

CAPITULO I

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 Planteamiento del problema

En muchas zonas del país se puede encontrar unidades educativas que no cuentan con una infraestructura adecuada para brindar una buena educación perjudicando a los estudiantes y bajando su nivel académico.

Un estudio que realizo el SERCE de la relación entre infraestructura y resultados académicos se observa que los factores que están más altos y significativamente asociados con los aprendizajes son la presencia de espacios de apoyo a la docencia (bibliotecas, laboratorios de ciencia y salas de cómputo), la conexión a servicios públicos de electricidad y telefonía y la existencia de agua potable, desagüe y baños en número adecuado. En las escuelas urbanas, además de los anteriores, la presencia de áreas de uso múltiple (gimnasio y/o auditorio) y de espacios para enfermería o servicios psicopedagógicos están asociados con mejores aprendizajes de los estudiantes.

En la comunidad Pampa Redonda específicamente en la Unidad Educativa Luis de Fuentes, la falta de mantenimiento e infraestructura de la unidad educativa ocasiono el deterioro del mismo ocasionando un peligro para los estudiantes de la comunidad y reduciendo el nivel académico.

Actualmente la unidad educativa tiene aproximadamente 256 estudiantes los cuales no cuentan con una infraestructura adecuada debido a que se encuentran en muy mal estado, poniendo en riesgo tanto la seguridad como la salud de los estudiantes. (Sub Alcaldía de Cercado)

1.2 Formulación del problema

¿Como solucionar la falta de diseño estructural de la unidad educativa Luis de fuentes ubicado en la comunidad Pampa Redonda?

Fotografía 1:Estado actual de la Unidad Educativa Luis de Fuentes



Fotografía 2:Estado actual de las aulas de la Unidad Educativa Luis de Fuentes



1.3 Objetivos

1.3.1 General

- Realizar el diseño estructural de la Unidad Educativa Luis de Fuentes ubicada en la comunidad Pampa Redonda de acuerdo al Proyecto de Norma Boliviana NB 1225001.

1.3.2 Específicos

- Realizar un levantamiento topográfico.
- Realizar el estudio de suelos para definir las características físicas y mecánicas del terreno.

- Realizar los dimensionamientos de los diferentes elementos estructurales que conforman la infraestructura a base del Proyecto de Norma Boliviana NB 12250001.
- Realizar el modelado de la estructura con uso del programa informático CYPECAD.
- Realizar los planos estructurales de acuerdo con los resultados del diseño con uso del programa informático AUTOCAD.
- Definir las especificaciones técnicas para la ejecución cada ítem.
- Realizar los cálculos métricos para cada ítem.
- Determinar los precios unitarios de cada ítem y realizar el cálculo del presupuesto total del proyecto.
- Generar un cronograma de ejecución del proyecto y señalar la ruta crítica a través del diagrama de Gantt.

1.4 Justificación

1.4.1 Académica

El proyecto es un diseño estructural de una unidad educativa el cual ayudara a profundizar el cálculo y criterios de construcción con respecto a la normativa seleccionada aplicando conocimientos adquiridos en las materias cursadas y reforzando herramientas de trabajo aprendidas en el transcurso de la formación académica.

1.4.2 Técnica

El proyecto de la unidad educativa es viable ya que actualmente cuenta con una infraestructura que ya cumplió con su vida útil, el cual necesita una nueva construcción moderna y equipada para abarcar más estudiantes de la comunidad.

1.4.3 Social

El proyecto ayudara a la comunidad de Pampa Redonda ya que cuenta con la construcción de la Unidad Educativa Luis de Fuentes la cual abarcará mayor cantidad de estudiantes incluyendo a comunidades aledañas, mejorando su formación académica y lograr reducir los niveles de analfabetismo de la zona.

Brindará nuevos empleos en la zona la cual mejora la calidad de vida de toda la comunidad.

1.5 Alcance del proyecto

El proyecto abarcará solo el cálculo estructural, no incluirá instalación sanitaria ni eléctrica

Para dicho calculo estructural se realizará un estudio de suelos que logrará optimizar el diseño de cimentación.

1.6 Localización

El proyecto se realizará en la comunidad de Pampa redonda que se encuentra ubicado en el departamento de Tarija, provincia Cercado a 25 km de la ciudad de Tarija, sus coordenadas $21^{\circ}42'16.59''S$; $64^{\circ}49'26.94''O$ y una altura de 2000 m.s.n.m.

Fotografía 3: Ubicación referencial del proyecto



Fuente 1: Imagen Satelital (Google Earth)

1.6.1 Información socioeconómica relativa al proyecto

1.6.1.1 Descripción de la infraestructura

Un análisis previo de los elementos estructurales que se implementaran en el diseño estructural de la infraestructura.

Está contemplada por vigas, columnas, zapatas, losas aliviadas y escaleras, todas de hormigón armado. La norma utilizada, es el proyecto de Norma boliviana NB 1225001.

1.6.2 Servicios básicos existentes

Los servicios básicos en la comunidad son suficientes para brindar una educación de calidad ya que cuentan con servicios de agua potable y energía eléctrica.

CAPITULO II

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento Topográfico

Se entiende por levantamiento topográfico al conjunto de actividades que se realizan en el campo con el objeto de capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando así se requiera. Lo resumen como “el proceso de medir, calcular y dibujar para determinar la posición relativa de los puntos que conforman una extensión de tierra”. (Pachas, 2009)

Fotografía 4: Levantamiento topográfico con GPS



2.1.1 Equipos topográficos

En el presente trabajo se propone al GPS y a la estación total como equipos topográficos a ser utilizados en el levantamiento, es por tanto necesario que el usuario conozca los principios de funcionamiento de ambos. Para conocer en detalle su uso y manejo se deberá consultar los respectivos manuales del usuario, los cuales son suministrados por las casas comerciales al momento de su adquisición.

2.1.2 La topografía en obras

La topografía abarca un conjunto de técnicas, de las cuales solo algunas son utilizadas para el replanteo en obra. El que estas técnicas sean generalmente sencillas no implica que no se apliquen con el máximo rigor científico, puesto que el resultado influye en gran medida en el posicionamiento de los diversos elementos geométricos proyectados. (De Corral Manuel de Villena, 2001)

2.2 Estudio de Suelos

Es un dato fundamental para calcular un sistema de fundación es la tensión admisible del terreno (kg/cm^2) y la determinación de la profundidad de cimentación.

La importancia del estudio de suelos depende del tipo de proyecto que se va a realizar y de la magnitud de este; con los resultados que arroje el estudio de suelos se pueden tomar decisiones del tipo de cimentación a utilizar y hasta que profundidad se debe de cimentar; dependiendo del tipo de suelo es la capacidad de soporte del suelo (resistencia del suelo) y eso se puede determinar únicamente con el estudio de suelos.

Depende del estudio de suelos, determinarás cuanto se va a gastar o cuanto se va a ahorrar en cimentación; ya que muchos proyectos en los que no se hace estudio de suelos, resulta que cuando están ya construidos se dan cuenta que tienen hundimientos y eso carrea más costos, ya que se debe de gastar mucho en reparar o tratar de estabilizar el terreno y todo por “ahorrarse unos centavos” y no hacer el estudio de suelo. (Moreira et al., 2018)

2.2.1 Ensayo de penetración normal (SPT)

En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades. También se puede estimar la resistencia admisible del suelo mediante la clasificación del suelo, ya que en ciertos terrenos no se puede realizar estos ensayos por un alto contenido de roca.

Fotografía 5: Excavación manual para estudio de suelo



Fotografía 6: Ensayo SPT para estudio de suelo



2.2.2 Clasificación de suelo

Está basado en el análisis granulométrico y en los límites de Atterberg (límites líquido y plástico) de los suelos. Este sistema de clasificación se utiliza en cimentaciones. Para la clasificación se toma en cuenta lo siguiente:

1. Porcentaje de la fracción que pasa por el tamiz N° 200.
2. Forma de la curva de distribución granulométrica.
3. Característica de plasticidad y compresibilidad.

Los suelos se separan en tres divisiones:

1. Suelos de grano grueso.
2. Suelos de grano fino. 3
3. Suelos altamente orgánicos.

Los suelos de grano grueso se dividen en gravas (G) y arenas (S). Las gravas contienen un porcentaje mayor de la fracción gruesa retenida en el tamiz N° 4 (4,76 mm) y las arenas son aquellos suelos cuya poción pasa el tamiz N° 4. Tanto las gravas (G) como las arenas (S), se dividen en cuatro grupos secundarios: GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM, SC respectivamente, según la cantidad y el tipo de los finos y la forma de la curva granulométrica

Los suelos de grano fino se subdividen en limos (M) y arcillas (C), según su límite líquido y su índice de plasticidad. Los limos son suelos de grano fino con un límite líquido y un índice de plasticidad que resulten puntos por debajo de la línea "A". Y arcillas aquellos que dan puntos por encima de la línea "A" (esta definición no es válida para las arcillas orgánicas, puesto que el límite líquido y el índice de plasticidad de estos suelos dan puntos por debajo de la línea "A").

El limo (M) y la arcilla (C) se dividen a su vez en dos grupos secundarios basados en el hecho de que el suelo tiene un límite líquido relativamente bajo o alto. Los suelos altamente orgánicos son usualmente muy comprensibles y tienen características inadecuadas para la construcción. Se clasifican dentro del grupo designado por el símbolo Pt: Turba. El humus y suelos de pantano son ejemplos típicos de este tipo de suelos.

2.2.2.1 Ensayo de granulometría

El objetivo principal de la granulometría es determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de partículas de suelo. En cualquier masa de suelo, los tamaños de las partículas varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente se debe conocer su distribución granulométrica, es decir, la distribución en porcentaje, de los distintos tamaños dentro del suelo.

El análisis granulométrico por tamizado se efectúa tomando una cantidad medida del suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de tamices. La cantidad de suelo retenido en cada tamiz se pesa y se determina el porcentaje acumulado de material que pasa por cada tamiz.

Fotografía 7: Ensayo de granulometría para clasificación de suelo



2.2.2.2 Ensayos Límites de Atterberg

Pueden definirse como los límites de los contenidos de humedad que caracterizan los cuatro estados de consistencia de un suelo de grano fino: estado sólido, estado semisólido, estado plástico y estado semilíquido o viscoso.

El límite entre los estados sólido y semisólido se denomina límite de retracción, el límite entre los estados semisólido y plástico se llama límite plástico y el límite entre los estados plástico y semilíquido, límite líquido. Así de este modo, un suelo de grano fino puede pasar de un estado de consistencia a otro en función del contenido en humedad.

Permiten una rápida caracterización del suelo puesto que son ensayos muy rápidos de realizar en laboratorio y no es necesario la toma de muestras inalteradas para su determinación.

Fotografía 8: Ensayo de límites de Atterberg para clasificación del suelo



2.2.2.3 Determinación del Limite Líquido

El límite líquido es un ensayo que se determina de forma estandarizada mediante la cuchara de Casagrande. Para ello se mide la humedad de un suelo en un surco que se cierra una distancia aproximada de 13 mm tras dejar caer la cuchara de Casagrande 25 veces desde una altura de 1 cm. El surco se realiza con un acanalador estandarizado.

Fotografía 9:Equipo casa grande para ensayo limite liquido



2.2.2.4 Determinación del límite plástico

El límite plástico se determina mediante la formación de pequeños cilindros en la palma de la mano sobre una superficie lisa de unos 3 mm de diámetro y 25-30 mm de longitud. En el momento en el que los pequeños elipsoides se cuarteán en trozos de aproximadamente 6 mm se ha alcanzado la humedad del límite plástico.

Fotografía 10: Ensayo limite plástico



2.3 Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico es una disciplina que surge desde una representación o imagen mental imaginaria, que puede ser concreta o abstracta, además dentro de su transición y materialización, proyecta la construcción de una estructura física con sentido arquitectónico, generando ideas con gran atractivo estético. Está literalmente relacionado con los trazos, dibujos, delineados, esquemas y bocetos.

Sin un diseño previo, la construcción de una obra arquitectónica pierde la eficacia que debe tener en toda la amplitud de su valor con sentido estético, funcional, espacial y estructural que la caracterizan. Entre los aspectos que se toman en cuenta en el diseño arquitectónico se mencionan: la creatividad, organización, entorno de la obra, la funcionalidad de su construcción, su sistema constructivo, viabilidad económico-financiera y muy importante, la expresión plástico-estética.

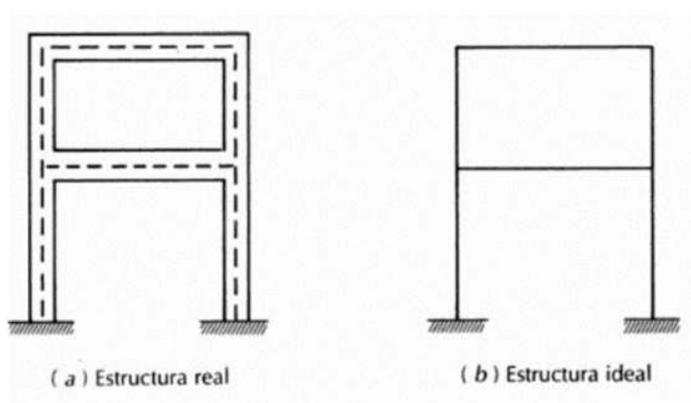
En la actualidad el diseño arquitectónico se concentra principalmente en las inquietudes modernas como: la comodidad, el trabajo y el medio ambiente.

2.4 Idealización de las estructuras

La idealización de la estructura se realiza de acuerdo al plano arquitectónico, estudio de suelos, topografía del terreno y criterio del ingeniero, para así planear la forma de la estructura de sustentación de la cubierta, edificación y fundación.

Además de la transformación de las estructuras reales tridimensionales en estructuras planas, se hacen otras idealizaciones para fines de su análisis. Un marco cuyas vigas y columnas tienen dos dimensiones después de haberlo transformado en plano, se representa por líneas unidimensionales, normalmente coincidentes con los ejes geométricos de los miembros. Las luces de las vigas y las alturas de las columnas son las distancias entre los cruces de las líneas que representan a los miembros. Idealizaciones semejantes se hacen para los casos de vigas y armaduras.

Figura 1: Idealización de una estructura



Fuente 2: Análisis Estructural - Gonzales Oscar

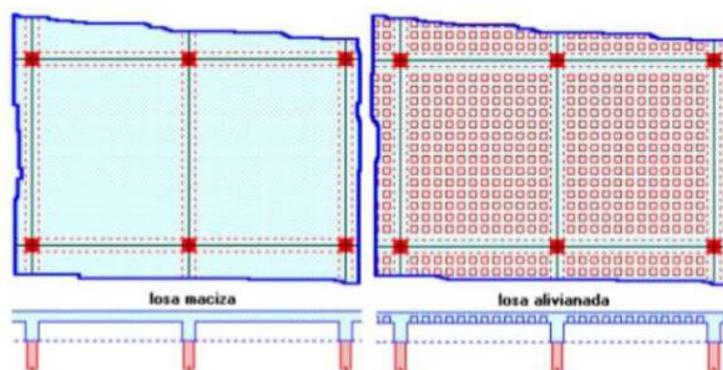
2.4.1 Sustentación de la cubierta

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Si la geometría de la losa y el tipo de apoyo determinan la magnitud de los esfuerzos en las dos direcciones ortogonales sea comparable, se denominan losas bidimensionales. Si los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal se llaman losas unidireccionales.

Cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa se llama losa maciza, y cuando parte del volumen de la losa es ocupado por materiales más livianos o espacios vacíos se llama losa alivianada o losa aligerada

Figura 2: Tipos de losas



Fuente 3: Diseño de losas de Hormigón Armado - Luis Cuevas

Los aliviamientos se pueden conseguir mediante mampuestos aligerados de hormigón, cerámica aligerada, formaletas plásticas recuperables o formaletas de madera.

2.4.2 Sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación está de acuerdo al criterio del ingeniero para elegir entre una estructura aporticada de H^oA^o, muros portantes, estructura de madera, de acuerdo al tipo de estructura y funcionalidad que va a tener, tomando en cuenta el tamaño de las aberturas, luces que debe cubrir, topografía del terreno y tipo de suelo.

En cuanto a los pórticos de hormigón este es compuesto por dos elementos que son las vigas y las columnas, la viga es un elemento de concreto, que cumple una función de enlazar un amarre longitudinal recta a las columnas, se dice que las vigas reciben cargas de las losas aligeradas y transmiten cargas hacia las columnas, las variadas conexiones entre vigas y columnas constituyen la estructura del edificio, las columnas son elementos que reciben las cargas de las vigas y las transporta a las zapatas, para un mejor soporte en la base de la columna, trabajara en conjunto con la zapata, proyectando mayor seguridad en su extremo inferior y en conjunto con las vigas permitirán que haya una menor deformación, se tomara como referencia para el diseño de los pórticos el proyecto de Norma Boliviana de hormigón armado NB 12250001

La estructura porticada del presente proyecto estará sometida a cargas gravitacionales de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

2.4.3 Fundaciones

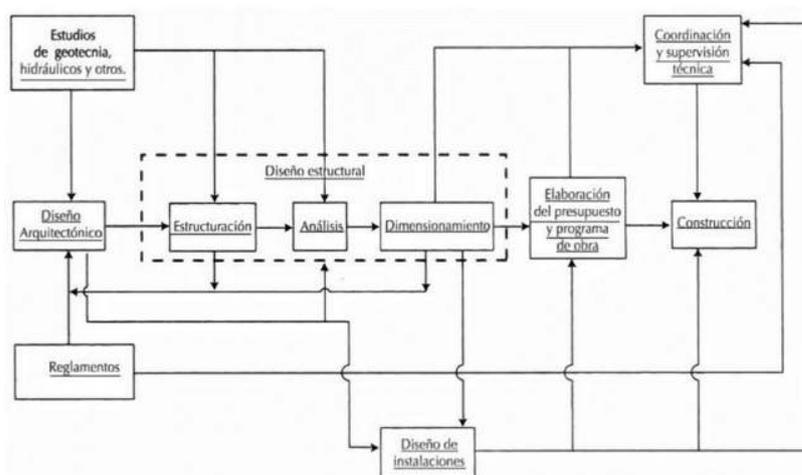
La fundación está de acuerdo al tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y es criterio del ingeniero escoger entre zapatas, pilotes, cimientos que sean más adecuados para la estructura tomando en cuenta si existen colindantes o no.

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en este sean admisibles para la estructura, por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente, se hará referencia para el diseño en el proyecto de Norma Boliviana NB 12250001

2.5 Diseño estructural

Una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinen en forma ordenada para cumplir una función dada. La estructura debe cumplir la función a que está destinada con un grado de seguridad razonable y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio, además, deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas. (Gonzales, 2003)

Figura 3: Procedimiento general para diseño y construcción de obras



Fuente 4: Análisis estructural – Gonzales Oscar

El procedimiento general que se sigue para el diseño y construcción de una obra se puede representar esquemáticamente como se muestra en la figura.

El objetivo final del diseño estructural es proveer una estructura segura y económica para satisfacer una necesidad específica. Por seguridad entendemos la capacidad resistente de la estructura para servir sin fallas durante su vida útil. Por cierto, el diseño incorpora consideraciones de orden económico, ya que siempre puede haber soluciones alternativas, ya para cada una de ellas un óptimo, o costo mínimo, al que se procura llegar.

La necesidad puede ser de cualquier índole: vivienda, hospital, infraestructura de transporte, una planta industrial o en nuestro caso una unidad educativa. (Riddell & Hidalgo, 1997)

2.5.1 Análisis de cargas

La tarea más importante y difícil encarada por el proyectista de estructuras es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor combinación de éstas que pueda ocurrir en un momento dado.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación. Encasos especiales puede ser preciso tener en cuenta acciones de otra clase.

Tabla 1: Tipos de Cargas

CARGAS GRAVITORIAS	Carga Muerta	Peso Propio	D_G
		Carga permanente	D_p
CARGAS GRAVITORIAS	Carga variable	sobrecarga de Servicio	L
		Sobrecarga de Lluvia	R
		Sobrecarga de Nieve	S
		Carga fluidos	F
		Carga vivas de cubierta	L_r
ACCION TERMICA Y/O REOLOGICA			T
ACCIONES DEL TERRENOS			H
ACCION DE VIENTO			W
EFFECTO SISMO			E

Fuente 5: Norma Boliviana NB 1225002, p3

2.5.1.1 Cargas muertas

Las cargas muertas son los pesos de los diversos elementos estructurales y los pesos de todos los objetos que están unidos de manera permanente a la estructura. Por lo tanto, las cargas muertas de un edificio son el peso de las columnas, vigas y trabes, la losa del piso, el techo, paredes, ventanas, fontanería, instalaciones eléctricas y otros accesorios diversos. A continuación, se muestra una tabla con las cargas mínimas de diseño.

