	
Nº bloques de losa Casetonada = 704 Uds.			

***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 57. Cantidades para casetón de 50x50 con nervios de 10 cm.

Cuantías de obra - Casetón 50X50 - N10			
Elemento	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Barras (kg)
Losas casetonadas	221.37	31.48	247
Armadura base	-	-	1499
Armadura base de ábacos	-	-	385
Total	221.37	31.48	2131
Índices (por m^2)	-	0.134	9.103
Superficie total:	234.1	m^2	
Nº bloques de losa Casetonada = 520 Uds.			

***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 58. Cantidades para casetón de 50x50 con nervios de 12 cm.

Cuantías de obra - Casetón 50X50 - N12			
Elemento	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Barras (kg)
Losas casetonadas	221.38	34.27	256
Armadura base	-	-	1450
Armadura base de ábacos	-	-	454
Total	221.38	34.27	2160
Índices (por m^2)	-	0.146	9.227
Superficie total:	234.1	m^2	
Nº bloques de losa Casetonada = 468 Uds.			

***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 59. Cantidades para casetón de 60x60 con nervios de 10 cm.

Cuantías de obra - Casetón 60X60 - N10			
Elemento	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Barras (kg)
Losas casetonadas	221.37	30.9	334
Armadura base	-	-	1285
Armadura base de ábacos	-	-	366
Total	221.37	30.9	1985
Índices (por m^2)	-	0.132	8.479
Superficie total:	234.1	m^2	
Nº bloques de losa Casetonada = 376 Uds.			

***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 60. Cantidades para casetón de 60x60 con nervios de 12 cm.

Cuantías de obra - Casetón 60X60 - N12			
Elemento	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Barras (kg)
Losas casetonadas	221.38	31.9	351
Armadura base	-	-	1249
Armadura base de ábacos	-	-	341
Total	221.38	31.9	1941
Índices (por m^2)	-	0.136	8.291
Superficie total:	23.4	m^2	
Nº bloques de losa Casetonada = 364 Uds.			

***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 61. Cantidades para casetón de 70x70 con nervios de 10 cm.

Cuantías de obra - Casetón 70X70 - N10			
Elemento	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Barras (kg)
Losas casetonadas	221.37	30.02	399
Armadura base	-	-	1124
Armadura base de ábacos	-	-	331
Total	221.37	30.02	1854
Índices (por m^2)	-	0.128	7.92
Superficie total:	234.1	m^2	
N° bloques de losa Casetonada = 280 Uds.			

***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 62. Tabla de cantidades para casetón de 70x70 con nervios de 12 cm.

Cuantías de obra - Casetón 70X70 - N12			
Elemento	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Barras (kg)
Losas casetonadas	221.38	32.94	418
Armadura base	-	-	1097
Armadura base de ábacos	-	-	338
Total	221.38	32.94	1853
Índices (por m^2)	-	0.141	7.915
Superficie total:	234.1	m^2	
N° bloques de losa Casetonada = 260 Uds.			

***Fuente**: Elaboración propia*

Tabla 63. Resumen de cantidades para todas las configuraciones de casetón:

Resumen de cuantías de obra para los diferentes tipos de configuración				
Elemento	Volumen (m^3)	Dif. %	Barras (kg)	Dif. %
Cuantías de obra - casetón 40x40 - N10	32.87	5.63%	2397	24.07%
Cuantías de obra - casetón 40X40 - N12	34.65	10.48%	2356	22.75%
Cuantías de obra - casetón 50X50 - N10	31.48	1.46%	2131	14.59%
Cuantías de obra - casetón 50X50 - N12	33.25	6.71%	2160	15.74%
Cuantías de obra - casetón 60X60 - N10	30.9	-0.39%	1985	8.31%
Cuantías de obra - casetón 60X60 - N12	31.9	2.76%	1941	6.23%
Cuantías de obra - casetón 70X70 - N10	30.02	-3.33%	1854	1.83%
Cuantías de obra - casetón 70X70 - N12	31.02	0.00%	1820	0.00%

***Fuente**: Elaboración propia*

La tabla anterior muestra la comparación entre la losa con casetón 70x70 y nervios de 12cm en espesor y las demás disposiciones de casetones, dicha comparación muestra cómo el uso de casetones de diferentes dimensiones influye en la cantidad de material de hormigón y acero requerido en una losa aligerada entre un 10% en hormigón y un 25% en acero.