Tabla 2: Cargas muertas mínimas de diseño

Muros	psf	kN/m ²
ladrillo de arcilla, 4 pulg (102 mm)	39	1.87
ladrillo de arcilla, 8 pulg (203 mm)	79	3.78
ladrillo de arcilla, 12 pulg (305 mm)	115	5.51
Particiones y muros de marco		
Muros de entramado exterior con revestimiento de ladrillo	48	2.30
Ventanas, vidrio, marco y hoja	8	0.38
Entramados de madera de 2 × 4 pulg (51 × 102 mm) sin enyesar	4	0.19
Entramados de madera de 2 × 4 pulg (51 × 102 mm) enyesados de un lado	12	0.57
Entramados de madera de 2 × 4 pulg (51 × 102 mm) enyesados por los dos lados	20	0.96
Relleno de piso		
Concreto de cemento, por pulgada (mm)	9	0.017
Concreto ligero, simple, por pulgada (mm)	8	0.015
Concreto de piedra, por pulgada (mm)	12	0.023
Techos		
Lámina de fibra acústica	1	0.05
Yeso sobre mosaico o concreto	5	0.24
Malla de metal suspendida y yeso revocado	10	0.48
Tejas de asfalto	2	0.10
Lámina de fibra, $\frac{1}{2}$ pulg (13 mm)	0.75	0.04
*Reproducido con permiso de la American Society of Civil Engineers, <i>Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures</i> , ASCE/SEI 7-10 (Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras, ASCE/SEI 7-10).		

Fuente 6: Análisis Estructural - R.C. Hibbeler

2.5.1.2 Cargas vivas

Las cargas vivas pueden variar tanto en su magnitud como en su ubicación. Las puede causarel peso de objetos colocados provisionalmente sobre una estructura, vehículos en movimientoo fuerzas naturales, las cargas vivas mínimas se determinan con base en el estudio de la historia de sus efectos sobre estructuras existentes. Por lo general estas cargas incluyen una protección adicional contra una deformación excesiva o sobrecarga repentina. Acontinuación, se muestra una tabla con las cargas mínimas.(Hibbeler, 2012)

Tabla 3: Cargas vivas mínimas

Ocupación o uso	Carga viva		Ocupación o uso	Carga viva	
	psf	kN/m ²		psf	kN/m ²
Zonas de reunión y teatros			Residencial		
Asientos fijos	60	2.87	Viviendas (de una y dos familias)	40	1.92
Asientos móviles	100	4.79	Hoteles y casas multifamiliares		
Estacionamientos (vehículos de pasajeros solamente)	50	2.40	Habitaciones privadas y pasillos	40	1.92
Edificios de oficinas			Salas públicas y pasillos	100	4.79
Vestibulos	100	4.79	Escuelas		
Oficinas	50	2.40	Salones de clase	40	1.92
Almacén			Pasillos por encima de la primera planta	80	3.83
Ligero	125	6.00			
Pesado	250	11.97			

*Reproducido con permiso de *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10 (Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras, ASCE/SEI 7-10).

Fuente 7: Análisis Estructural - R.C. Hibbeler

2.5.1.3 Simultaneidad de las cargas

En el cálculo de una estructura se considerarán los casos de carga combinadas de acuerdo a lo prescrito en las normas de estructuras de hormigón estructural, metálicas, madera, etc. La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones siguientes:

Tabla 4: Combinaciones de Carga

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$
7. $U = 0.9D + 1.0E$

Fuente 8: Norma Boliviana NB 1225002

2.5.2 Estructura de sustentación de cubiertas

Es el procedimiento mediante el cual se establecen los elementos que conforman la estructura en cuanto a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en la estructura. La selección de estos elementos se debe basar en su comportamiento adecuado en condiciones de servicio y su capacidad para resistir

fuerzas que generen un estado de colapso en la estructura.

El principal objetivo del proceso de diseño aplicado a estructuras de techo es cumplir con lo expuesto en el párrafo anterior junto con la utilización óptima de los materiales y técnicas de construcción disponibles, según las razones expuestas a continuación:

- Un comportamiento adecuado en condiciones de servicio garantiza que los elementos estructurales no presenten inconvenientes o deficiencias en situaciones que, aunque no se ponga en juego la seguridad, afectan el correcto funcionamiento de toda la edificación; por ejemplo, en techos el desprendimiento de la cubierta por la succión debido al viento
- La capacidad de los elementos para resistir cargas sin llegar al colapso garantiza que estos no presenten fallas graves bajo la acción de tales cargas, o que puedan disminuir su capacidad para resistir nuevas acciones, esto está relacionado con la seguridad de la estructura ante las sollicitaciones sobre ella durante su vida útil; por ejemplo, el pandeo en elementos sometidos a esfuerzos de compresión en armaduras de techos
- Se debe garantizar la utilización óptima de los elementos estructurales que se relacione con los procesos y técnicas más apropiadas para cada material estructural en el montaje de la estructura de techo y de esta manera lograr una reducción en los costos al establecer dimensiones que eviten lo más posible los desperdicios. A su vez el proceso del diseño aplicado a estructuras de techo debe cumplir con otros aspectos relacionados con la edificación completa como:
 - Seguridad: asociado a la resistencia, rigidez, peso de los elementos y aspectos de funcionamiento.
 - Economía: asociado con la optimización de los costos de construcción, selección adecuada de los elementos estructurales sin sobredimensionarlos, y con el uso moderado de acabados.
 - Aspectos estéticos: asociado a todos aquellos factores relacionados con la mejora de la apariencia exterior e interior.

Por lo general, cuando se realiza una revisión de la estructura de techo y sus elementos, se hace en base a estos aspectos en orden prioritario para luego realizar cambios al diseño preliminar, lo cual se verá con detalle más adelante.

2.5.3 Estructura de sustentación de la edificación

2.5.3.1 Vigas

El método de diseño de la actualidad se llamó durante varias décadas diseño por resistencia última; pero como se mencionó, el código ahora usa el término diseño por resistencia. La resistencia de un miembro específico de concreto reforzado es un valor dado por el código y no es necesariamente la verdadera resistencia última del miembro. Por consiguiente, se usa el término más general diseño por resistencia, ya sea referido a la resistencia de vigas, a la resistencia de columnas, a la resistencia al cortante u otras. (JACK C. McCORMAC, 2012)

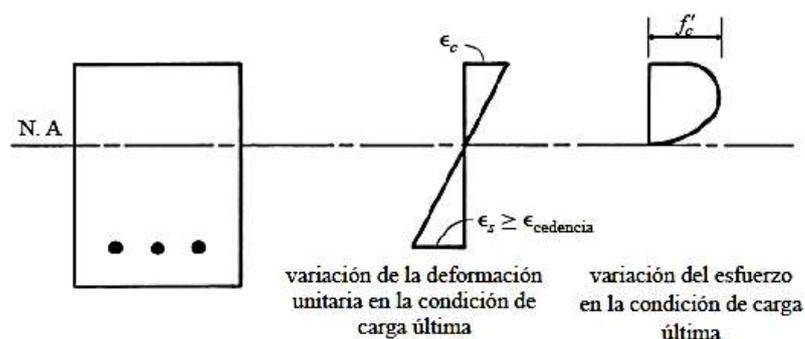
2.5.3.1.1 Principio de calculo

Las pruebas de vigas de concreto reforzado conforman que las deformaciones unitarias varían en proporción a las distancias del eje neutro, aun en los lados de tensión y aun en la cercanía de cargas últimas.

Los esfuerzos de compresión varían aproximadamente en forma lineal hasta que el esfuerzo máximo es igual a aproximadamente $0.50f'_c$. Sin embargo, éste no es el caso cuando los esfuerzos son mayores.

Cuando se alcanza la carga última, las variaciones de las deformaciones unitarias y de los esfuerzos son aproximadamente como se muestra en la figura.

Figura 4: Carga ultima



Fuente 9: Mc. Cormac

Los esfuerzos de compresión varían desde cero en el eje neutro hasta un valor máximo en la fibra extrema o cerca de ella. La variación real del esfuerzo y la posición real del eje neutro varían de viga en viga dependiendo de variables tales como la magnitud y el historial de las cargas pasadas, de la contracción y el revenimiento del concreto, del tamaño y la separación de las grietas de tensión, de la rapidez de carga, etc.

Si la forma del diagrama de esfuerzos fuera la misma para todas las vigas, no sería difícil deducir un solo conjunto de fórmulas para el comportamiento a flexión. Sin embargo, debido a estas variaciones de los esfuerzos, es necesario sustentar el diseño de resistencia en una combinación de teoría y resultados experimentales. Aunque la distribución real de esfuerzos dada en la figura 5.b puede parecer importante, en la práctica cualquier forma supuesta (rectangular, parabólica, trapezoidal, etc.) se puede usar si las ecuaciones resultantes se comparan favorablemente con los resultados experimentales. Los perfiles más comunes propuestos son el rectángulo, la parábola y el trapecio, con el perfil rectangular usado en este texto como se muestra en la figura 5.c siendo el más común.

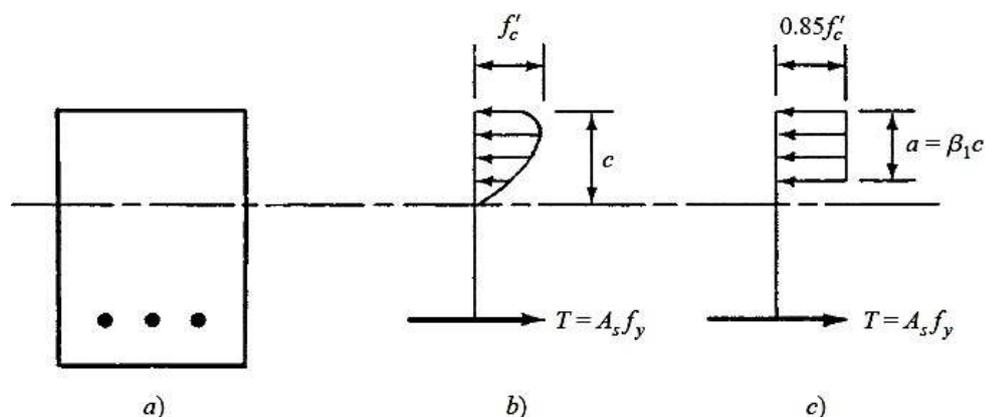
Si se supone que el concreto se aplasta bajo una deformación unitaria de aproximadamente

(valor un tanto conservador para la mayoría de los concretos) y que el acero cede bajo $0.03 f_y$, es posible obtener fórmulas de flexión para vigas, sin conocer la distribución exacta de los esfuerzos.

Sin embargo, es necesario conocer el valor de la compresión total y su centroide. Whitney¹ reemplazó el bloque curvo de esfuerzos por un bloque rectangular equivalente de intensidad $0.85 f'_c$ y altura $a = \beta_1 c$, como se muestra en la figura 6.c). El área de este bloque rectangular debe ser igual a la del bloque curvo de esfuerzos y los centroides de los dos bloques deben coincidir.

Existen suficientes resultados de pruebas en vigas de concreto como para poder obtener la altura del bloque de esfuerzo rectangular equivalente. Por medio de los valores dados en el código (10.2.7.3) se puede obtener este resultado. Para f'_c entre 18 MPa y 30 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,008 por cada MPa de aumento sobre 30MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0,65.

Figura 5: Posibles formas de distribución de esfuerzos



Fuente 10: Mc. Cormac

con base en estas hipótesis relativas al bloque de esfuerzos, se pueden escribir fácilmente las ecuaciones de estática para la suma de las fuerzas horizontales y para el momento resistente producido por el par interno. De estas ecuaciones pueden despejarse separadamente los valores de a y del momento M_n . Aquí debemos hacer una aclaración referente al término M_n , porque de otra manera puede ser confuso. M_n se define como el momento resistente teórico nominal de una sección. La resistencia útil de un miembro es igual a su resistencia teórica multiplicada por el factor de reducción de resistencia, o sea, ϕM_n . La resistencia utilizable por flexión de un miembro, ϕM_n , al menos debe ser igual al momento factorizado calculado, M_u , causado por las cargas factorizadas.

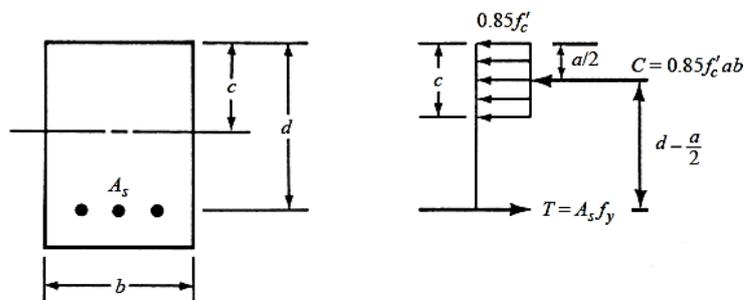
$$M_u \leq \phi M_n \quad (1)$$

Para la deducción de las expresiones de la viga, véase la figura 7. Igualando las fuerzas horizontales C y T y despejando a , se obtiene,

Figura 6: Bloque de esfuerzos

$$0.85f'_c ab = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85f'_c}, \quad \text{donde } \rho = \frac{A_s}{bd} = \text{porcentaje de acero de tensión}$$



Fuente 11: Mc. Cormac

Como el acero de refuerzo está limitado a una cantidad tal que lo haga ceder antes de que el concreto alcance su resistencia última, el valor del momento nominal M_n puede escribirse como:

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

y la resistencia útil a flexión es:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3)$$

2.5.3.1.2 Deflexiones debidas a cargas gravitacionales

Los elementos de hormigón armado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

2.5.3.1.3 Deflexión máxima admisible

Las deflexiones calculadas no deben exceder los límites establecidos en la siguiente tabla.

Tabla 5: Deflexión máxima admisible

Elemento	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r, S y R	$l/180$ [1]
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	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 debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480$ [3]
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$ [4]

Fuente 12: Norma Boliviana NB 1225001

[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra la acumulación de agua. El encharcamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada y considerando los efectos a largos plazos de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

[2] las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo – deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

[4] Este límite se puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

2.5.3.1.4 Cálculo de la Deflexión Instantánea

Cuando se vayan a calcular las deflexiones, aquellas que ocurran instantáneamente por la aplicación de la carga deberán calcularse por los métodos o formulas usuales para las deflexiones elásticas. A menos que los valores se obtengan por un análisis más

comprensivo, las deflexiones deberán calcularse tomando el módulo de elasticidad del concreto. Para concreto de peso normal o ligero; el momento de inercia debe calcularse por aparte.

2.5.3.1.5 Cálculo de deflexiones dependiente del tiempo

A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional dependiente del tiempo, resultante de la fluencia lenta y retracción en elementos a flexión, debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor λ_{Δ}

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (4)$$

Donde:

$$\Delta\xi = \xi(t_2) - \xi(t_1) \quad (5)$$

ρ' es el valor en la mitad de la luz para vanos simples y continuos y en el apoyo para voladizos.

Los valores para el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, ξ , se encuentran definidos en la Tabla

Tabla 6:Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

DURACIÓN DE LA CARGA PERMANENTE (meses)	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1,0
6	1,2
12	1,4
60 ó más	2,0

Fuente 13: Norma Boliviana NB 1225001

2.5.3.2 Columnas

Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres siguientes categorías:

Pedestales o bloques cortos a compresión. - Si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal. La norma NB1225001 (2.2 y 10.14) establece que un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a $0.85f_c$, donde f es 0.65. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que $0.85f_c A_g$ será necesario ya sea incrementar el área de la sección transversal del pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado.

Columnas cortas de concreto reforzado. Si una columna de concreto reforzado, falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está construida. Consideramos que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado. - A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta.

En la práctica no existen las columnas cargadas en forma axial perfecta, pero un análisis de tales miembros proporciona un punto de partida excelente para explicar la teoría del diseño de columnas reales con cargas excéntricas. Varias ideas básicas pueden explicarse para las columnas con carga axial pura y las resistencias obtenidas señalan límites teóricos superiores que pueden verificarse claramente con pruebas reales.

Por estas razones, sólo consideraremos aquí la resistencia última de las columnas. En la falla, la última resistencia teórica o resistencia nominal de una columna corta cargada axialmente puede determinarse con bastante precisión mediante la expresión siguiente, en la que A_g es el área total del concreto y A_{st} es el área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal, incluyendo varillas y perfiles de acero:

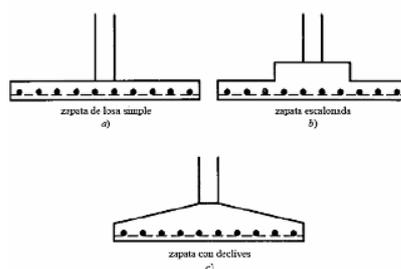
$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (6)$$

Las columnas son elementos estructurales muy importantes, estas van a recibir todas las solicitaciones a las cuales van a ser sometidas y a su vez las encargadas de transmitir todas estas a la cimentación para que estas sean disipadas por el terreno natural, por eso es muy importante calcular sus dimensiones, espaciamiento, forma, etc. para que estos parámetros cumplan con su capacidad de carga, las columnas deben cumplir requisitos fundamentales como equilibrio, resistencia, funcionalidad y estabilidad.(Villaiba Nieto et al., 2016)

2.5.4 Fundaciones

Las zapatas de una sola columna generalmente proveen la solución más económica para la cimentación de columnas. Tales zapatas son comúnmente cuadradas en planta, pero también pueden ser rectangulares, circulares u octagonales. Las zapatas rectangulares se usan cuando el espacio disponible o las secciones transversales de las columnas son marcadamente rectangulares. La mayoría de las zapatas constan de losas de espesor constante, como las mostradas en la figura 2.8.(a), pero si los espesores calculados son mayores de 3 o 4 pies, puede ser más económico usar zapatas escalonadas, como se ilustra en la figura 8.

Figura 7: Formas de zapatas aisladas



Fuente 14: *Mc. Cormac*

Las fuerzas cortantes y los momentos en una zapata son obviamente mayores cerca de la columna, con el resultado de que se requiere un mayor espesor en esa zona en comparación con las partes exteriores de la zapata. Para zapatas muy grandes, como las de estribos de puentes, las zapatas escalonadas pueden proporcionar ahorros considerables en la cantidad de concreto.

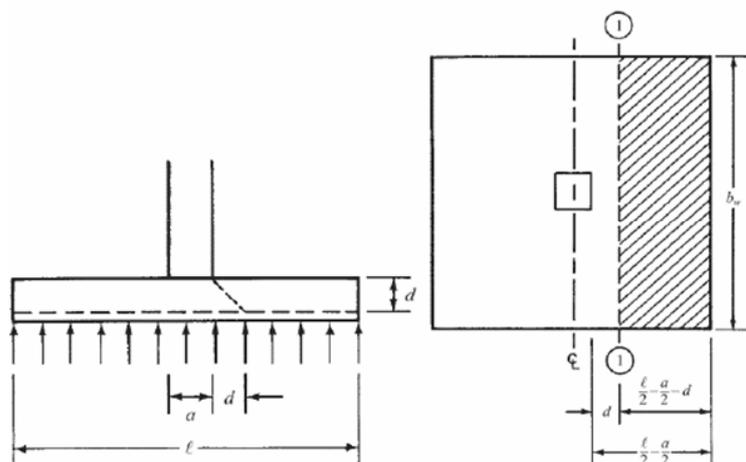
2.5.4.1 Fuerzas cortantes

Deben considerarse dos condiciones debidas al esfuerzo cortante en las zapatas para columnas, independientemente de su forma. La primera es debida al cortante en un sentido o cortante de viga, el cual es el mismo que se considera para las zapatas de muros en la sección anterior.

En el siguiente análisis, nos referiremos a la zapata de la figura 2.10. La fuerza cortante total (V_{u1}) que se toma a lo largo de la sección 1-1, es igual a la presión neta del suelo que multiplicada por el área sombreada hacia afuera de la misma sección. En la expresión que sigue, b_w es el ancho total de la zapata. El valor máximo de V_{u1} , si no se usan estribos, es igual a ϕV_c , y el espesor máximo requerido es como sigue:

$$d = \frac{V_{u1}}{\phi 2 \sqrt{f'_c} b_w} \quad (7)$$

Figura 8: Cortante en un sentido o cortante de viga



Fuente 15:Mc. Cormac

La segunda condición de esfuerzo al corte es la del cortante en dos sentidos o por penetración, véase la figura 10. La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de losa, que tiene la forma de una

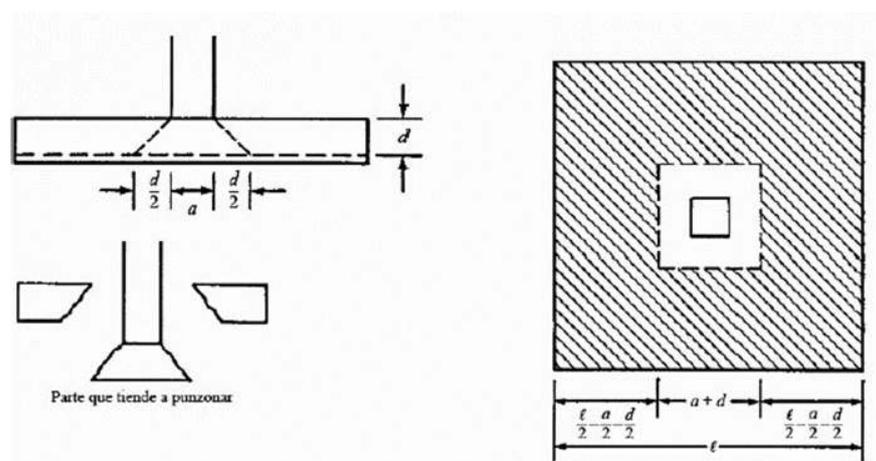
pirámide truncada. La norma NB 1225001 (11.11.1.2) establece que la sección crítica para el cortante en dos sentidos se localiza a una distancia $d/2$ de la cara de la columna. La fuerza cortante V_u consiste en toda la presión neta hacia arriba que, sobre el área sombreada mostrada, es decir, sobre el área fuera de la porción que tiende a ser penetrada. En las expresiones que siguen, b_o es el perímetro alrededor del área penetrada, igual a $4(a + d)$ en la figura 10.

La resistencia nominal al cortante en dos sentidos V_c del concreto, se especifica como el menor de los valores obtenidos al sustituir en las ecuaciones aplicables que siguen.

La primera expresión es la resistencia al cortante usual por penetración

$$V_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}b_o d \quad (8)$$

Figura 9: Cortante en dos sentidos



Fuente 16: Mc. Cormac

El esfuerzo cortante en una zapata aumenta conforme decrece la proporción b_o/d . Para tomarse esto en cuenta la norma desarrolló la ecuación 11-34. La ecuación incluye un término α_s que se usa para tomar en cuenta las variaciones en la proporción. Al aplicar la ecuación, α_s se toma igual a 40 para columnas interiores (donde el perímetro es de cuatro lados), igual a 30 para columnas de borde (donde el perímetro es de tres lados), e igual a 20 para columnas de esquina (donde el perímetro es de dos lados).

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (9)$$

2.5.5 Normas

Este proyecto de Norma proporciona las prescripciones que deben ser observadas en el diseño, ejecución y control de obras de hormigón estructural (estructuras de hormigón sin armar en masa, armado y pretensado) las que deben ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso al que se destinen durante su período de vida útil

La presente norma de hormigón estructural ha sido elaborada en base a aportes realizados por ingenieros civiles especialistas en estructuras y a la versión del código ACI 318-2014, “Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural” del American Concrete Institute, del año 2014. El término “hormigón estructural” se usa para referirse a todo hormigón simple o armado usado con fines estructurales. Esto cubre el espectro de usos estructurales del hormigón desde el simple hasta el hormigón con armadura no pretensada, con acero de pretensado, o secciones compuestas con perfiles de acero o tuberías. (NB 2017)

Con la intención de adecuarse a la nueva normativa boliviana de hormigones para el diseño de las estructura y componentes de hormigón armado, la normativa aplicada será:

- Proyecto de Norma NB 1225001:2012 – Hormigón estructural.
- Proyecto de Norma NB 1225002:2013 – Acciones sobre las estructuras.
- Proyecto de Norma NB 1225003:2014 – Acción del viento.

2.6 Estrategia para la ejecución del Proyecto

Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto. A manera de referencia se presentan las siguientes:

- Reconocimiento de cada una de las actividades del proyecto mediante las especificaciones técnicas.
- Determinar los precios unitarios para la elaboración del proyecto.
- Determinar el presupuesto general del proyecto.
- Planeamiento y cronograma respectivo para la ejecución del proyecto.

2.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformados por los siguientes puntos:

- Definición.
- Materiales, herramientas y equipos.
- Métodos constructivos.
- Disposiciones administrativas.
- Medición y forma de pago.

2.6.2 Cálculos métricos

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

2.6.3 Precios unitarios

Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obras, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

2.6.3.1 Costos directos

el costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurra para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.)

- **Materiales.** -Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciado por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente.

El precio a considerar debe ser el puesto en obra, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.

- **Mano de obra.** -La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.
- **Maquinaria, equipo y herramientas.** -Es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.
- **Beneficios sociales.** -Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

Para el mismo se analizan los siguientes tópicos:

- Aportes patronales.
- Bonos y primas.
- Incidencia de la inactividad.
- Cargas sociales:
 - Incidencia de los Subsidios.
 - Implementación de trabajos, Seguridad Industrial e Higiene
 - Incidencia de la Antigüedad.
- Otros.

2.6.3.2 Costos indirectos

Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos generales e imprevistos.** -El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.
- **Utilidad.** -Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).
- **Impuestos.** -En lo que se refiere a los impuestos, se toma el impuesto al valor agregado (IVA) y el impuesto a las transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14.94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.
El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3.09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra.

2.6.4 Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen 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.

2.6.5 Planeamiento y cronograma

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo 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.

Las técnicas más comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Diagrama de barras.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la ruta crítica (Critical Path Method, CPM).
- Red de precedencias.
- PERT (Program Evaluation Review Technique).
- Diagrama de tiempo y espacio.

para este presente proyecto se seleccionó la técnica del diagrama de GANTT o Diagrama de barras.

2.6.5.1 Diagrama de GANTT o Diagrama de barras

El gráfico de Gantt cubre las distintas funciones de la programación: asignación de recursos y determinación de la secuencia y cronología. El gráfico establece, de tal forma, una relación cronológica entre cada elemento productor o tarea. Es una representación secuencial rectilínea de las actividades de una obra.

CAPITULO III

CAPITULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis de la topografía

Para la topografía se aplicaron los conceptos del anterior capítulo, una vez conocido el lugar se observó que el terreno era plano por lo cual se optó realizar la topografía solo con GPS. Con la planimetría, altimetría y curvas de nivel, se pudo determinar que el terreno está nivelado y que no cuenta con variaciones en las curvas, topográficamente se considera una superficie semiplana con un desnivel inferior al 1%.

El plano se encuentra en el anexo 1.

3.2 Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos fue realizado por cuenta propia con ayuda del laboratorio de suelos de la universidad.

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 estratégicamente a diferentes profundidades a 1.50 m, 2 m y 3 metros.

Los resultados de dicho estudio se encuentran en el anexo 2.

3.2.1 Clasificación de suelo

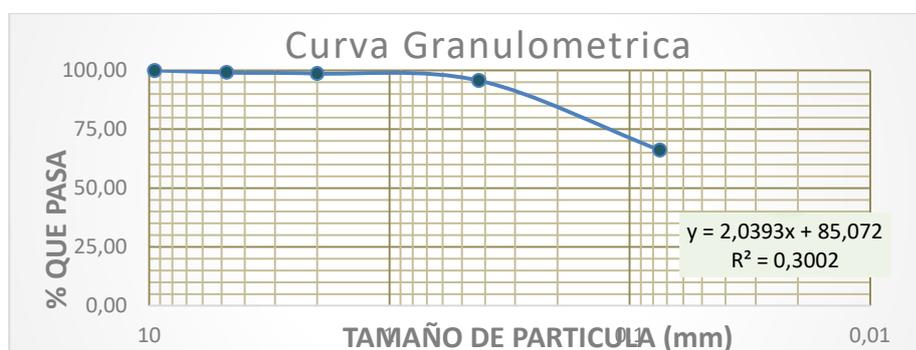
Para la clasificación del suelo se tuvo que realizar la granulometría y límites de Atterberg los cuales dieron los siguientes resultados.

➤ Granulometría

Tabla 7: Granulometría del suelo

Para muestra de 1 m de profundidad		peso total (gr) 500			
Numero de Tamices	Tamaño (mm)	Peso retenido (gr)	Retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa del Total
3/8"	9,5	0	0	0,00	100,00
N°4	4,75	4,57	4,57	0,91	99,09
N°10	2	2,27	6,84	1.37	98.63
N°40	0,425	14,59	21,43	4.29	95.71
N°200	0,075	148,13	169,56	33.91	66.09

Fuente 17: Elaboración propia

Figura 10: Curva granulométrica

Fuente 18:Elaboración propia

Los resultados de la granulometría para la muestra de 2 metros y 3 metros se encuentran en el anexo.

➤ **Límites de Atterberg**

▪ **Limite liquido**

Tabla 8: Limite liquido

Numero de tara	1	2	3	4
Peso de taras	13,73	10,36	12,91	13,11
Peso de tara + s. Húmedo	26,81	24,89	24,56	25,76
Peso de tara + s. Seco	22,55	20,21	20,83	21,75
Contenido de humedad	48,30	47,50	47,10	46,40
Numero de golpes	15	21	25	35
Limite liquido a los N° golpes	25	$y = -0,0925x + 49,549$		47,24

Fuente 19:Elaboración propia

▪ **Limite plástico**

Tabla 9: Limite plástico

Numero de tara	5	6	7
Peso suelo húmedo + capsula	14,5	14,62	15,46
Peso suelo seco + capsula	14	14,1	14,97
Peso de capsula	12,04	12,11	13,21
Peso de agua	0,5	0,52	0,49
Peso de suelo seco	1,96	1,99	1,76
Contenido de humedad	25,51	26,13	27,84
Limite plástico		26,49	

Fuente 20: Elaboración propia

- **Índice de plasticidad**

El índice de plasticidad no es más que la diferencia entre el límite líquido y plástico dando como resultado 20,74.

Los resultados para la muestra de 2m y 3m se muestran en los anexos.

3.2.1.1 Clasificación de suelo método AASTHO

Para la clasificación por el método de AASTHO se necesita el índice de grupo para lo cual se utiliza la siguiente formula:

$$IG = 0, 2a + 0,005ac + 0,01bd \quad (10)$$

$$a = 66.09 - 35 = 31.09$$

$$b = 66.09 > 55 = 55$$

$$c = 47.24 - 40 = 7.24$$

$$d = 20.74 - 10 = 10.74$$

$$IG = 0.2 (31.09) + 0.005 (31.09) (7.24) + 0.01 (55) (10.74)$$

$$IG = 13.25 \approx 13$$

Una vez calculado el índice de grupo y conociendo la granulometría del suelo, con ayuda de la tabla se pudo determinar que el suelo pertenece a un A - 7 - 6

3.2.1.2 Clasificación de suelo método Sucs

Para determinar la clasificación es necesario conocer la granulometría y los límites de Atterberg de la muestra, una vez conociendo estos parámetros se pudo determinar que el suelo es CL (Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas)

Una vez conociendo el tipo de suelo la capacidad portante para los tres pozos son los siguientes:

Tabla 10: Capacidad portante del terreno

Profundidad de pozo (m)	Nº de golpes	Capacidad portante (kg/cm ²)
1.50	4	0.25
2.00	11	1.50
3.00	11	1.50

Fuente 21: Elaboración propia

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado tomando en cuenta todo lo mencionado previamente en el marco teórico, dicho diseño fue proporcionado por la Sub Alcaldía de Cercado, los planos arquitectónicos se encuentran en el anexo 3.

3.4 Planteamiento estructural

En consecuencia, con lo establecido en la propuesta de proyecto, en tanto como en el análisis de suelo del presente proyecto se realizarán los siguientes elementos estructurales que se diseñan para la Unidad Educativa Luis de Fuentes.

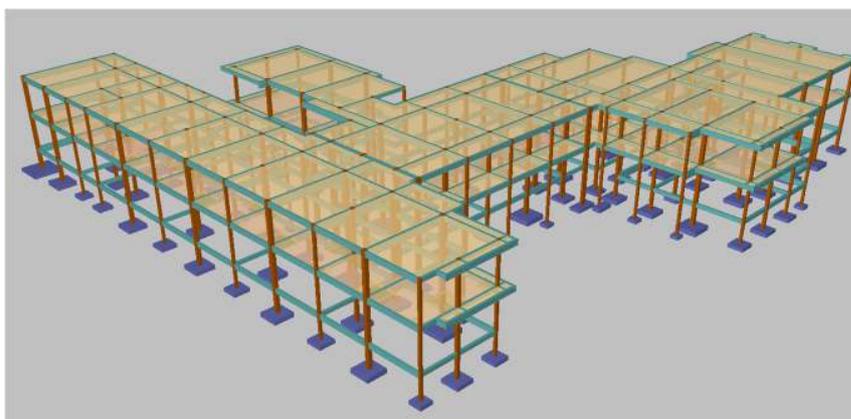
La estructura de edificación será porticada y se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y columnas de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales, de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

3.4.1 Alternativa 1

Características:

- **Cimentación:** zapatas aisladas o combinadas, dependiendo de las condiciones del suelo.
- **Estructura:** Columnas y vigas de concreto, con losas aligeradas.
- **Cubierta:** Losa aligerada con viguetas in situ con caídas del 2% para el desalajo de aguas.

Figura 11: Alternativa 1



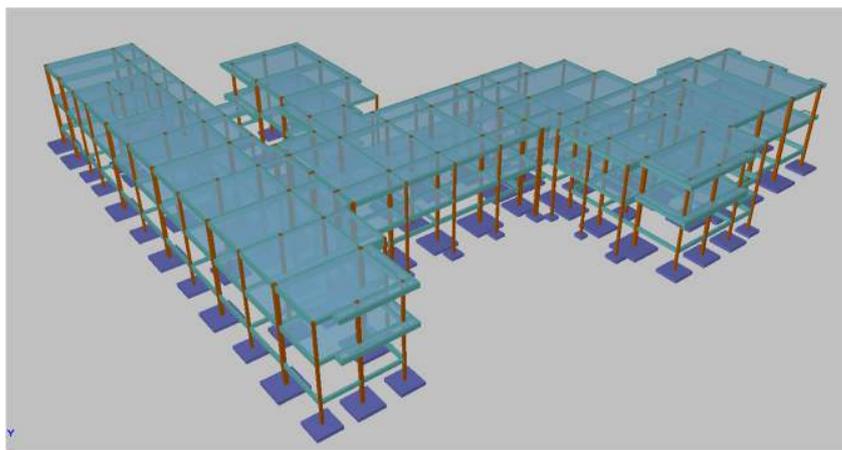
Fuente 22: Elaboración propia

3.4.2 Alternativa 2

Características:

- **Cimentación:** zapatas aisladas o corridas, dependiendo de las condiciones del suelo.
- **Estructura:** Columnas y vigas de concreto, con losas maciza.
- **Cubierta:** Losa maciza con caídas del 2% para el desalajo de aguas.

Figura 12: Alternativa 2

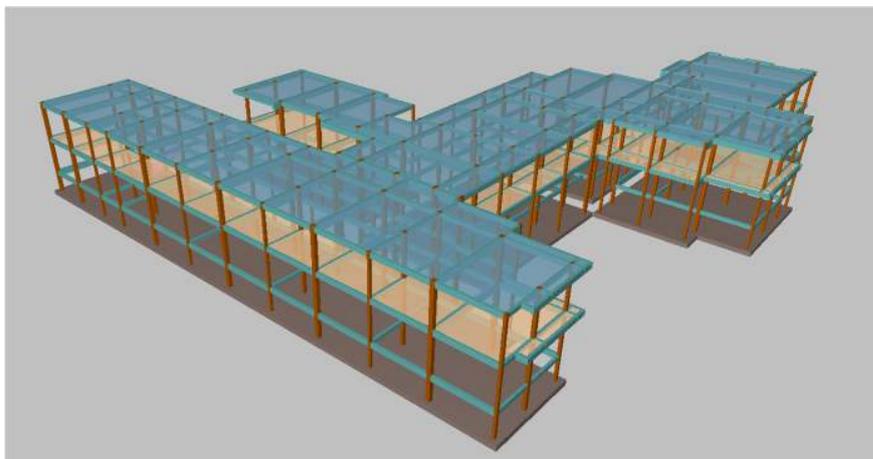


Fuente 23:Elaboración propia

3.4.3 Alternativa 3

Características:

- **Cimentación:** Losa de cimentación
- **Estructura:** Columnas y vigas de concreto, con losas aligeradas
- **Cubierta:** Losa maciza con caídas del 2% para el desalajo de aguas.

Figura 13: Alternativa 3

Fuente 24:Elaboración propia

Tras a ver presentado las distintas alternativas, se decidió usar la alternativa 1, el cual utiliza un sistema de columnas, vigas y losas aligeradas de hormigón armado. Los núcleos de servicio (escaleras, rampas) están integrados en la estructura, proporcionando soporte adicional y asegurando la estabilidad general de la estructura, la cimentación está conformada por zapatas aisladas.

Las ventajas de usar esta configuración es la durabilidad ya que es excelente para resistir cargas pesadas y condiciones climáticas adversas, tienen un buen aislamiento térmico y acústico y sobre todo tiene alta resistencia sísmica y estabilidad estructural.

3.5 Hipótesis de carga

3.5.1 Acciones consideradas

Cargas de servicio:

Aulas: 3 KN/m²

Bibliotecas: 3 KN/m²

Laboratorios: 3 KN/m²

Pasillo: 4 KN/m²

Baños: 3 KN/m²

Depósitos: 6 KN/m²

Talleres: 3.5 KN/m²

Escaleras: 4 KN/m²

Cargas muertas:

Muro de ladrillo de 6h e = 18 cm + recubrimiento: 9.93 KN/m

Muro de ladrillo de 6h e = 12 cm + recubrimiento: 4.85 KN/m

Sobre pisos y acabados: 1.32 KN/m²

Barandas de seguridad: 0.149 KN/m

Inodoro Bari blanco IKCF corto: 0.186 KN

Lavamanos Elea Oval B231.1 blanco: 0.075 KN

Mamparas de baño: 1.35 KN/m

Mesones: 2.50 KN/m²

3.5.2 Combinaciones de cargas

Según el proyecto de norma boliviana NB1225002-1

$$U=1.4 \cdot (D)$$

$$U=1.2 \cdot (D)+1.6 \cdot (L)+0.5 \cdot (Lr)$$

$$U=1.2 \cdot D+1.6 \cdot (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)+(Lr \text{ ó } 0.5 \cdot W)$$

$$U=1.2 \cdot D+1.6 \cdot W+1.0 \cdot L+0.5 \cdot (Lr)$$

$$U=1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L$$

Donde:

U: Carga o efecto de la misma debido a una acción extraordinaria

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

Lr: Carga viva para techos.

W= Carga de viento.

3.5.3 Análisis de cargas

Cargas actuantes para la losa de cubierta

$$\text{Peso propio} = \gamma h \cdot A = 24 \text{ KN/m}^3 * (0.5\text{m} * 0.05\text{m} + 0.1\text{m} * 0.2\text{m}) = 1.08 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso de bovedillo} = \gamma \cdot A = 0.126 \text{ KN/m}^3 * (0.2\text{m} * 0.4\text{m}) = 0.01 \text{ KN/m}$$

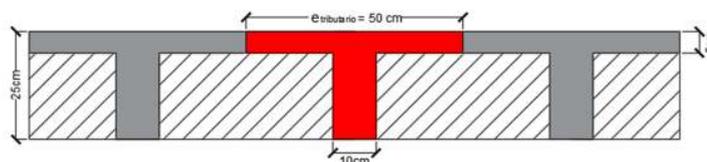
$$\text{Peso de cielo raso} = \gamma \cdot A = 12.5 \text{ KN/m}^3 * (0.013\text{m} * 0.5\text{m}) = 0.08 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso de revoque en techo} = 21 \text{ KN/m}^3 * (0.02\text{m} * 0.5\text{m}) = 0.21 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carga muerta total: } 1.08+0.01+0.08+0.21 = 1.38 \text{ KN/m}$$

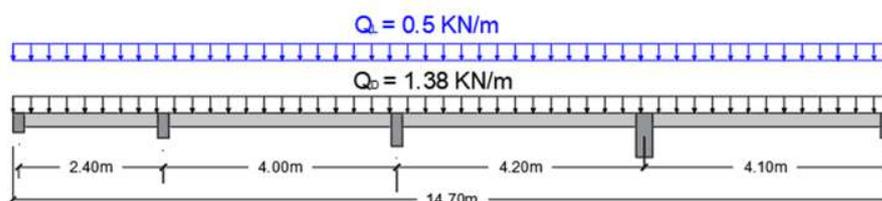
$$\text{Carga viva: } 1 \text{ KN/m}^2 * 0.5\text{m} = 0.5 \text{ KN/m}$$

Figura 14: Nervio analizado para verificación manual



Fuente 25: Elaboración propia

Figura 15: Distribución de cargas en nervio de losa de viguetas in situ



Fuente 26: Elaboración propia

Cargas actuantes para la losa de entrepiso

$$\text{Peso propio} = \gamma h * A = 24 \text{ KN/m}^3 * (0.5\text{m} * 0.05\text{m} + 0.1\text{m} * 0.2\text{m}) = 1.08 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso de bovedillo} = \gamma * A = 0.126 \text{ KN/m}^3 * (0.2\text{m} * 0.4\text{m}) = 0.01 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso de cielo raso} = \gamma * A = 12.5 \text{ KN/m}^3 * (0.013\text{m} * 0.5\text{m}) = 0.08 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso de revoque en techo} = 21 \text{ KN/m}^3 * (0.02\text{m} * 0.5\text{m}) = 0.21 \text{ KN/m}$$