El uso de casetones de mayor tamaño, como los de 70x70 cm, permite reducir el volumen de hormigón necesario en un rango de 5% a 10% en comparación con casetones de menor tamaño, como los de 40x40 cm y 50x50 cm. Esta reducción disminuye el peso propio de la losa y mejora la eficiencia en el uso de materiales. En cuanto al acero de refuerzo, el casetón de 70x70 cm con nervios de 12 cm ofrece la mejor optimización frente a los casetones de menor tamaño, logrando ahorros de hasta un 25% en comparación con casetones de 40x40 cm, un 15% en comparación con casetones de 50x50 cm y un 7% frente a casetones de 60x60 cm. Esta configuración permite un diseño estructural más eficiente y económico, maximizando el rendimiento de los materiales sin comprometer la seguridad ni la resistencia de la losa.

Es importante destacar que, para lograr un mejor desempeño en el comportamiento estructural de las losas, el uso de casetones de mayor tamaño, específicamente de 70x70

cm o 60x60 cm, en combinación con nervios de 12 cm de ancho, resulta más efectivo en comparación con nervios de 10 cm. Los nervios de 12 cm ofrecen una mayor rigidez y capacidad de carga, lo cual optimiza la distribución de esfuerzos en la losa, reduciendo las *deformaciones* y aumentando la *resistencia* general del sistema.

4.3.9. Conclusiones del análisis de la determinación del espesor de losa reticular plana

Las verificaciones de las deformaciones en los distintos tramos de la losa reticular, tanto para configuraciones de uno, dos y tres tramos, han sido satisfactorias. Los valores obtenidos son inferiores al límite exigido por la normativa NB1225001 (L/480), lo que indica que las deformaciones están bien controladas bajo cargas de servicio. La altura adoptada para la losa es adecuada para mantener las deformaciones dentro de los rangos permisibles.

En conclusión, la losa reticular cumple con los requisitos normativos tanto en términos de punzonamiento como de resistencia al cortante, lo cual garantiza que la estructura es capaz de soportar las cargas aplicadas. La verificación satisfactoria del punzonamiento asegura que la losa tiene una adecuada capacidad para resistir las fuerzas de compresión concentradas en áreas puntuales.

Asimismo, la capacidad de la losa para resistir esfuerzos cortantes demuestra que su espesor es adecuado para manejar las tensiones tangenciales generadas por las cargas internas, sin necesidad de refuerzo adicional en esas áreas. La altura de la losa también ha sido dimensionada correctamente, lo que contribuye a la rigidez y estabilidad general del sistema estructural, manteniendo un equilibrio entre seguridad y economía en el uso de materiales.

Estos resultados confirman que la losa reticular ha sido diseñada de acuerdo con las normas de ingeniería estructural vigentes, lo que permite asegurar su durabilidad y desempeño a largo plazo. En conjunto, esta verificación refuerza la confiabilidad de la losa como elemento estructural, proporcionando un soporte seguro para la edificación y contribuyendo al cumplimiento de los objetivos de diseño estructural y eficiencia en el uso de recursos.

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)	% Dif
1	Losa casetonada (casetón 40x40) N10	m²	234.1	861.66	201,714.61	25.00%
2	Losa casetonada (casetón 40x40) N12	m²	234.1	801.34	187,594.58	19.35%
3	Losa casetonada (casetón 50x50) N10	m²	234.1	756.11	177,004.57	14.53%
4	Losa casetonada (casetón 50x50) N12	m²	234.1	743.18	173,978.85	13.04%
5	Losa casetonada (casetón 60x60) N10	m²	234.1	710.87	166,414.55	9.09%
6	Losa casetonada (casetón 60x60) N12	m²	234.1	697.94	163,388.83	7.41%
7	Losa casetonada (casetón 70x70) N10	m²	234.1	678.56	158,850.25	4.76%
8	Losa casetonada (casetón 70x70) N12	m²	234.1	646.25	151,285.95	0.00%