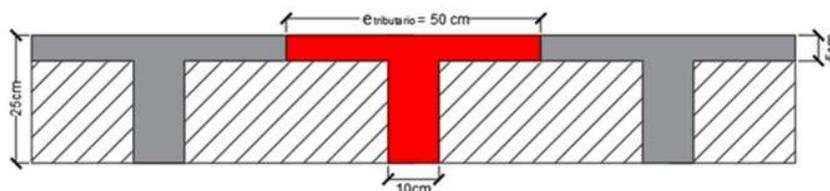
$$\text{Peso de baldosa de cerámica} = \gamma * A = 18 \text{ KN/m}^3 * (0.05\text{m} * 0.5\text{m}) = 0.45 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso de carpeta de entrepiso} = \gamma * A = 21 \text{ KN/m}^3 * (0.02\text{m} * 0.5\text{m}) = 0.21 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carga muerta total: } 1.08 + 0.01 + 0.08 + 0.21 + 0.45 + 0.21 = 2.04 \text{ KN/m}$$

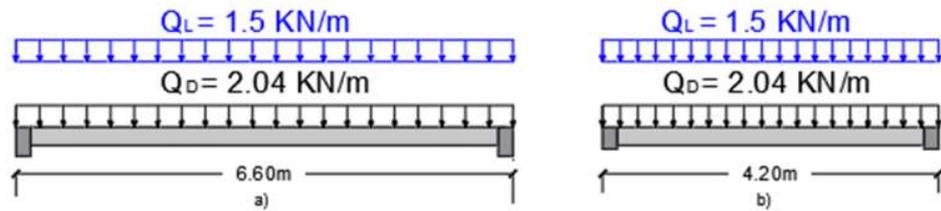
$$\text{Carga viva: } 3 \text{ KN/m}^2 * 0.5\text{m} = 1.5 \text{ KN/m}$$

Figura 16: Nervios analizados de losa casetonada en eje X y Y



Fuente 27: Elaboración propia

Figura 17: a) distribución de cargas en nervio eje Y; b) distribución de cargas en nervio eje X



Fuente 28: Elaboración propia

Cargas actuantes en la viga

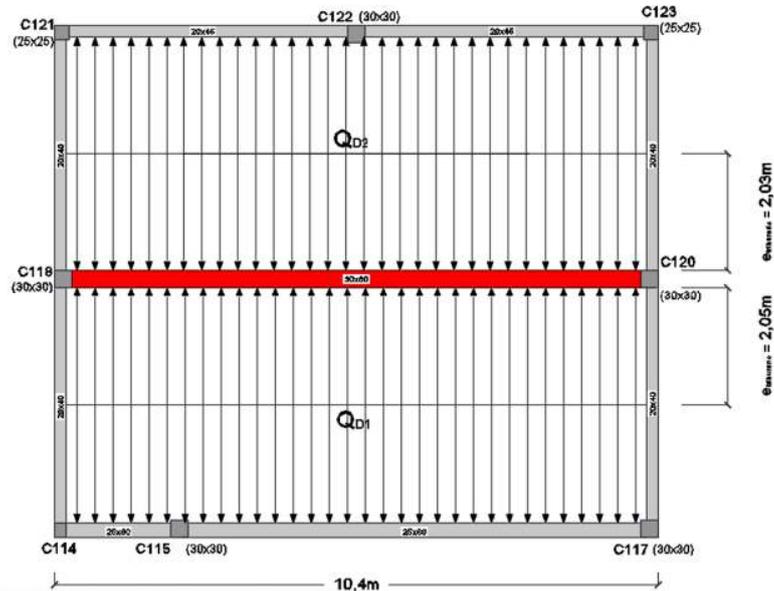
$$\text{Peso propio} = \gamma_h \cdot A = 24 \text{ KN/m}^3 \cdot (0.3\text{m} \cdot 0.8\text{m}) = 5.76 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso de losa} = \gamma \cdot A = 24 \text{ KN/m}^3 \cdot (4.08\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 24.48 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carga muerta total: } 5.76 + 24.48 = 30.24 \text{ KN/m}$$

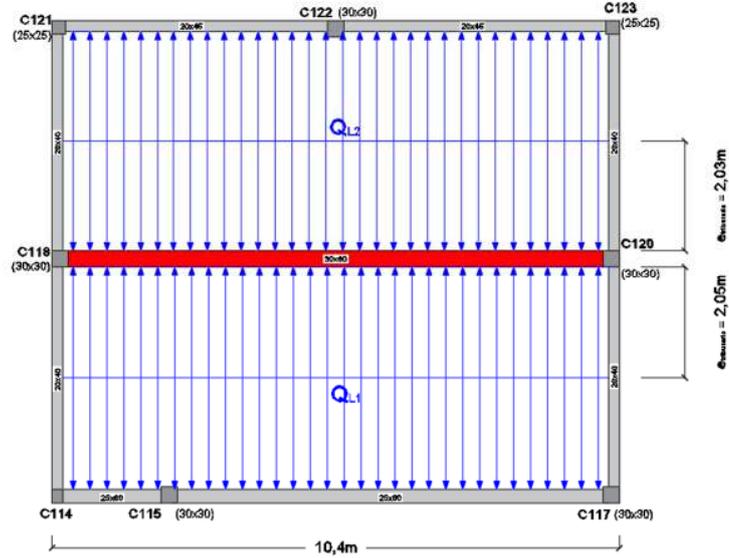
$$\text{Carga viva: } 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 4.08\text{m} = 4.08 \text{ KN/m}$$

Figura 18: Distribución de cargas muertas de losa a viga



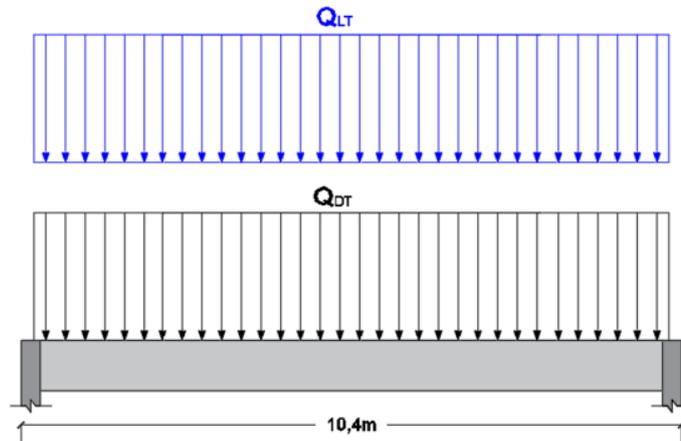
Fuente 29: Elaboración propia

Figura 19: Distribución de cargas de servicio de losa a viga



Fuente 30: Elaboración propia

Figura 20: Cargas distribuidas de losa a viga



Fuente 31: Elaboración propia

Cargas actuantes en la columna

$$\text{Peso propio} = \gamma h \cdot A = 24 \text{ KN/m}^3 \cdot (0.3\text{m} \cdot 0.3\text{m} \cdot 3.2\text{m}) = 6.91 \text{ KN}$$

$$\text{Peso de losa 1} = \gamma \cdot A = 24 \text{ KN/m}^3 \cdot (3.13\text{m} \cdot 1.73\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 32.49 \text{ KN}$$

$$\text{Peso de losa 2} = \gamma \cdot A = 24 \text{ KN/m}^3 \cdot (3.15\text{m} \cdot 1.78\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 33.64 \text{ KN}$$

$$\text{Peso de losa 3} = \gamma \cdot A = 24 \text{ KN/m}^3 \cdot (1.7\text{m} \cdot 1.75\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 17.85 \text{ KN}$$

$$\text{Peso de losa 4} = \gamma \cdot A = 24 \text{ KN/m}^3 \cdot (1.75\text{m} \cdot 1.7\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 17.85 \text{ KN}$$

$$\text{Peso transmitido de viga} = 134.5 \text{ KN}$$

$$\text{Carga muerta total: } 6.91 + 32.49 + 33.64 + 17.85 + 17.85 + 134.5 = 243.24 \text{ KN}$$

$$\text{Carga viva 1: } 3 \text{ KN/m}^2 \cdot (3.13\text{m} \cdot 1.73\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 4.06 \text{ KN}$$

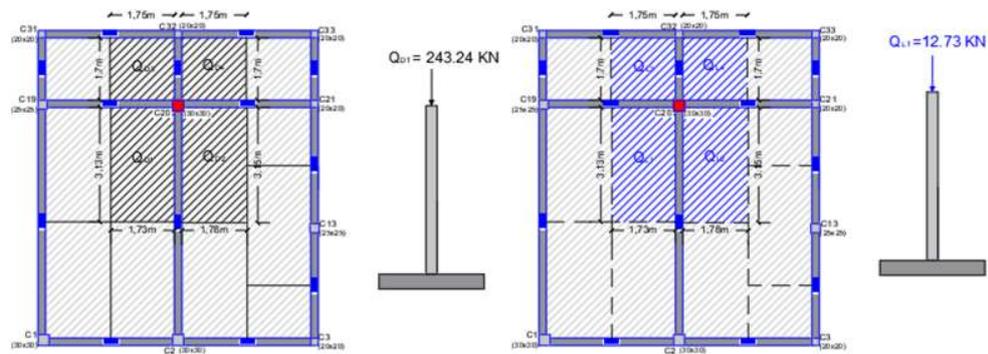
$$\text{Carga viva 2: } 3 \text{ KN/m}^2 \cdot (3.15\text{m} \cdot 1.78\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 4.21 \text{ KN}$$

$$\text{Carga viva 3: } 3 \text{ KN/m}^2 \cdot (1.7\text{m} \cdot 1.75\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 2.23 \text{ KN}$$

$$\text{Carga viva 4: } 3 \text{ KN/m}^2 \cdot (1.75\text{m} \cdot 1.7\text{m} \cdot 0.25\text{m}) = 2.23 \text{ KN}$$

$$\text{Carga total viva: } 4.06 + 4.21 + 2.23 + 2.23 = 12.73 \text{ KN}$$

Figura 21: Distribución de cargas permanentes y vivas hacia columnas



Fuente 32: Elaboración propia

3.6 Diseño estructural

3.6.1 Estructura de sustentación de cubierta

3.6.1.1 Diseño de losa con viguetas in situ

Losa N° 30-69-68-64 Bovedillo 40x50x20

a. Características de los materiales

Hormigón:

$f'_c = 25$ MPa Resistencia a compresión del hormigón a 28 días

$\gamma_h = 2400$ Kg/m³ Peso específico

$\gamma_h = 24,00$ KN/m³

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (11)$$

$E_c = 25,28$ MPa Módulo de elasticidad

Acero:

$f_y = 500$ MPa acero corrugado ASTM A615 Grado 60

$\gamma_h = 78,50$ KN/m³ Peso específico

$E_s = 200$ GPa Módulo de elasticidad

$E_s = 200000,00$ MPa

b. Geometría de la losa

$b_w = 10$ cm base vigueta

$s = 50$ cm intereje

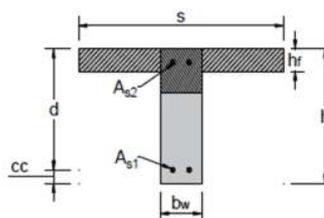
$h_f = 5$ cm espesor capa compresión

$h = 20$ cm altura bovedilla

$cc = 2$ cm recubrimiento

$\beta_1 = 0,85$ Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de tensiones

$\epsilon_{cu} = 0,003$ Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema del hormigón a compresión



Tramo	Longitud (m)
L 1-2 =	2,4
L 2-3 =	4
L 3-4 =	4,2
L 4-5 =	4,1

c. Resistencias Requeridas

Se realizará el diseño de la vigueta con la sollicitación más crítica:

Resistencia requerida a flexión:

Momentos máximos positivos		
tramo	Mmax +	KN*m
M 1-2 =	0,29	KN*m
M 2-3 =	1,65	KN*m
M 3-4 =	4,73	KN*m
M 4-5 =	5,76	KN*m

Momentos máximos negativos		
tramo	Mmax -	KN*m
M1 =	0,00	KN*m
M2 =	-4,84	KN*m
M3 =	-2,30	KN*m
M4 =	0,05	KN*m
M5 =	0,00	KN*m

Resistencia requerida a cortante:

Tramo	cortante (KN)	
	V izq	V der
Tramo 1	1,01	-4,92
Tramo 2	5,54	-4,29
Tramo 3	5,73	-4,66
Tramo 4	5,15	-5,06

d. armadura teórica necesaria

altura útil: $d = h - cc - dbt - db/2$

si:	d 1-2 =	22,6	cm
	h =	25	cm
	db/2 =	4	mm
	cc =	2	cm
	d 2-3 =	22,6	cm
	d 3-4 =	22,6	cm
	d 4-5 =	22,6	cm

altura del bloque de compresiones "a"

$\phi = 0,9$ factor de reducción de resistencia

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b_w}} \quad (12)$$

Para momento máximo positivo		
tramo	a	cm
a 1-2 =	0,01	cm
a 2-3 =	0,08	cm
a 3-4 =	0,22	cm
a 4-5 =	0,27	cm

Para momento máximo negativo		
tramo	a	cm
a1 =	0,00	cm
a2 =	1,15	cm
a3 =	0,54	cm
a4 =	0,01	cm
a5 =	0,00	cm

Altura de eje neutro "c"

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (13)$$

Para momentos positivos

c 1-2 = 0,02 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

c 2-3 = 0,09 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

c 3-4 = 0,26 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

c 4-5 = 0,32 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

Para momentos negativos

c1 = 0,00 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

c2 = 1,35 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

c3 = 0,63 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

c4 = 0,01 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

c5 = 0,00 cm ≤ hf = 5 Se calcula como viga rectangular

Deformación relativa del acero "ε_t"

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c \quad (14)$$

Tramo	ε _t	> 0,005	
Tramo 1	4,290	0,005	Como se supuso
Tramo 2	0,751	0,005	Como se supuso
Tramo 3	0,259	0,005	Como se supuso
Tramo 4	0,212	0,005	Como se supuso

Armadura teórica necesaria:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a}{f_y} \cdot b \quad (15)$$

Armadura positivos "As1"		
tramos	As1 (cm2)	
As 1-2 =	0,029	cm2
As 2-3 =	0,163	cm2
As 3-4 =	0,467	cm2
As 4-5 =	0,570	cm2

Armadura negativos "As2"		
tramos	As2 (cm2)	
As 1 =	0,000	cm2
As 2 =	0,488	cm2
As 3 =	0,229	cm2
As 4 =	0,005	cm2
As 5 =	0,000	cm2

e. Límites de armaduras

Armadura mínima "As. Min"

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y}\right) \cdot b \cdot d$$

$$As.min1 = 0,57 \quad cm2$$

$$As.min2 = 0,57 \quad cm2$$

$$As.min3 = 0,57 \quad cm2$$

$$As.min4 = 0,57 \quad cm2$$

$$As.min1 = 0,63 \quad cm2$$

$$As.min2 = 0,63 \quad cm2$$

$$As.min3 = 0,63 \quad cm2$$

$$As.min4 = 0,63 \quad cm2$$

As.min1 =	0,63	cm2
As.min2 =	0,63	cm2
As.min3 =	0,63	cm2
As.min4 =	0,63	cm2

Armadura máxima "As. Max"

$$A_{s,max} = \gamma \cdot \beta_1 \cdot bw \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005}\right) \quad (16) \quad (17)$$



As. Max1 =	3,06	cm2
As. Max2 =	3,06	cm2
As. Max3 =	3,06	cm2
As. Max4 =	3,06	cm2

Verificación de armadura mínima y máxima

Armadura inferior As1	
tramo	As. Min \geq As \leq As. Max
As 1-2 =	USAR ARM. MINIMA
As 2-3 =	USAR ARM. MINIMA
As 3-4 =	USAR ARM. MINIMA
As 4-5 =	USAR ARM. MINIMA

Armadura superior As2	
tramo	As. Min \geq As \leq As. Max
As 1 =	USAR ARM. MINIMA
As 2 =	USAR ARM. MINIMA
As 3 =	USAR ARM. MINIMA
As 4 =	USAR ARM. MINIMA
As 5 =	USAR ARM. MINIMA

Armadura a usar

N° barras = 2		Armadura inferior As1		Verificación		N° barras = 2		Armadura superior As2	
tramo	D (mm)	A (cm2)			tramo	D (mm)	A (cm2)		
As 1-2 =	8	1,01	OK	OK	As 1 =	8	1,01		
As 2-3 =	8	1,01	OK	OK	As 2 =	8	1,01		
As 3-4 =	8	1,01	OK	OK	As 3 =	8	1,01		
As 4-5 =	8	1,01	OK	OK	As 4 =	8	1,01		
			OK	OK	As 5 =	8	1,01		

f. resistencia de diseño a Flexión

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad \phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) \quad (18) (19)$$

Momentos positivos				Momentos negativos			
tramo	Mu \leq	$\phi \cdot M_n$	Verificación		tramo	Mu \leq	$\phi \cdot M_n$
M 1-2 =	0,29	9,69	CUMPLE	CUMPLE	M1 =	0,00	9,69
M 2-3 =	1,65	9,69	CUMPLE	CUMPLE	M2 =	4,84	9,69
M 3-4 =	4,73	9,69	CUMPLE	CUMPLE	M3 =	2,30	9,69
M 4-5 =	5,76	9,69	CUMPLE	CUMPLE	M4 =	0,05	9,69
			CUMPLE	CUMPLE	M5 =	0,00	9,69

g. Resistencia de diseño a corte

Debe cumplir la siguiente condición: $\phi v = 0,75$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \phi \cdot V_n = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (20) (21)$$

Cortantes lados izquierdos				Cortantes lados derechos			
tramo	Vu (KN)	$\phi \cdot V_n$ (KN)	Verificación		tramo	Vu (KN)	$\phi \cdot V_n$ (KN)
Vu 1 =	1,01	14,13	CUMPLE	CUMPLE	Vu 1 =	4,92	14,13
Vu 2 =	5,54	14,13	CUMPLE	CUMPLE	Vu 2 =	4,29	14,13
Vu 3 =	5,73	14,13	CUMPLE	CUMPLE	Vu 3 =	4,66	14,13
Vu 4 =	5,15	14,13	CUMPLE	CUMPLE	Vu 4 =	5,06	14,13

NO REQUIERE REFUERZO POR CORTANTE IZQ

NO REQUIERE REFUERZO POR CORTANTE DER

h. Verificación de deflexión

Análisis de momentos

Debido al peso propio

$$M_{1-2} = 0,22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2-3} = 1,26 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3-4} = 3,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4-5} = 4,59 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Debido a las cargas vivas

$$M_{1-2} = 0,07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2-3} = 0,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3-4} = 0,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4-5} = 1,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Debido a cargas totales

$$M_{1-2} = 0,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2-3} = 1,65 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3-4} = 4,73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4-5} = 5,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Sección no agrietada

Donde: $b = 10 \text{ cm}$ Base

$h = 25 \text{ cm}$ Altura

$$I_g = 13020,83 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (22)$$

Inercia de la sección bruta

Cálculo del centro de gravedad con respecto a la sección más traccionada

$$E_s = 200000,00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 23500,000 \text{ MPa}$$

Relación modular

$$n = E_s/E_c$$

$$n = 8,51$$

Cálculo del momento de agrietamiento

$$f'_c = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 31,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} \quad (23)$$

Donde

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_1} \quad (24)$$

$f_r =$ Módulo de rotura
 $I_g =$ Inercia de sección bruta
 $y_1 =$ Distancia del eje neutro (h/2)

$$M_{cr} = 32940,39 \quad \text{Kg*cm}$$

$$M_{cr} = 3,294 \quad \text{KN*m}$$

Inercia de agrietamiento

$$B = \frac{b}{(n * A_s)} \quad (25)$$

b = 10 cm base

n = 8,51 Relación modular

A_s = 1,01 cm² Área de armadura

$$B = 1,17 \quad \text{cm}$$

Inercia agrietada

$$c = \frac{\sqrt{2*d*B+1}-1}{B} \quad (26)$$

d = 22,60 cm Canto útil

$$c = 5,42 \quad \text{cm}$$

donde:

b = Base

c = Centro de gravedad a l:

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + n * A_s * (d - c)^2 \quad (27)$$

A_s = Área del acero

d = Altura útil

$$I_{cr} = 3056,01 \text{ cm}^4$$

Comprobación de $M_{DL} > M_{cr}$

si el momento debido a las cargas muertas y vivas es mayor al momento de agrietamiento la sección es agrietada, caso contrario es una sección no agrietada

Comprobación	MDL > M _{cr}
tramo 1-2	Sección no Agrietada
tramo 2-3	Sección no Agrietada
tramo 3-4	Sección Agrietada
tramo 4-5	Sección Agrietada

Inercia efectiva

Inercia efectivo permanente

$$I_{eD} = \left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3\right) * I_{cr} \quad (28)$$

Inercia efectivo permanente y variable

$$I_{eDL} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{DL}}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{DL}}\right)^3\right) * I_{cr} \quad (28)$$

Donde:

Debido al peso propio	Debido a cargas totales
M 1-2 = 0,22 KN*m	M 1-2 = 0,29 KN*m
M 2-3 = 1,26 KN*m	M 2-3 = 1,65 KN*m
M 3-4 = 3,76 KN*m	M 3-4 = 4,73 KN*m
M 4-5 = 4,59 KN*m	M 4-5 = 5,76 KN*m
Ig = 13020,83 cm ⁴	Icr = 3056,01 cm ⁴
Mcr = 3,29 KN*m	
Inercia efectivo permanente	Inercia efectivo permanente y variable
IeD 1-2 = 13020,83 cm ⁴	IeDL 1-2 = 13020,83 cm ⁴
IeD 2-3 = 13020,83 cm ⁴	IeDL 2-3 = 13020,83 cm ⁴
IeD 3-4 = 9756,28 cm ⁴	IeDL 3-4 = 6421,68 cm ⁴
IeD 4-5 = 6739,14 cm ⁴	IeDL 4-5 = 4919,76 cm ⁴

Cálculo de deflexiones inmediatas

$$\Delta = \frac{K(5/48)M_a L^2}{E_c I_e} \quad (29)$$

Donde, el coeficiente k depende de las condiciones de apoyo y su valor está indicado en la siguiente tabla

Condiciones de apoyo	K
viga simplemente apoyada	1
Viga con un extremo continuo	0,8
Viga con ambos extremos continuos	0,6

Entonces:

K1-2 = 0,8	L1-2 = 2,40 m
K2-3 = 0,6	L2-3 = 4,00 m
K3-4 = 0,6	L3-4 = 4,20 m
K4-5 = 0,8	L4-5 = 4,10 m
Ec = 23500 MPa	Ec = 2350,00 KN/cm ²

Deflexiones inmediatas por cargas permanentes

Tramo	Δ_D
Δ 1-2 =	0,0035 cm
Δ 2-3 =	0,0412 cm
Δ 3-4 =	0,1808 cm
Δ 4-5 =	0,4060 cm

Deflexiones inmediatas por cargas totales

Tramo	Δ_{D+L}
Δ 1-2 =	0,0045 cm
Δ 2-3 =	0,0539 cm
Δ 3-4 =	0,3456 cm
Δ 4-5 =	0,6979 cm

Deflexión inmediata por la carga viva $\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D$ (30)

Tramo	Δ_L
Δ 1-2 =	0,0011 cm
Δ 2-3 =	0,0127 cm
Δ 3-4 =	0,1648 cm
Δ 4-5 =	0,2919 cm

Cálculo de deflexión a largo plazo

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (31)$$

Donde:

ρ' = Cuantía de la armadura a compresión

ξ = Factor que depende del tiempo para las cargas sostenidas, estos valores se encuentran definidos en la siguiente tabla

$\rho' = 0$ = Se considera 0

$\xi = 2$ = Se considera 2

$$\lambda_{\Delta} = 2$$

Duración de la carga permanente (meses)	Factor dependiente del tiempo ξ
3	1
6	1,2
12	1,4
60 ó más	2

Deflexión a largo plazo

$$\Delta_{LP} = \lambda_{\Delta} * 0,5 * \Delta_L \quad (32)$$

Tramo	Δ_{LP}
Δ_{LP} 1-2 =	0,0011 cm
Δ_{LP} 2-3 =	0,0127 cm
Δ_{LP} 3-4 =	0,1648 cm
Δ_{LP} 4-5 =	0,2919 cm

Verificación del límite de deflexión

La deflexión total, corresponde a la sumatoria de la deflexión a largo plazo y la generada por la carga viva

$\Delta LP + \Delta L$	$\leq L/240$	Verificación
0,0022	$\leq 0,67$	Cumple
0,0255	$\leq 1,11$	Cumple
0,3295	$\leq 1,17$	Cumple
0,5838	$\leq 1,14$	Cumple

Resumen de armado:
Armadura longitudinal

Armadura inferior		As1
tramo	N° de barras	D (mm)
As 1-2 =	2	8
As 2-3 =	2	8
As 3-4 =	2	8
As 4-5 =	2	8

Armadura superior		
As2		
tramo	N° de barras	D (mm)
As 1 =	2	8
As 2 =	2	8
As 3 =	2	8
As 4 =	2	8
As 5 =	2	8

Armadura transversal

USAR Φ 6 mm c/ 60 cm

Tabla 11: Comparación de armadura calculo manual vs software

Tramo	Armadura colocada	Calculo manual	Software
1 - 2	Armadura superior	2 Φ 8 mm	2 Φ 8 mm
	Armadura inferior	2 Φ 8 mm	2 Φ 8 mm
2 - 3	Armadura superior	2 Φ 8 mm	2 Φ 8 mm
	Armadura inferior	2 Φ 8 mm	2 Φ 8 mm
3 - 4	Armadura superior	2 Φ 8 mm	2 Φ 8 mm
	Armadura inferior	2 Φ 8 mm	2 Φ 8 mm
4 - 5	Armadura superior	2 Φ 8 mm	2 Φ 8 mm
	Armadura inferior	2 Φ 8 mm	2 Φ 8 mm

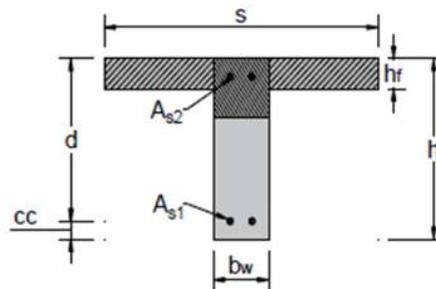
Fuente 33: Elaboración propia

3.6.1.2 Diseño de losa casetonada o losa nervada

Losa N° 224
 casetón: 40x40x20 de poliestireno

a. Geometría de la losa casetonada

$L_x =$	10	m
$L_y =$	4,2	m
$b_w =$	10	cm
$s =$	50	cm
$h_f =$	5	cm
$h =$	25	cm
$cc =$	2	cm



Materiales

Hormigón:

$f'_c =$	25	MPa
$\gamma_h =$	2400	Kg/m ³
$\gamma_h =$	24,00	KN/m ³
$E_c =$	25,279	MPa
$\beta_1 =$	0,85	

Acero:

$f_y =$	500	MPa
$\gamma_h =$	78,500	KN/m ³
$E_s =$	200,00	GPa
$n =$	7,91	
$\epsilon_{cu} =$	0,003	

b. Resistencias requeridas

Resistencia requerida a flexión

se realizará el diseño del nervio con la sollicitación más crítica:

$M_{ux} (+) =$	16,90	KN*m	Momento máximo positivo dirección X
$M_{ux} (-) =$	-12,00	KN*m	Momento máximo negativo dirección X
$M_{uy} (+) =$	12,90	KN*m	Momento máximo positivo dirección Y
$M_{uy} (-) =$	-12,40	KN*m	Momento máximo negativo dirección Y

Resistencia requerida a cortante

$V_{ux} =$	72,9	KN	Cortante en dirección X
$V_{uy} =$	53,8	KN	Cortante en dirección Y

Factor de reducción de resistencia

$\phi =$	0,9	Para flexión
$\phi_v =$	0,75	Para cortante

c. Estimación del refuerzo por flexión teórico.

Canto útil de la sección "d"

d =	h-cc -db/2	dbx =	12	mm
dx1 =	22,4	cm	dby =	10
dx2 =	22,4	cm		
dy1 =	22,5	cm		
dy2 =	22,5	cm		

Altura del bloque de compresión "a"

ax max =	7,14	cm	$a_{max} = 0.375\beta_1 d_t$	(33)
ay max =	7,17	cm		

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi \cdot 0.85 f'_c b_w}} \quad (34)$$

ax1 =	0,80	cm	Para el momento Mux (+)
ax2 =	3,00	cm	Para el momento Mux (-)
ay1 =	0,61	cm	Para el momento Muy (+)
ay2 =	3,09	cm	Para el momento Muy (-)

Altura eje neutro "c"

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (35)$$

cx1 =	0,95	cm	≤ hf =	5	Se calcula como Viga Rec
cx2 =	3,53	cm	Para Mux (-)	5	Se calcula como Viga Rec
cy1 =	0,72	cm	≤ hf =	5	Se calcula como Viga Rec
cy2 =	3,64	cm	Para Mux (-)	5	Se calcula como Viga Rec

Deformación relativa del acero "εt"

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c \quad (36)$$

			εty =	0,002
εt x1 =	0,068	0,005	φ =	0,9000
εt x2 =	0,016	0,005	φ =	0,9000
εt y1 =	0,091	0,005	φ =	0,9000
εt y2 =	0,016	0,005	φ =	0,9000

Refuerzo mínimo "As,min"

Refuerzo máximo "As,max"

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y}\right) \cdot b \cdot d \quad A_{s,max} = \gamma * \beta_1 * b_w * d * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005}\right) \quad (37) (38)$$

Asx1,min = 0,627 cm2

Asx1,max = 3,035 cm2

Asx2,min = 0,627 cm2

Asx2,max = 3,035 cm2

Asy1,min = 0,630 cm2

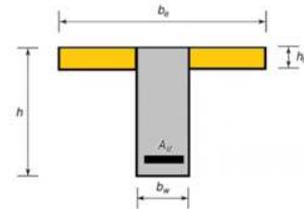
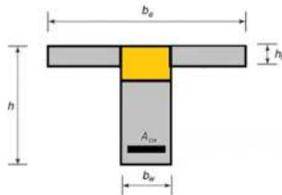
Asy1,max = 3,048 cm2

Asy2,min = 0,630 cm2

Asy2,max = 3,048 cm2

Refuerzo necesario "As"

$$A_{sw} = \frac{0,85 f'_c b_w a}{f_y} \quad A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a}{f_y} \cdot b \quad A_{sf} = \frac{0,85 f'_c (b_f - b_w) h_f}{f_y} \quad (39) (40) (41)$$



Aswx1 = 1,707 cm2

Asfx1 = 8,500 cm2

Aswx2 = 1,276 cm2

Asfx2 = 8,500 cm2

Aswy1 = 1,292 cm2

Asfy1 = 8,500 cm2

Aswy2 = 1,315 cm2

Asfy2 = 8,500 cm2

As = Asw + Asf

Asx1 = 1,707 cm2 < As,min = 0,627 cm2 OK

Asx2 = 1,276 cm2 < As,min = 0,627 cm2 OK

Asy1 = 1,292 cm2 < As,min = 0,630 cm2 OK

Asy2 = 1,315 cm2 < As,min = 0,630 cm2 OK

Asx1 =	1,707	cm2	Para momento positivo X
Asx2 =	1,276	cm2	Para momento negativo X
Asy1 =	1,292	cm2	Para momento positivo Y
Asy2 =	1,315	cm2	Para momento negativo Y

Elección del refuerzo real

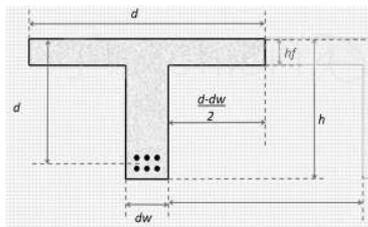
	N° barras	D (mm)	Área (cm ²)	As (cm ²)	Verificación
Para Mx (+)	2	12	2,262	1,707	OK
Para Mx (-)	2	10	1,571	1,276	OK
Para My (+)	2	10	1,571	1,292	OK
Para My (-)	2	10	1,571	1,315	OK

d. Resistencia de diseño a flexión

Para Viga T

$$\phi Mn = \phi * \left[A_{sw} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{sf} * f_y * \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (42)$$

Para Viga Rectangular



$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) \quad (43)$$

$$\phi M_{nx1} = 20,09 \quad \text{KN*m}$$

$$\phi M_{nx2} = 14,53 \quad \text{KN*m}$$

$$\phi M_{ny1} = 14,60 \quad \text{KN*m}$$

$$\phi M_{ny2} = 14,60 \quad \text{KN*m}$$

verificación: $A_{sw} = \frac{0,85 f'_c b_w a}{f_y} \dots\dots\dots (1)$

$$M_{ux} (+) = 16,9 < \phi M_{nx1} = 20,09 \quad \text{KN*m} \quad \text{CUMPLE}$$

$$M_{ux} (-) = 12 < \phi M_{nx2} = 14,53 \quad \text{KN*m} \quad \text{CUMPLE}$$

$$M_{uy} (+) = 12,9 < \phi M_{ny1} = 14,60 \quad \text{KN*m} \quad \text{CUMPLE}$$

$$M_{uy} (-) = 12,4 < \phi M_{ny2} = 14,60 \quad \text{KN*m} \quad \text{CUMPLE}$$

e. Resistencia de Diseño a corte

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad V_n = V_c + V_s \quad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (44) (45) (46)$$

Resistencia de corte proporcionado por el hormigón "Vc"

$$V_{cx} = 18,67 \quad \text{KN} \quad V_{ux} = 72,9 \quad \text{KN}$$

$$V_{cy} = 18,75 \quad \text{KN} \quad V_{uy} = 53,8 \quad \text{KN}$$

Entonces la armadura de corte se calcula considerando los siguientes casos:

Si $V_u \leq 0,5 \phi V_c$ No se requiere armadura de corte (colocar armadura constructiva cada 60 cm)

Si $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ Se debe colocar armadura de corte mínima

Si $V_u \geq \phi V_c$ Se debe de calcular armadura de corte

$$V_{ux} = \text{CONDICION 3}$$

$$V_{uy} = \text{CONDICION 3}$$

separación máxima "s"

$$\begin{array}{lll} s_x = 11,2 & 12 & \text{cm} \\ s_y = 11,25 & 12 & \text{cm} \end{array} \quad s_{max} = \frac{d}{2} \leq 60\text{cm} \quad (47)$$

Para condición 2

Armadura mínima "Av,min/s"

$$\begin{array}{ll} A_{v,min} \ x = & 0,084 \text{ cm}^2 \\ A_{v,min} \ y = & 0,084 \text{ cm}^2 \end{array} \quad A_{v \ min} = \text{mayor} \begin{cases} 0,062 \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \\ 0,35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \end{cases} \quad (48)$$

Para condición 3

Armadura de corte

sí usamos barras de:

Entonces la separación de estribos será:

$$\begin{array}{lll} D_x \text{ (mm)} & 8 & s_x = 14,34 \text{ cm} \\ D_y \text{ (mm)} & 8 & s_y = 21,35 \text{ cm} \\ A_{vx} \text{ (cm}^2) = & 1,005 & \text{adoptar:} \\ A_{vy} \text{ (cm}^2) = & 1,005 & s_x = 12 \text{ cm} \\ & & s_y = 20 \text{ cm} \end{array} \quad s = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_u - \phi V_c} \quad (49)$$

Resistencia de corte proporcionado por el acero "Vs"

$$\begin{array}{lll} V_{sx} = & 93,83 & \text{KN} \\ V_{sy} = & 56,55 & \text{KN} \end{array} \quad V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (50)$$

Verificación

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad V_n = V_c + V_s \quad (51) (52)$$

	Vu (KN)	$\leq \phi V_n$	verificación
dirección X	72,9	84,37	OK
dirección Y	53,8	56,47	OK

Adopción de armadura

COLOCAR EN X:	ϕ	8	mm c/	12	cm
COLOCAR EN Y:	ϕ	8	mm c/	20	cm

f. Verificación de deflexión

Análisis de momentos

Debido al peso propio

$$M_{\max X} = 9,74 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max Y} = 6,72 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Debido a las cargas vivas

$$M_{\max X} = 7,16 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max Y} = 6,18 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Debido a cargas totales

$$M_{\max X} = 16,90 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max Y} = 12,90 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Sección no agrietada

Donde: $b = 10 \text{ cm}$ Base $h = 25 \text{ cm}$ Altura

$$I_g = 13020,83 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (53)$$

Inercia de la sección bruta

Cálculo del centro de gravedad con respecto a la sección más traccionada

$$E_s = 200000,00 \text{ MPa} \quad \text{Relación modular } n = E_s/E_c$$

$$E_c = 23500,000 \text{ MPa} \quad n = 8,51$$

Cálculo del momento de agrietamiento

$$f'_c = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 31,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} \quad (54)$$

Donde

 $f_r =$ Módulo de rotura $I_g =$ Inercia de sección bruta $y_1 =$ Distancia del eje neutro ($h/2$)

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_1} \quad (55)$$

$$M_{cr} = 32940,39 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_{cr} = 3,294 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Inercia de agrietamiento

b = 10 cm base

n = 8,51 Relación modular

As = 2,26 cm² Área de armadura X

As = 1,57 cm² Área de armadura Y

Inercia agrietada

d = 22,40 cm Canto útil X

d = 22,50 cm Canto útil Y

$$B = \frac{b}{(n * As)} \quad (56)$$

$$B_x = 0,52 \text{ cm}$$

$$B_y = 0,75 \text{ cm}$$

$$c = \frac{\sqrt{2 * d * B + 1} - 1}{B} \quad (57)$$

$$c_x = 7,56 \text{ cm}$$

$$c_y = 6,53 \text{ cm}$$

donde:

b = base

c = centro de gravedad a la fibra más comprimida

n = relación modular

As = Área del acero

d = Altura útil

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + n * As * (d - c)^2 \quad (58)$$

$$I_{cr x} = 5679,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr y} = 5837,15 \text{ cm}^4$$

Comprobación de $M_{DL} > M_{cr}$

si el momento debido a las cargas muertas y vivas es mayor al momento de agrietamiento la sección es agrietada, caso contrario es una sección no agrietada

Comprobación

$M_{DL} > M_{cr}$

Para eje X

Sección Agrietada

Para eje Y

Sección Agrietada

Inercia efectiva

Inercia efectivo permanente

$$I_{eD} = \left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3\right) * I_{cr} \quad (59)$$

Inercia efectivo pern

$$I_{eDL} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{DL}}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{DL}}\right)^3\right) * I_{cr} \quad (60)$$

Donde:

Debido al peso propio

$$M_{max X} = 9,74 \text{ KN*m}$$

$$M_{max Y} = 6,72 \text{ KN*m}$$

$$I_g = 13020,83 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = 3,29 \text{ KN*m}$$

Inercia efectivo permanente

$$I_{eD X} = 5963,72 \text{ cm}^4$$

$$I_{eD Y} = 6683,26 \text{ cm}^4$$

Debido a cargas totales

$$M_{max X} = 16,90 \text{ KN*m}$$

$$M_{max Y} = 12,90 \text{ KN*m}$$

$$I_{cr x} = 5679,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr y} = 5837,15 \text{ cm}^4$$

Inercia efectivo permanente y variable

$$I_{eDL X} = 5734,11 \text{ cm}^4$$

$$I_{eDL Y} = 5956,76 \text{ cm}^4$$

Cálculo de deflexiones inmediatas

$$\Delta = \frac{K(5/48)M_a L^2}{E_c I_e} \quad (61)$$

Donde, el coeficiente k depende de las condiciones de apoyo y su valor esta indicado en la siguiente tabla

Condiciones de apoyo	K
viga simplemente apoyada	1
Viga con un extremo continuo	0,8
Viga con ambos extremos continuos	0,6

Entonces:

$$\begin{aligned} K_x &= 0,6 & L_x &= 4,20 \text{ m} \\ K_y &= 0,6 & L_y &= 6,60 \text{ m} \\ E_c &= 23500 \text{ MPa} & E_c &= 2350,00 \text{ KN/cm}^2 \end{aligned}$$

Deflexiones inmediatas por cargas permanentes

Tramo	Δ_D
$\Delta_x =$	0,7662 cm
$\Delta_y =$	1,1649 cm

Deflexiones inmediatas por cargas totales

Tramo	Δ_{D+L}
$\Delta_x =$	1,3827 cm
$\Delta_y =$	2,5089 cm

Deflexión inmediata por la carga viva

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D \quad (62)$$

Tramo	Δ_L
$\Delta_x =$	0,6165 cm
$\Delta_y =$	1,3440 cm

Cálculo de deflexión a largo plazo

Donde:

p' = Cuantía de la armadura a compresión

ξ = Factor que depende del tiempo para las cargas sostenidas, estos valores se encuentran definidos en la siguiente tabla

$p' =$ Se considera 0,0101

$\xi =$ Se considera 2

$$\lambda \Delta = 1,33$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50p'} \quad (63)$$

Duración de la carga permanente (meses)	Factor dependiente del tiempo ξ
3	1
6	1,2
12	1,4
60 ó más	2

Deflexión a largo plazo

$$\Delta_{LP} = \lambda \Delta * 0,5 * \Delta_L \quad (64)$$

Tramo	Δ_{LP}
$\Delta_{LP} x =$	0,410 cm
$\Delta_{LP} y =$	0,893 cm

Verificación del límite de deflexión

La deflexión total, corresponde a la sumatoria de la deflexión a largo plazo y la generada por la carga viva

$\Delta_{LP} + \Delta_L$	$\leq L/240$	Verificación
1,026	$\leq 1,75$	Cumple
2,237	$\leq 2,75$	Cumple

Resumen de armado:

Armatura longitudinal

Para dirección X	Nº barras	D (mm)
Armatura inferior	2	12
Armatura superior	2	10
Para dirección Y	Nº barras	D (mm)
Armatura inferior	2	10
Armatura superior	2	10

Armatura transversal

COLOCAR EN X:	Φ	8	mm c/	12	cm
COLOCAR EN Y:	Φ	8	mm c/	20	cm

Tabla 12: Comparativa de armaduras calculo manual vs software

Armatura colocada	Calculo manual	Software
Armatura superior X	2 Φ 10 mm	2 Φ 10 mm
Armatura inferior X	2 Φ 12 mm	2 Φ 10 mm
Armatura superior Y	2 Φ 10 mm	2 Φ 8 mm
Armatura inferior Y	2 Φ 10 mm	2 Φ 10 mm

Fuente 34: Elaboración propia

Ábacos

Después del diseño de la losa nervada se muestra a continuación la verificación a punzonamiento de los ábacos presentes en la losa anterior, para ello se eligió un ábaco centrado

Abaco centrado

Verificación a Punzonamiento en ábacos

Verificación ábaco de Columna C63

a. Características de los materiales

Hormigón:

$f'c =$	25	MPa
$\gamma_h =$	2400	Kg/m ³
$\gamma_h =$	24,00	KN/m ³
$E_c =$	25,279	MPa
$\beta_1 =$	0,85	

Acero:

$f_y =$	500	MPa
$\gamma_h =$	78,500	KN/m ³
$E_s =$	200,00	GPa
$n =$	7,91	
$\epsilon_{cu} =$	0,003	

b. Pre-dimensionamiento de Ábacos

Recomendaciones para definir la geometría de los ábacos en losas según NB

- i. El ábaco debe extenderse en cada dirección 1/6 de la luz entre apoyos.
- ii. El ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos 1/4 el espesor de la losa.
- iii. En voladizos se recomienda que el ábaco sea mayor o igual a 1/2 del vuelo.
- iv. En voladizo menor a 1m se recomienda llevar el ábaco hasta el extremo del vuelo.