En conclusión, el uso de casetones de mayor tamaño no solo disminuye el volumen de hormigón requerido, sino que también reduce significativamente el peso de acero en la estructura, logrando ahorros porcentuales de hasta un 12% en volumen de hormigón y un 23% en peso de acero. Este diseño optimizado no solo mejora la eficiencia estructural, sino que también permite una reducción económica importante, alcanzando ahorros de hasta un 22%, 15%, y 5% en términos de costos de materiales. En conjunto, estos beneficios refuerzan tanto la economía como la sostenibilidad del proyecto, al minimizar el uso de recursos sin comprometer la calidad y resistencia de la estructura.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- El presente proyecto se calculó mediante un software estructural CYPECAD en base a un plano arquitectónico y un estudio de suelos elaborado por una empresa consultora a solicitud de mi persona y autorización del propietario del terreno, posteriormente se verifico los elementos más solicitados (secciones críticas) mediante las fórmulas propuestas por la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001, estas verificaciones dieron resultados satisfactorios cumpliendo con los elementos (Vigas, Columnas, escaleras, zapatas) con gran similitud al diseño que realiza el software estructural.
- Se realizó el estudio topográfico en el lugar de emplazamiento del edificio donde se presenta un terreno plano de acuerdo a las curvas de nivel.
- Se analizó de manera detallada las cargas de viento, cargas permanentes y las cargas de uso según el tipo de ambiente.
- Se determinó el análisis de cálculo estructural mediante el software CypeCad 2025 cumpliendo el lineamiento de la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB obteniendo fuerzas internas y datos para su verificación manual.
- Se dimensionaron todos los elementos estructurales con una sección que cumpla y garantice seguridad, funcionalidad. A continuación, se detallan las características principales de los elementos estructurales: las zapatas se las emplazará a 3 metros de profundidad de acuerdo a la resistencia portante del suelo las dimensiones de las zapatas vararían las mismas se detallan en los planos constructivos, las columnas varían en secciones de 30x25, 20x40, 25x40, 30x30 y 25x25, las vigas se diseñaron con una sección de 20x40 en todos sus niveles, las losas de los niveles de primer piso hasta el nivel terraza se las diseño como losas planas reticulares con ábacos con altura de 25centimetros, nervios de 12 centímetros con casetones de 70x70, para el nivel de cubierta se diseñó una losa maciza de 20 centímetros de altura.
- Se desarrolló la verificación manual de cada elemento comparando con el software dando valores relacionados que no sobrepasan a un 5% .

- Se elaboró de planos a detalles de losas vigas, columnas, gradas y fundaciones con ayuda del software para su correcta construcción.
- El tiempo de ejecución de la obra gruesa es de 259 días laborables tomando en cuenta la ruta crítica, con un costo total: 1 006.567,83Bs.
- Finalmente, se determinó que la diferencia de costo entre un diseño estructural sismorresistente y uno sin consideración sísmica es aproximadamente del 30%. Esta variación se debe principalmente al incremento de cuantías de acero.

5.2. Recomendaciones

- Darse el tiempo necesario para hacer un buen análisis de cargas, debido a que es un paso muy importante para la calidad de nuestros resultados finales.
- El software de diseño CYPECAD, solo es una herramienta con que contamos para realizar el diseño, se recomienda siempre verificar algunos elementos para poder tener la certeza que el diseño es óptimo.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la resistencia admisible presente en el terreno utilizando métodos rotatorios.
- Para lograr la resistencia requerida en diseño utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el comportamiento de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

Normas

American Concrete Institute. (2019). *ACI 319-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Intitute.

IBNORCA. (2020). NB1225001: *Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001-1*. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

IBNORCA. (2013). *NB1225002: Norma Boliviana Acciones Sobre Estructuras- parte 1: Especificaciones*. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

IBNORCA. (2014). *NB1225003-1: Norma Boliviana Acciones Sobre Estructuras- Acción del viento parte 1: Especializaciones*. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

IBNORCA. (2023). *NBDS 2023: Norma Boliviana de Diseño Sismorresistente*. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

Libros

Braja, M. Das. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones* (5.ed.). Thomson Learning.

Jiménez Montoya, P., Garcia Meseguer, A., & Morán Cabré, F. (2000). *Hormigón Armado (4.ed.)*. Gustavo Gili.

Regalado Borrás, f. (1991). *Forjados Reticulares: diseño, análisis, construcción y patologías*. Editorial Munilla-Lería.

Revistas

PL Pocket. (2025). *Revista de precios unitarios 2025*. PL Service.