En dirección X

Donde:

$$A \geq \frac{l_{x1}}{6}$$

$l_{x1} =$	3,13	m		luz entre apoyo
compensación voladizo =	0			
$A =$	0,52	m	\approx	0,6 m

$$B \geq \frac{l_{x2}}{6}$$

$l_{x2} =$	3,13	m		luz entre apoyo
compensación voladizo =	0			
$B =$	0,52	m	\approx	0,6 m

Entonces:

$L1 = A + B$	$L1 =$	1,2	m
	Se asume $L1 =$	1,2	m

En dirección Y

Donde:

$$A' \geq \frac{ly1}{6}$$

$$ly1 = 4,37 \text{ m} \quad \text{luz entre apoyo}$$

$$\text{compensación voladizo} = 0,2$$

$$A' = 0,93 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$B' \geq \frac{ly2}{6}$$

$$ly2 = 4,37 \text{ m} \quad \text{luz entre apoyo}$$

$$\text{compensación voladizo} = 0,2$$

$$B' = 0,93 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

Entonces:

$$L2 = A' + B' \quad L2 = 2 \text{ m}$$

Se asume $L2 = 2 \text{ m}$

Altura del ábaco embebida en la losa

$$h = hf \quad \text{Donde:} \quad h = 25 \text{ cm}$$

c. Diseño corte en dos direcciones o punzonamiento

c1. Cálculo de la sección de punzonamiento

Columna Interior

Dimensiones de la columna

$$c1 = 25 \text{ cm}$$

$$c2 = 25 \text{ cm}$$

Altura útil

$$d = 23 \text{ cm}$$

Recubrimiento

$$cc = 2 \text{ cm}$$

Las dimensiones de la sección crítica de punzonamiento en este caso son:

$$b1 = c1 + d = 48 \text{ cm}$$

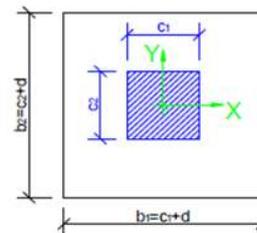
$$b2 = c2 + d = 48 \text{ cm}$$

Perímetro crítico

$$b0 = 2 * (b1 + b2) = 192 \text{ cm}$$

Área Crítica

$$Ac = 2 * (b1 + b2) * d = 4416 \text{ cm}$$



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

$$J_{cx} = 1793080 \text{ cm}^4 \quad J_{cx} = b_2 \cdot d \cdot \left(\frac{b_2^2 + d^2}{6} + \frac{b_1 \cdot b_2}{2} \right) \quad (66)$$

$$J_{cy} = 1793080 \text{ cm}^4 \quad J_{cy} = b_1 \cdot d \cdot \left(\frac{b_1^2 + d^2}{6} + \frac{b_1 \cdot b_2}{2} \right) \quad (65)$$

c2. Momentos trasladados a los ejes de la sección crítica.

$$M1 = Mux$$

$$M2 = Muy$$

donde:

Entonces:

$$Mux = 0 \text{ KN*m} \quad M1 = 0 \text{ KN*m}$$

$$Muy = -0,86 \text{ KN*m}$$

$$Vu = 232,86 \text{ KN} \quad M2 = 0,86 \text{ KN*m}$$

c3. Fracción del momento no balanceado transferida por flexión (γ_f)

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (66)$$

c4. Fracción del momento no balanceado transferido por excentricidad del corte (γ_v)

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (67)$$

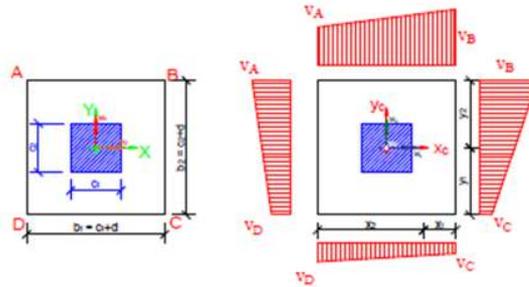
Donde:

b1: Dimensión de la sección crítica medida en la dirección de la luz para la cual se determina los momentos

b2: Dimensión de la sección crítica medida en la dirección perpendicular a b1.

	Para Mux		Para Muy	
b1 =	48	cm	b1 =	48 cm
b2 =	48	cm	b2 =	48 cm
γ_{fx} =	0,6		γ_{fy} =	0,6
γ_{vx} =	0,4		γ_{vy} =	0,4

c5. Cálculo de los esfuerzos tangenciales en la sección crítica.



Coordenadas de los puntos de estudio

	X	Y	
A:	-24	24	cm
B:	24	24	cm
C:	24	-24	cm
D:	-24	-24	cm

Los esfuerzos tangenciales se calculan con la siguiente formula:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} \cdot M_1 \cdot y}{J_x} + \frac{\gamma_{vy} \cdot M_2 \cdot x}{J_y} \quad (68)$$

Donde:

$V_u =$	232,86	KN
$A_c =$	4416	cm ²
$M_1 =$	0	KN*m
$\gamma_{vx} =$	0,4	
$J_{cx} =$	1793080	cm ⁴
$M_2 =$	0,86	KN*m
$\gamma_{vy} =$	0,4	
$J_{cy} =$	1793080	cm ⁴

Entonces los esfuerzos tangenciales son:

$V_{uA} =$	0,52	MPa
$V_{uB} =$	0,53	MPa
$V_{uC} =$	0,53	MPa
$V_{uD} =$	0,52	MPa

El máximo esfuerzo tangencial es:

$V_u =$	0,53	MPa
---------	------	-----

c6. Resistencia de diseño

c6.1. Para losas o ábacos sin armadura de corte.

$$v_u \leq \phi \cdot v_n \quad (69)$$

siendo:

$V_u =$	0,53	MPa	El esfuerzo tangencial máximo en la sección crítica
$\phi =$	0,75		Factor de reducción de resistencia
$V_n =$	$V_c / b_0 \cdot d$		El esfuerzo de corte nominal [MPa]

Siendo V_c el menor valor de las siguientes ecuaciones

i. Ecuación 1

$$\text{Siendo: } \beta = c_1 / c_2 = 1$$

β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_o \cdot d$$

$$\sqrt{f'_c} = 5,00 \quad \text{MPa} \quad \leq \quad 8,3 \quad \text{MPa} \quad \mathbf{OK}$$

Entonces:

$V_c =$	1104,00	KN
---------	---------	----

ii. Ecuación 2

$\alpha_s = 40$ Interiores

$\alpha_s = 30$ En borde

$\alpha_s = 20$ En Esquina

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot b_o \cdot d \quad (70)$$

Siendo:

Los términos “columnas interiores”, “columnas de borde”, o “columnas de esquina” en este requisito se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

$\alpha_s = 40$ Columna interior

$b_o = 192$ cm Perímetro crítico

$d = 23$ cm Altura Útil

Entonces:

$V_c =$	1249,67	KN
---------	---------	----

iii. Ecuación 3

Entonces:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d \quad (71)$$

$V_c =$	736,00	KN
---------	--------	----

Asumiendo el menor valor para V_c :

$V_c =$	736,00	KN
---------	--------	----

El esfuerzo nominal de corte es igual a:

Entonces:
$$v_n = \frac{V_c}{b_o \cdot d} \quad (72)$$

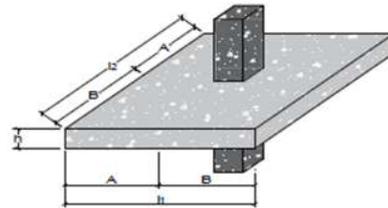
$V_n =$	1,67	MPa
---------	------	-----

c.6.2. Verificando la resistencia de diseño

$$\begin{array}{rcl} V_u \text{ (MPa)} & \leq & \phi * V_n \text{ (MPa)} \\ 0,53 & \leq & 1,25 \quad \mathbf{VERIFICA} \end{array}$$

d. Dimensiones Finales de ábaco

Espesor:	$h =$	0,25	m
Base:	$L1 =$	1,20	m
	$A =$	0,60	m
	$B =$	0,60	m
Largo:	$L2 =$	2,00	m
	$A' =$	1,00	m
	$B' =$	1,00	m



3.6.2 Estructura de sustentación de la edificación

3.6.2.1 Diseño de vigas rectangulares

Diseño de la viga con mayor luz entre apoyos:

Diseño de vigas Rectangular

Características de los materiales

Hormigón:

$f'c =$	25	MPa
$\gamma_h =$	2400	Kg/m ³
$\gamma_h =$	24,00	KN/m ³
$E_c =$	25,279	MPa
$\beta_1 =$	0,85	

Acero:

$f_y =$	500	MPa
$\gamma_h =$	78,500	KN/m ³
$E_s =$	200,00	GPa
$n =$	7,91	
$\epsilon_{cu} =$	0,003	

Geometría de Viga

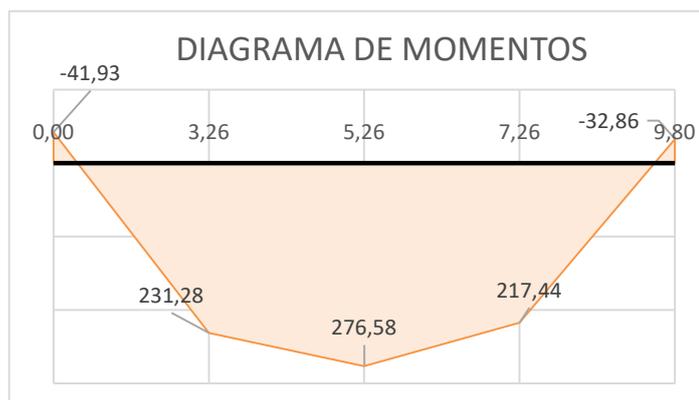
$L_0 =$	10,4	m	longitud Real
$a_{izq} =$	0,3	m	Apoyo izquierdo
$a_{der} =$	0,3	m	Apoyo derecho
$L =$	9,8	m	Longitud de viga entre apoyos

Sección: Rectangular Constante

$b_w =$	30	cm	Base
$h =$	80	cm	Altura

Solicitación en estado limite ultimo

Distancia (m)	Momento (KN*m)
0,00	-41,93
3,26	231,28
5,26	276,58
7,26	217,44
9,80	-32,86

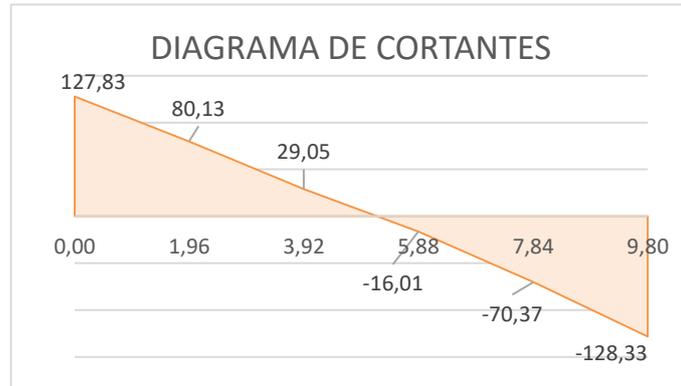


Momento máximo negativo izquierdo $M_{max\ izq} (-) = -41,93$ KN m

Momento máximo positivo en el tramo $M_{max} (+) = 276,58$ KN m

Momento máximo negativo derecho $M_{max\ der} (-) = -32,86$ KN m

Distancia (m)	Cortante (KN)
0,00	127,83
1,96	80,13
3,92	29,05
5,88	-16,01
7,84	-70,37
9,80	-128,33



Cortante máximo izquierdo

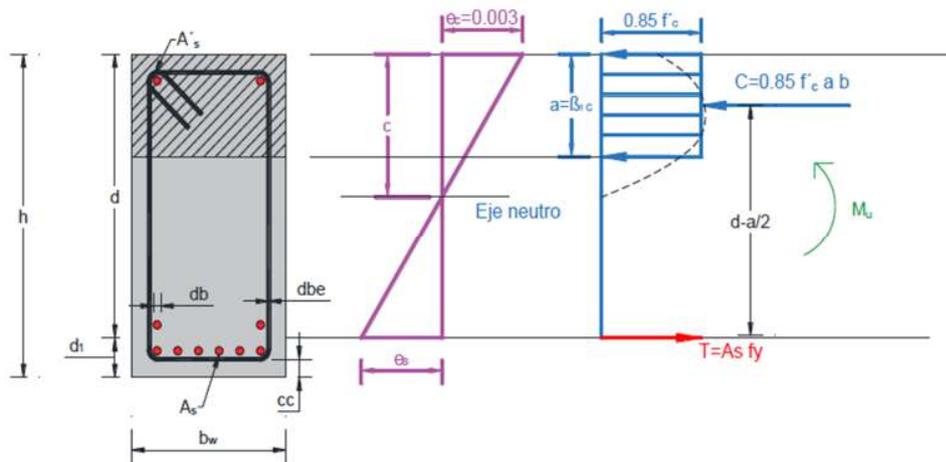
$$V_{izq} = 127,83 \text{ KN}$$

Cortante máximo derecho

$$V_{der} = -128,33 \text{ KN}$$

Armadura teórica necesaria

a) Armadura teórica necesaria a flexión



Altura útil: $d = h - cc - dbe - db$

si:	$h =$	80	cm	
	$cc =$	30	mm	Recubrimiento
	$dbe =$	6	mm	Diámetro armadura transversal
	$db =$	12	mm	Diámetro armadura longitudinal
	$d1 =$	42	mm	
	$d =$	75,8	cm	

Diseño por resistencia a Flexión

Se debe cumplir la siguiente relación:

$$A_{sw} = \frac{0.85 f'_c b_w a}{f_y} \quad (73)$$

Armadura teórica necesaria

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b_w}} \quad (74) (75)$$

Donde: a = Es el bloque de compresiones y se calcula con la siguiente formula

Para flexión simple

Donde: ϕ = 0,9 Factor de reducción de resistencia

Los resultados se resumen en la siguiente tabla

Abscisa	Mu (+)	Mu (-)	a inf	a sup	As inf	As sup
m	KN m	KN m	cm	cm	cm2	cm2
0,00	0,00	-41,93	0,00	0,97	0,00	1,24
3,26	231,28	0,00	5,52	0,00	7,04	0,00
5,26	276,58	0,00	6,65	0,00	8,48	0,00
7,26	217,44	0,00	5,18	0,00	6,60	0,00
9,80	0,00	-32,86	0,00	0,76	0,00	0,97

b) Límites de armaduras

Armadura mínima

En toda sección donde el análisis requiera esfuerzo a tracción, la armadura no debe ser menor a:

El mayor de:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \text{As. Min} = 5,69 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{As. Min} = 6,37 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} \quad \text{As. min} = 6,37 \quad \text{cm}^2$$

Armadura máxima

La armadura máxima se calcula directamente de la cuantía máxima en función a la fluencia del acero antes que la del hormigón.

$$A_{s,max} = \gamma * \beta_1 * bw * d * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005} \right) \quad (76)$$

Donde:

$f'_c =$	25	MPa	Entonces la armadura máxima es igual a:		
$f_y =$	500	MPa			
$bw =$	30	cm	As. Max =	30,81	cm ²
$d =$	75,8	cm			
$\epsilon_{cu} =$	0,003				
$E_s =$	200000	MPa			
$\beta_1 =$	0,85				

Armadura de diseño

Abscisa	As. Inf	As. Sup
m	cm ²	cm ²
0,00	0,00	1,24
3,26	7,04	0,00
5,26	8,48	0,00
7,26	6,60	0,00
9,80	0,00	0,97

Armadura de montaje	Nº barras	D (mm)	Área (cm ²)
Cara sup:	2	8	1,005
Cara inf:	2	12	2,262

Armadura de Refuerzo

Diámetro de refuerzo:	Cara sup =	8	mm
	Cara inf =	20	mm

Abscisa	As inf	As sup	N° barras		Área de acero	
			Cara inf	Cara sup	As inf	As sup
m	cm ²	cm ²			cm ²	cm ²
0,00	0,00	0,23	0	2	0,000	1,005
3,26	4,77	0,00	2	0	6,283	0,000
5,26	6,22	0,00	2	0	6,283	0,000
7,26	4,34	0,00	2	0	6,283	0,000
9,80	0,00	0,00	0	1	0,000	0,503

detalles de armado

Armatura en apoyo izquierdo:

		N° barras	D (mm)	de	hasta	
Arm. Sup.	Capa 1	2	8	0,00	3,26	m
Arm. Montaje	sup	2	8	0,00	9,80	m
	inf	2	12			
		As.min.	<	As.usada		
		6,37	CAMBIAR	2,01		

Se puede despreciar la armadura mínima si la armadura usada es mayor a 4/3 de la armadura requerida esta verificación está a continuación

$$\frac{4}{3} \text{ As.req.} < \text{ As.usada}$$

$$1,65 \quad \text{OK} \quad 2,01$$

Armatura en apoyo derecho

		N° barras	D (mm)	de	hasta	
Arm. Sup.	Capa 1	1	8	7,26	9,80	m
Arm. Montaje	sup	2	8	0,00	9,80	m
	inf	2	12			
		As.min.	<	As.usada		
		6,37	CAMBIAR	1,51		

Se puede despreciar la armadura mínima si la armadura usada es mayor a 4/3 de la armadura requerida esta verificación está a continuación

$$\text{As.req.} < \text{As.usada}/3$$

$$1,29 \quad \text{OK} \quad 1,51$$

Armadura en el vano

		N° barras	D (mm)	de	hasta	
Arm. Inf.	Capa 1	2	20	3,26	7,26	m
Arm. Montaje	sup	2	8	0,00	9,80	m
	inf	2	12			
		As.min.	<	As.usada		
		8,48	OK	8,55		

c) Resistencia de diseño a flexión

$$A_{sw} = \frac{0.85f'_c b_w a}{f_y} \quad \phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) \quad (77) (78)$$

Abscisa	Mu	$\leq \phi M_n$	Verificación
0,00	41,93	67,87	OK
5,26	276,58	278,59	OK
9,80	32,86	51,04	OK

d) Armadura teórica necesaria de corte

Diseño por resistencia

Se debe cumplir la siguiente relación:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \dots (2) \quad \text{donde:} \quad V_n = V_c + V_s \quad (79)$$

Resistencia de corte proporcionado por el hormigón "Vc"

Donde: $f_y = 500$ MPa

$\sqrt{f'_c} = 5$ MPa

$b_w = 30$ cm

$d = 75,8$ cm

$V_c = 189,50$ KN

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (80)$$

Entonces la armadura de corte se calcula considerando los siguientes casos:

Si $V_u \leq 0,5 \phi V_c$ No se requiere armadura de corte (colocar armadura cada 60 cm)

Si $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ Se debe colocar armadura de corte mínima

Si $V_u \geq \phi V_c$ Se debe de calcular armadura de corte

separación máxima "s"

$$s_{max} = \frac{d}{2} \leq 60cm \quad s = 37,9 \quad cm$$

Armadura mínima "Av,min/s"

$$A_{v,min/s} = 0,0188 \quad cm^2/cm$$

$$A_{v,min/s} = 0,0210 \quad cm^2/cm$$

$$A_{v, Min/s} = 0,021 \quad cm^2/cm$$

$$A_{v min} = \text{mayor} \begin{cases} 0,062 \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \\ 0,35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \end{cases}$$

Armadura de corte "Av"

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d} \quad (81)$$

Resultados de consideraciones $\phi = 0,75$

Abscisa	Vu	ϕV_c	$0,5 \phi V_c$	Caso de diseño	Armadura a usar "Av/s"
m	KN	KN	KN		
0,00	127,83	142,13	71,06	$0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$	0,0210
1,96	80,13	142,13	71,06	$0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$	0,0210
3,92	29,05	142,13	71,06	$V_u \leq 0,5 \phi V_c$	0,0210
5,88	-16,01	142,13	71,06	$V_u \leq 0,5 \phi V_c$	0,0210
7,84	-70,37	142,13	71,06	$V_u \leq 0,5 \phi V_c$	0,0210
9,80	-128,33	142,13	71,06	$0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$	0,0210

Resistencia de corte proporcionado por el acero "Vs"

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (82)$$

Verificación resistencia de diseño a cortante

Abscisa	Vu	ϕV_c	ϕV_s	Verificació
m	KN	KN	KN	n
0	127,83	142,125	59,6925	OK
1,96	80,13	142,125	59,6925	OK
3,92	29,05	142,125	59,6925	OK
5,88	16,01	142,125	59,6925	OK
7,84	70,37	142,125	59,6925	OK
9,8	128,33	142,125	59,6925	OK

e) Adopción de armadura transversal

Abscisa		s max =	37,9	Av col \geq Av cal		N° de estribos
m		Diámetro	separación	Av colocada	Av calculada	
m		mm	cm	cm ²	cm ²	
0	1,96	6	20	0,57	0,42	10
1,96	3,92	6	20	0,57	0,42	10
3,92	5,88	6	20	0,57	0,42	10
5,88	7,84	6	20	0,57	0,42	10
7,84	9,8	6	20	0,57	0,42	10

f. Verificación de deflexión

Análisis de momentos

Debido al peso propio

Mmax D = 192,08 KN*m

Debido a cargas totales

Mmax = 276,58 KN*m

Debido a las cargas vivas

Mmax L = 84,50 KN*m

Sección no agrietada

Donde: $b = 30$ cm Base $I_g = \frac{b * h^3}{12}$ (83)
 $h = 80$ cm Altura
 $I_g = 1280000$ cm⁴ Inercia de la sección bruta

Cálculo del centro de gravedad con respecto a la sección más traccionada

$E_s = 200000,00$ MPa Relación modular $n = E_s/E_c$
 $E_c = 23500,000$ MPa $n = 8,51$

Cálculo del momento de agrietamiento

$f'c = 25$ MPa = 250 kg/cm² $f_r = 2 \sqrt{f'c \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}$ (84)
 $f_r = 31,62$ kg/c m²

Donde

$f_r =$ Módulo de rotura $M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_1}$ (85)
 $I_g =$ Inercia de sección bruta
 $y_1 =$ Distancia del eje neutro (h/2)

$M_{cr} = 1011928,85$ Kg*cm
 $M_{cr} = 101,193$ KN*m

Inercia de agrietamiento

$b = 30$ cm base $B = \frac{b}{(n * A_s)}$ (86)
 $n = 8,51$ Relación modular
 $A_s = 8,55$ cm² Área de armadura $B = 0,41$ cm
 Inercia agrietada

$d = 75,80$ cm Canto útil $c = \frac{\sqrt{2*d*B+1}-1}{B}$ (87)

$c = 16,90$ cm

donde:

$b =$ base

$c =$ centro de gravedad a la fibra más comprimida

$n =$ relación modular

$A_s =$ Área del acero

$d =$ Altura útil

$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + n * A_s * (d - c)^2$ (88)

$I_{cr} = 300564,75$ cm⁴

Comprobación de $M_{DL} > M_{cr}$

si el momento debido a las cargas muertas y vivas es mayor al momento de agrietamiento la sección es agrietada, caso contrario es una sección no agrietada

Comprobación

$M_{DL} > M_{cr}$

Entonces:

Sección Agrietada

Inercia efectiva
Inercia efectivo permanente

$$I_{eD} = \left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3 \cdot I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3\right) \cdot I_{cr} \quad (89)$$

Inercia efectivo permanente y variable

$$I_{eDL} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{DL}}\right)^3 \cdot I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{DL}}\right)^3\right) \cdot I_{cr} \quad (90)$$

Donde:

Debido al peso propio	Debido a cargas totales
Mmax D = 192,08 KN*m	Mmax = 276,58 KN*m
Ig = 1280000,00 cm ⁴	Icr x = 300564,75 cm ⁴
Mcr = 101,19 KN*m	

Inercia efectivo permanente

$$I_{eD} = 443776,69 \text{ cm}^4$$

Inercia efectivo permanente y variable

$$I_{eDL} = 348534,04 \text{ cm}^4$$

Cálculo de deflexiones inmediatas

$$\Delta = \frac{K(5/48)M_a L^2}{E_c I_e} \quad (91)$$

Donde, el coeficiente k depende de las condiciones de apoyo y su valor está indicado en la siguiente tabla

Condiciones de apoyo	K
viga simplemente apoyada	1
Viga con un extremo continuo	0,8
Viga con ambos extremos continuos	0,6

Entonces:

K = 0,8	L = 9,80 m
Ec = 23500 MPa	Ec = 2350,00 KN/cm ²

Deflexiones inmediatas por cargas permanentes

$$\Delta_D = 1,4741 \text{ cm}$$

Deflexiones inmediatas por cargas totales

$$\Delta_{D+L} = 2,7026 \text{ cm}$$

Deflexión inmediata por la carga viva

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D \quad (92)$$

$$\Delta_L = 1,2285 \text{ cm}$$

Cálculo de deflexión a largo plazo

Donde:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (93)$$

ρ' = Cuantía de la armadura a compresión

ξ = Factor que depende del tiempo para las cargas sostenidas, estos valores se encuentran definidos en la siguiente tabla

$\rho' = 0,001$

$\xi = 2$

$$\lambda_{\Delta} = 1,92$$

Duración de la carga permanente (meses)	Factor dependiente del tiempo ξ
3	1
6	1,2
12	1,4
60 ó más	2

Deflexión a largo plazo

$$\Delta_{LP} = \lambda_{\Delta} * 0,5 * \Delta_L = 1,176 \text{ cm} \quad (94)$$

Verificación del límite de deflexión

La deflexión total, corresponde a la sumatoria de la deflexión a largo plazo y la generada por la carga viva

$\Delta_{LP} + \Delta_L$	$\leq L/360$	Verificación
2,405	$\leq 2,72$	Cumple

Tabla 13: Comparativa de armadura calculo manual vs software

Tramo (m)/Armadura		Armadura colocada	
		Calculo manual	Software
De 0 a 3.26	De montaje	Superior 2 Ø 8 mm	Superior 2 Ø 8 mm
		Inferior 2 Ø 12 mm	Inferior 2 Ø 20 mm
	De refuerzo	Superior 2 Ø 8 mm	Superior 2 Ø 10 mm
		NP	NP
De 3.26 a 7.26	De montaje	Superior 2 Ø 8 mm	Superior 2 Ø 8 mm
		Inferior 2 Ø 12 mm	Inferior 2 Ø 20 mm
	De refuerzo	NP	NP
		Inferior 2 Ø 20 mm	Inferior 2 Ø 20 mm
De 7.26 a 9.80	De montaje	Superior 2 Ø 8 mm	Superior 2 Ø 8 mm
		Inferior 2 Ø 12 mm	Inferior 2 Ø 20 mm
	De refuerzo	Superior 1 Ø 8 mm	Superior 1 Ø 10 mm
		NP	NP

Fuente 35: Elaboración propia

3.6.2.2 Diseño de columnas rectangulares

Diseño de columnas utilizando el diagrama de interacción

Columna: C-20

Datos:

$f'_c =$	25	MPa	$\beta_1 =$	0,85
$f_y =$	500	MPa	$\epsilon_{cu} =$	0,003
$b =$	0,3	m		
$h =$	0,3	m		

N° de barras	8		
Diámetro =	12	mm	
$A_s =$	4,52	cm ²	tracción
$A_s' =$	4,52	cm ²	compresión
$E_s =$	200000	MPa	$\epsilon_t = f_y/E_s =$

Tabla 14: Valores de β_1

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

Fuente 36: Norma Boliviana NB 1225001

recubrimiento = 0,03 m

$d =$ 0,258 m

$d' =$ 0,042 m

$P_o =$ 2364,89 KN

$0,8 \cdot \phi \cdot P_o =$ 1229,74 KN

Solicitaciones:

$P_u =$ 614,61 KN

$M_{ux} =$ 2,96 KN m

$M_{uy} =$ 19,47 KN m

Armadura mínima y máxima

Donde:

$$\rho_{\min} = 0,01 \quad A_{s, \min} = \rho_{\min} * A_g \quad (95)$$

$$\rho_{\max} = 0,08 \quad A_{s, \max} = \rho_{\max} * A_g \quad (96)$$

Entonces:

$A_{s, \min}$	$\leq A_{s, usada}$	$\leq A_{s, \max}$
9,00 cm ²	9,05 cm ²	72,00 cm ²

Disposiciones reglamentarias para diámetros de armadura:

Barras longitudinales:

$$d_b \geq 12 \quad \text{mm}$$

Estribos:

$$d_{be} = 6 \quad \text{mm} \quad \text{para} \quad d_b \leq 16 \quad \text{mm}$$

$$d_{be} = 8 \quad \text{mm} \quad \text{para} \quad 16 \quad \text{mm} < d_b \leq 25 \quad \text{mm}$$

Separación libre entre barras:

la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor del mayor:

Diámetro de agregado = 1,5 cm

S1 min = 1,5 db = 1,8 cm

S1 min = 40 mm = 4 cm

S1 min = 1,33 dag = 2,00 cm

db = 6 mm

Entonces la separación mínima será:

S1 min = 4 cm

Nº de barras por lado

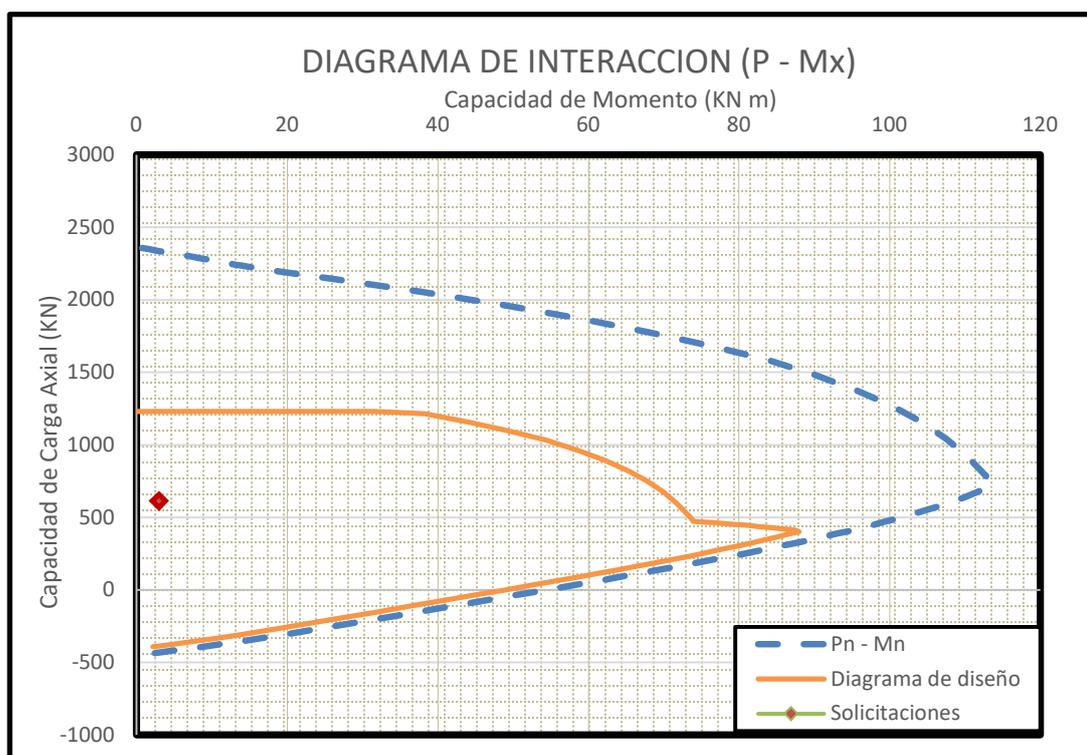
X = 3 Y = 3

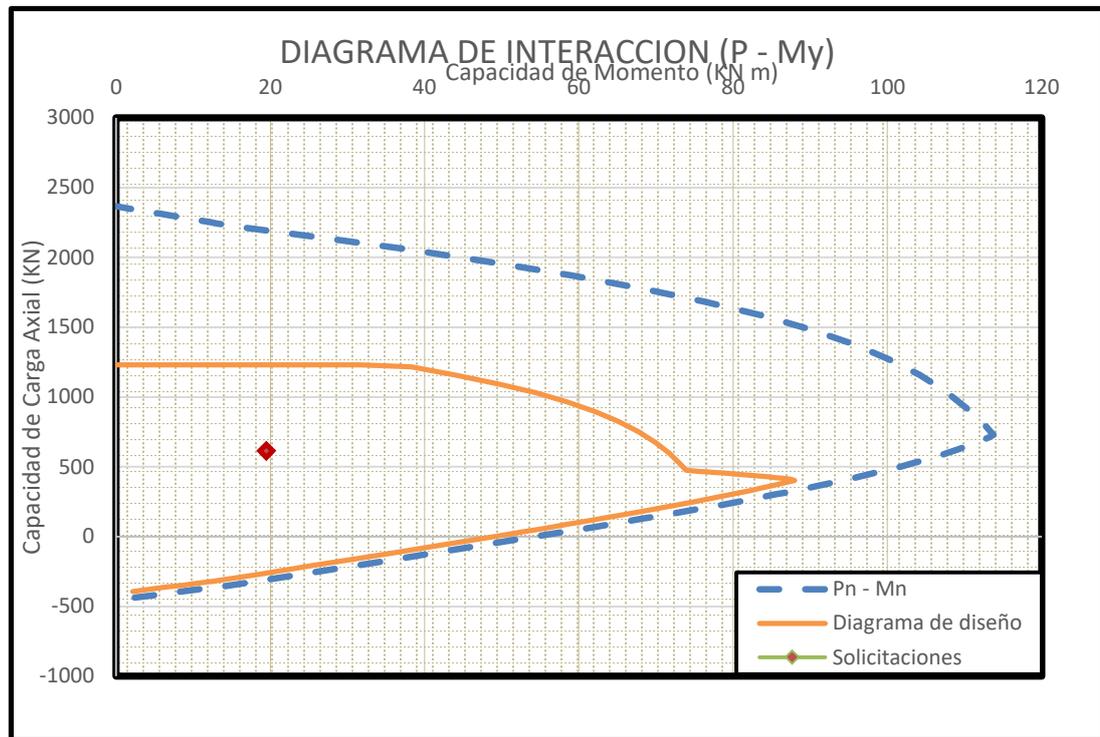
En dirección X

sl = 9,6 cm

En dirección Y

sl = 9,6 cm





Diseño a cortante

Resistencia requerida:

eje X	$V_{ux} =$	6,07	KN
eje Y	$V_{uy} =$	12,46	KN

Diseño de cortante en la dirección X

Resistencia de corte proporcionado por el hormigón:

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \left(\sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{7} \leq 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (97)$$

si:

$M_m = M_u - P_u \cdot \left(\frac{4 \cdot h - d}{8} \right)$ Es negativo ϕV_c se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,3 \cdot N_u}{A_g}} \quad (98)$$

Donde:

$\sqrt{f'_c} =$	5,00	MPa	$M_{ux} =$	2,96	KN m
$\phi =$	0,75		$P_u =$	614,61	KN

$$\begin{array}{llll}
 d = & 25,8 & \text{cm} & V_{ux} = 6,07 \text{ KN} \\
 b = & 30 & \text{cm} & \\
 h = & 30 & \text{cm} & \\
 A_g = & 900 & \text{cm}^2 & \frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,53 \\
 \text{Entonces:} & M_m = -69,41 & \text{KN m} &
 \end{array}$$

Mm es negativo entonces $\phi \cdot V_c$ se calcula con la segunda ecuación

$$\phi \cdot V_c = 95,58 \text{ KN}$$

Verificar si requiere armadura de corte

$$V_{ux} = 6,07 \text{ KN} < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c = 47,79 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

No requiere armadura de corte, se debe proveer estribos de amarre con separación máxima

Diseño de cortante en la dirección Y

Resistencia de corte proporcionado por el hormigón:

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \left(\sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{7} \leq 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (99)$$

si:

$$M_m = M_u - P_u \cdot \left(\frac{4 \cdot h - d}{8} \right) \quad \text{Es negativo } \phi V_c \text{ se calcula con la siguiente ecuación:}$$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,3 \cdot N_u}{A_g}} \quad (100)$$

Donde:

$$\begin{array}{llll}
 \sqrt{f'_c} = & 5,00 & \text{MPa} & M_{uy} = 19,47 \text{ KN m} \\
 \phi = & 0,75 & & P_u = 614,61 \text{ KN} \\
 d = & 25,8 & \text{cm} & V_{uy} = 12,46 \text{ KN} \\
 b = & 30 & \text{cm} & \\
 h = & 30 & \text{cm} & \\
 A_g = & 900 & \text{cm}^2 & \frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,17 \\
 \text{Entonces:} & M_m = -52,90 & \text{KN m} &
 \end{array}$$

Mm es negativo entonces $\phi \cdot V_c$ se calcula con la segunda ecuación

$$\phi \cdot V_c = 95,58 \text{ KN}$$

Verificar si requiere armadura de corte

$$V_{uy} = 12,46 \text{ KN} < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c = 47,79 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

No requiere armadura de corte, se debe proveer estribos de amarre con separación máxima

Distribución de la armadura de corte

Para barras longitudinales de diámetro: $db = 12$ mm

Se dispone estribos de diámetro: $dbe = 6$ mm

Separación máxima:

$$s \text{ max} = 16 * db = 19,2 \text{ cm}$$

$$s \text{ max} = 48 * dbe = 28,8 \text{ cm}$$

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

$$s \text{ max} = 19,2 \text{ cm}$$

Separación adoptada $s \text{ max} = 15$ cm

Verificación de las condiciones de arriostamiento de las barras longitudinales:

Ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm

Lado dirección X $s \text{ (cm)} = 9,6 < 15$ OK

Lado dirección Y $s \text{ (cm)} = 9,6 < 15$ OK

Se disponen:

Estribos cerrados: $\Phi 6$ mm c/ 15 cm

Tabla 15: Comparativa de armadura calculo manual vs software

Tipo de armadura	Calculo manual	Calculo software
longitudinal	8 Φ 12 mm	6 Φ 16 mm
transversal	Φ 6 mm c/15cm	Φ 8 mm c/15cm

Fuente 37: Elaboración propia

3.6.2.3 Diseño de escaleras

Determinación de numero de pasos y contrapasos para una escalera en U

Luz libre: 3,2 m

Descaso: 0,95 m

Ancho libre: 2,80 m

Entonces la "Luz libre efectiva de la escalera" es: 2,25 m

Desnivel entre pisos: 3,20 m

Espesor de descanso: 0,20 m

Altura a cubrir por la escalera en un tramo:

Nº de tramos: 2

$$H = (\text{Desnivel entre pisos} - \text{espesor de descanso}) / \text{Nº de tramos}$$

$$H = 1,5 \text{ m}$$

Considerando:

Huella: 0,25 m Se recomienda pasos entre 25 y 30 cm

Contrahuella: 0,16 m Se recomienda contrapasos entre 15 y 20 cm

Nº de Escalones por tramo

Nº de esc = 10

Ancho de ojo: 0,2 m

Ancho de escalera: 1,3 m

recubrimiento 3 cm

Cálculo de armadura:

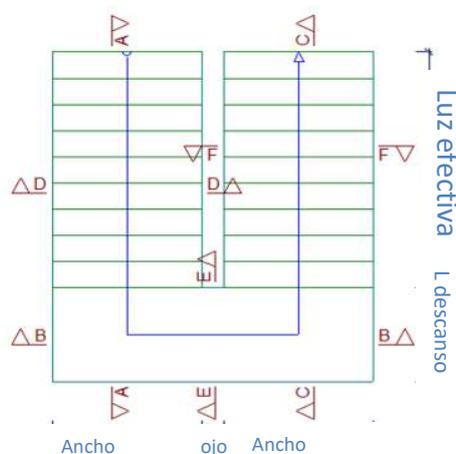
Longitudes tomadas

Paso (P) = 0,25 m

Contrapaso (Cp) = 0,16 m

Espesor de descanso (t) = 0,20 m

Entonces se pre dimensiono la escalera de la siguiente manera:



Luz efectiva = 2,25 m

Luz descanso = 0,95 m

Ancho esc = 1,30 m

ojo = 0,20 m

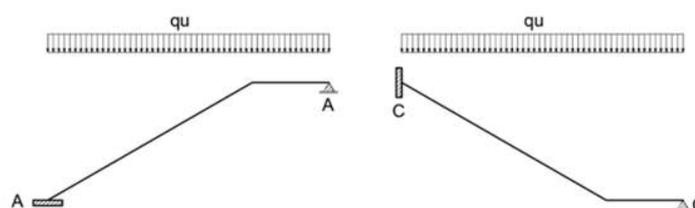
Características de los materiales

$f'c =$	25	MPa	Resistencia a compresión del hormigón
$f_y =$	500	MPa	Esfuerzo de fluencia del acero
$\gamma_h =$	2400	Kg/m ³	Peso Específico del Hormigón
$\gamma_h =$	24,00	KN/m ³	

Cargas:

Baranda:	3	KN/m
Acabados:	1	KN/m ²
Carga viva:	4	KN/m ²

Figura 22: Idealización de escalera



Fuente 38: Elaboración propia

Los esfuerzos fueron calculados con el programa CYPECAD para la combinación más desfavorable teniendo como resultado lo siguiente

Esfuerzos en la sección A-A	
Distancia	Momento
(m)	(KN m)
0,00	-0,82
0,60	-8,68
1,21	-10,94
1,81	-7,35
2,41	2,19
3,02	4,16
3,62	0,00

Figura 23: Diagrama de momento sección A-A



Fuente 39: Elaboración propia

Armadura máxima

$$A_{s,max} = \gamma * \beta_1 * b_w * d * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005} \right) \quad (105)$$

donde:

$f'_c =$	25	MPa	$\epsilon_{cu} =$	0,003
$f_y =$	500	MPa	$E_s =$	200000 MPa
$b_w =$	130	cm	$\beta_1 =$	0,85
$d =$	16,4	cm		
Entonces:		$A_{s,max} =$	28,88	cm ²

Armadura por temperatura se dispondrá por 1 m de ancho

	Donde:	$b_w =$	100	cm
$A_{s,min} =$		0,0018 $b_w * t$		
$A_{s,min} =$		3,6	cm ²	

Armadura a usar:

Sección A-A	Nº barras	db (mm)	separación (cm)	Área (cm ²)	As (cm ²)	
m	8	12	20	9,05	5,97	OK
m	8	8	12	4,02	3,6	OK

Cálculo de la Armadura para momento negativo

Canto útil:	donde:	$t =$	20	cm		
	$d =$	$t - cc - db/2$	$cc =$	3	cm	
	$d =$	16,5	cm	$db =$	10	mm

Momento máximo

$M_u =$	-10,94	KN m
$\varphi =$	0,9	

Armadura requerida:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0,85 f'_c b_w}} \quad (106) (107)$$

Resolviendo tenemos:	$a =$	0,296	cm
	$A_s =$	1,49	cm ²

Límites de armadura

Armadura mínima

En toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción, la armadura no deber ser menor a:

El mayor de:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$As. Min = 5,36 \quad cm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$As.min = 6,01 \quad cm^2$$

$$As.min = 6,01 \quad cm^2$$

Armadura máxima

$$A_{s,max} = \gamma * \beta_1 * b_w * d * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005} \right) \quad (108)$$

donde:

$f'_c =$	25	MPa	$\epsilon_{cu} =$	0,003
$f_y =$	500	MPa	$E_s =$	200000 MPa
$b_w =$	130	cm	$\beta_1 =$	0,85
$d =$	16,5	cm		

Entonces: $As.max = 29.06 \quad cm^2$

Armadura por temperatura se dispondrá por 1 m de ancho

Donde: $b_w = 100 \quad cm$

$$As.min = 0,0018 b_w * t$$

$$As.min = 3,6 \quad cm^2$$

Armadura a usar:

Sección A-A	Nº barras	db (mm)	separación (cm)	Área (cm ²)	As (cm ²)	
longitudinal	8	10	20	6,28	5,36	OK
temperatura	8	8	12	4,02	3,6	OK

Diseño de la Sección C-C

Cálculo de la Armadura para momento positivo

Canto útil:	donde:	t =	20	cm
d =	t - cc - db1/2	cc =	3	cm
d =	16,4	db =	12	mm

Momento máximo

$$M_u = 1,45 \text{ KN m}$$

$$\varphi = 0,9$$

Armadura requerida:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b_w}} \quad (109) (110)$$

Resolviendo tenemos:

$$a = 0,124 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,68 \text{ cm}^2$$

Límites de armadura

Armadura mínima

En toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción, la armadura no deber ser menor a:

El mayor de:

$$A_{s, \text{Min}} = 5,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (112)$$

$$A_{s, \text{min}} = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} \quad (112)$$

$$A_{s, \text{min}} = 5,97 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s, \text{max}} = \gamma * \beta_1 * b_w * d * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005} \right) \quad (113)$$

donde:

f'c =	25	MPa	εcu =	0,003
fy =	500	MPa	Es =	200000 MPa
bw =	130	cm	β1 =	0,85
d =	16,4	cm		

Entonces: $A_{s, \text{max}} = 29,88 \text{ cm}^2$

Armadura por temperatura se dispondrá por 1 m de ancho

Donde: $b_w = 100$ cm

$$A_{s,min} = 0,0018 b_w \cdot t$$

$$A_{s,min} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Armadura a usar:

Sección C-C	Nº barras	db (mm)	separación (cm)	Área (cm ²)	As (cm ²)	
longitudinal	8	12	20	9,05	5,97	OK
temperatura	8	8	12	4,02	3,6	OK

Cálculo de la Armadura para momento negativo

Canto útil: donde: $t = 20$ cm

$d = t - cc - db/2$ $cc = 3$ cm

$d = 16,5$ cm $db = 10$ mm

Momento máximo

$$M_u = -11,29 \text{ KN m}$$

$$\phi = 0,9$$

Armadura requerida:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi \cdot 0,85 f'_c b_w}} \quad (114) (115)$$

Resolviendo tenemos: $a = 0,247$ cm

$$A_s = 1,36 \text{ cm}^2$$

Límites de armadura

Armadura mínima

En toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción, la armadura no deber ser menor a:

El mayor de:

$$A_{s,Min} = 5,36 \text{ cm}^2 \quad A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (117)$$

$$A_{s,min} = 6,01 \text{ cm}^2 \quad A_{s,min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} \quad (117)$$

$$A_{s,min} = 6,01 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s,max} = \gamma * \beta_1 * bw * d * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005} \right) \quad (118)$$

donde:

$f'_c =$	25	MPa	$\epsilon_{cu} =$	0,003
$f_y =$	500	MPa	$E_s =$	200000 MPa
$bw =$	130	cm	$\beta_1 =$	0,85
$d =$	16,5	cm		

Entonces: $A_{s,max} = 29,06 \text{ cm}^2$

Armadura por temperatura se dispondrá por 1 m de ancho

Donde: $bw = 100 \text{ cm}$

$$A_{s,min} = 0,0018 bw * t$$

$$A_{s,min} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Armadura a usar:

Sección C-C	Nº barras	db (mm)	separación (cm)	Área (cm ²)	As (cm ²)	
longitudinal	8	10	20	6,28	5,36	OK
temperatura	8	8	12	4,02	3,6	OK

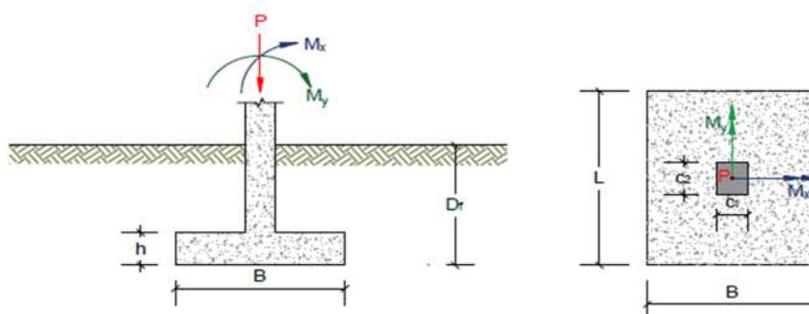
Tabla 16: Comparación de armadura calculo manual vs software

Tramo	Tipo de As	Calculo manual	Calculo software
A - A	Superior	8 Ø 10 mm	8 Ø 10 mm
	Inferior	8 Ø 12 mm	8 Ø 12 mm
C - C	Superior	8 Ø 10 mm	8 Ø 10 mm
	Inferior	8 Ø 12 mm	8 Ø 12 mm

Fuente 41: Elaboración propia

3.6.3 Fundaciones

Diseño de Zapatas Aisladas



Datos para el diseño

$q_a =$	1,05	kg/cm ²	
$q_a =$	0,105	MPa	Esfuerzo admisible del suelo
$f'c =$	25	MPa	Resistencia a compresión del hormigón
$f_y =$	500	MPa	Esfuerzo de fluencia del acero
$D_f =$	2	m	Altura de desplante
$\gamma_h =$	2400	Kg/m ³	
$\gamma_h =$	24	KN/m ³	Peso específico del H ^o A
$\gamma =$	1900	Kg/m ³	
$\gamma =$	19	KN/m ³	Peso específico del suelo

Dimensiones de la columna

$c_1 =$	30	cm
$c_2 =$	30	cm

Carga de servicio

$P_{pp} =$	215,21	$P_{D+L} =$	469,93	KN
$P_{cm} =$	151,17			
$P_L =$	103,55	$P_{1,2D+1,6L} =$	605,336	KN

Cargas en estado limite ultimo

$P_u =$	605,336	KN
$M_{ux} =$	-6,89	KN m
$M_{uy} =$	-0,04	KN m
$V_{ux} =$	221,22	KN
$V_{uy} =$	229,75	KN

Dimensionamiento en planta de la zapata

El esfuerzo admisible q_a del suelo se usa para soportar la zapata misma y el relleno de suelo encima de ella. El esfuerzo del suelo restante disponible para soportar las cargas de la columna se llama q_e , es decir el esfuerzo efectivo del suelo.

Cálculo del esfuerzo efectivo del suelo:

tentativamente se asume:

$$h = 30 \text{ cm} \quad q_e = q_a - h \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ} - (D_f - h) \cdot \gamma \quad (119)$$

Entonces:

$$q_e = 0,066 \text{ MPa}$$

El área requerida de la zapata es:

$$A = 92417,71 \text{ cm}^2 \quad A = \frac{P}{q_e} \quad (120)$$

Para una zapata cuadrada:

$$A = B * L \quad B = L$$

Para una zapata rectangular:

$$L = 2*B$$

Entonces:

Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial pura serian:

Zapata cuadrada			Zapata rectangular		
L =	304,00	cm	B =	214,96	cm
L =	285	cm	B =	110	cm
B =	285	cm	L =	220	cm

El efecto del momento produce una presión de suelo que varía linealmente y que se determina en cualquier punto con la siguiente expresión

$$q_i = \frac{P}{L B} \pm \frac{6 M_x}{L B^2} \pm \frac{6 M_y}{L^2 B} \leq q_e \quad (121)$$

Donde el esfuerzo máximo sería igual a:

$$q_{max} = \frac{P}{L B} + \frac{6 |M_x|}{L B^2} + \frac{6 |M_y|}{L^2 B} \leq q_e \quad (122)$$

donde:

P =	469,93	KN	B =	285	cm
A =	81225	cm ²	L =	285	cm
Mx =	6,89	KN m	My =	0,04	KN m

q max (MPa)	<	qe (MPa)
0,0597	OK	0,066

Diagrama de reacciones del suelo de cimentación bajo cargas ultimas:

Las sollicitaciones ultimas son:

$$P_u = 605,336 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = -6,89 \text{ KN m}$$

$$M_{uy} = -0,04 \text{ KN m}$$

Esfuerzo último del suelo

$$q_{ultima} = q_e \frac{1,2 D + 1,6 L}{D + L} \quad (123)$$

$$q_{ultima} = 0,084 \text{ MPa}$$

La carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:

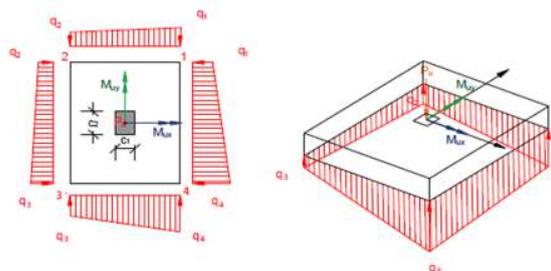
$$q_1 = \frac{1}{A} \left[P_u + \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} + \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_1 = 0,073 \text{ MPa}$$

$$q_2 = \frac{1}{A} \left[P_u - \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} + \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_2 = 0,076 \text{ MPa}$$

$$q_3 = \frac{1}{A} \left[P_u - \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} - \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_3 = 0,076 \text{ MPa}$$

$$q_4 = \frac{1}{A} \left[P_u + \frac{6 \cdot M_{ux}}{L} - \frac{6 \cdot M_{uy}}{B} \right] \quad q_4 = 0,073 \text{ MPa}$$

qn (MPa)	<	q ult (MPa)
0,073	OK	0,084
0,076	OK	0,084
0,076	OK	0,084
0,073	OK	0,084



Las dimensiones de la zapata son:

$$B = 285 \text{ cm}$$

$$L = 285 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad \text{Se debe verificar el canto por cortante}$$

Altura útil de la zapata

Dirección X

$$d = h - cc - db1/2$$

$$d = 24,2 \quad \text{cm}$$

Donde:

$$cc = 5 \quad \text{cm}$$

$$db1 = 16 \quad \text{mm Refuerzo X}$$

Dirección Y

$$d = h - cc - db1 - db2/2$$

$$d = 22,6 \quad \text{cm}$$

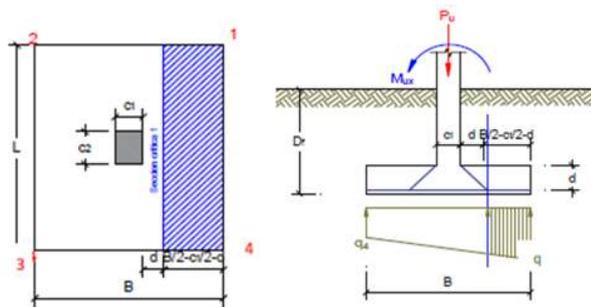
$$d = \text{No debe ser menor a 15 cm}$$

$$db2 = 16 \quad \text{mm Refuerzo Y}$$

Verificación del canto de la zapata "h"

Verificación por cortante en un sentido

Cortante en dirección X



La fuerza cortante que actúa en la dirección crítica es igual a:

$$\frac{q_1 - q_4}{B} = \frac{q' - q_4}{(B - x)} \longrightarrow q' = \left(\frac{q_1 - q_4}{B} \cdot (B - x) \right) + q_4 \quad (124)$$

Donde:

Entonces:

$$X = \frac{B}{2} - \frac{c1}{2} - d$$

$$X = 103,3 \quad \text{cm}$$

$$q' = 0,073 \quad \text{MPa}$$

$$V_{ux1} = 214,161 \quad \text{KN}$$

$$V_{ux1} = \frac{q_{nx \max} + q'}{2} * X * B \quad (125)$$

Resistencia a corte del hormigón en un sentido

$$V_c = 1149,50 \quad \text{KN}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (126)$$

Verificando la resistencia de diseño

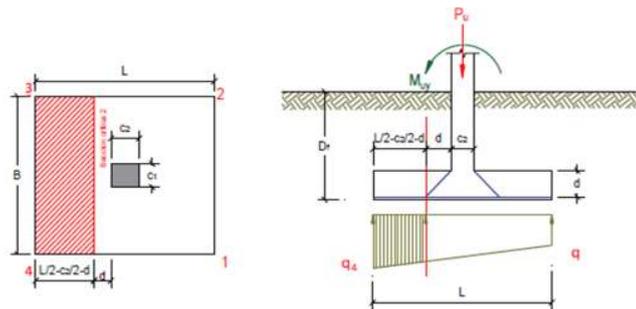
$\phi = 0,75$

$\phi V_c = 862,125 \text{ KN}$

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \tag{127}$$

Vux1 (KN)	≤	φ Vc (KN)
214,161	OK	862,125

Cortante en dirección Y



La fuerza cortante que actúa en la dirección crítica es igual a:

$$\frac{q_4 - q_3}{L} = \frac{q' - q_3}{(L - y)} \longrightarrow q' = \left(\frac{q_4 - q_3}{L} \cdot (L - y) \right) + q_3 \tag{128}$$

Donde:

entonces:

$$y = \frac{c_1}{2} - \frac{c_2}{2} - d \dots\dots\dots(3)$$

Y = 104,9 cm
q' = 0,074 MPa

Vuy1 = 224,802 KN $V_{ux1} = \frac{q_{ny \max} + q'}{2} * Y * L$ (129)

Resistencia a corte del hormigón en un sentido

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad V_c = 1073,50 \text{ KN}$$

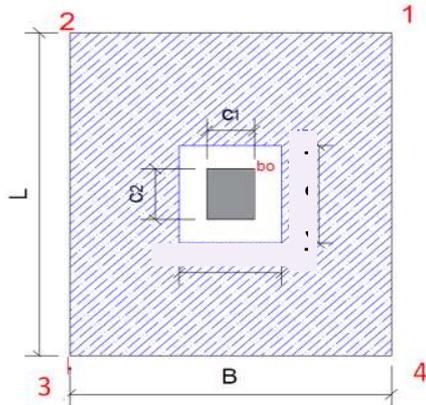
Verificando la resistencia de diseño

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \quad \phi = 0,75$$

$\phi V_c = 805,125 \text{ KN}$

Vux1 (KN)	≤	φ Vc (KN)
224,802	OK	805,125

Verificación del peralte por cortante en dos sentidos (Punzonamiento)



c1 = 30 cm
 c2 = 30 cm
 d = 24,2 cm

b1 = 54,2 cm
 b2 = 54,2 cm

Perímetro crítico:

bo = 216,8 cm

Área crítica:

Ao = 2937,64 cm²

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centroidal.

Cortante por punzonamiento

$$V_{u2} = \bar{q}_u \cdot (A - A_o) \tag{130}$$

Donde:

$$\bar{q}_u = \frac{P_u}{B \cdot L}$$

qu = 0,075 MPa

Vu2 = 583,44 KN

Resistencia de Diseño

Vn = Vc

Donde Vc se calcula con las siguientes expresiones

i. Ecuación 1

Siendo: $\beta = c1 / c2 = 1$

β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_o \cdot d$$

$\sqrt{f'_c} = 5,00 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$

Entonces:

Vc =	1311,64	KN
------	---------	----

ii. Ecuación 2

$$\begin{array}{ll}
 \alpha_s = 40 & \text{Interiores} \\
 \alpha_s = 30 & \text{En borde} \\
 \alpha_s = 20 & \text{En Esquina}
 \end{array}
 \quad
 V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot b_o \cdot d \quad (131)$$

Siendo:

Los términos “columnas interiores”, “columnas de borde”, o “columnas de esquina” en este requisito se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

$\alpha_s =$	40	Columna interior
$b_o =$	216,8 cm	Perímetro crítico
$d =$	24,2 cm	Altura Útil

Entonces:

$V_c =$	1413,28	KN
---------	---------	----

iii. Ecuación 3

Entonces:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d$$

$V_c =$	874,43	KN
---------	--------	----

Asumiendo el menor valor para V_c :

$V_c =$	874,43	KN
---------	--------	----

Verificando la resistencia de diseño

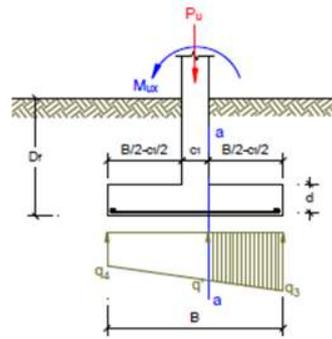
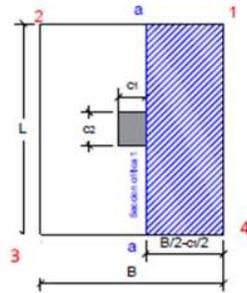
$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

V_{u2} (KN)	\leq	ϕV_c (KN)
583,44	OK	655,82

Diseño del acero longitudinal

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna

Diseño a flexión en la dirección X



$q_1 =$	0,073	MPa
$q_4 =$	0,073	MPa
$B =$	285	cm
$L =$	285	cm
$c_1 =$	30	cm
$d =$	24,2	cm
$cc =$	5	cm

$f'_c =$	25	MPa
$f_y =$	500	MPa
$E_c =$	25,279	MPa
$E_s =$	200000	MPa
$\epsilon_c =$	0,003	
$\beta_1 =$	0,85	

Entonces:

$$v = \frac{B - c_1}{2}$$

$v =$	127,5	cm
$q' =$	0,073	MPa

Momento en la sección a-a

$$M_{ux} = 168,52 \text{ KN m} \quad M_{ux} = (q' + 2 \cdot q_3) \cdot \frac{v^2}{6} \cdot L \quad (132)$$

$$\phi = 0,9$$

Cuantía mecánica

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot L \cdot d^2}} \right) \quad (133)$$

$$\rho = 0,00231$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \max \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y} \right) \quad \rho_{min} = 0,0025$$

$$\rho_{min} = 0,0028$$

Entonces:

$$\rho_{min} = 0,0028$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005} \right) \quad (134)$$

$$\rho_{max} = 0,0135$$

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,min} = 19,31 \text{ cm}^2$$

Refuerzo máximo

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad (135) \quad (136)$$

$$A_{s,max} = 101,93 \text{ cm}^2$$

Refuerzo de tracción

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (137)$$

As (cm2)	>	As.min (cm2)
15,91	USAR	19,31
	As.min	

Entonces:

$$A_s = 19,31 \text{ cm}^2$$

Elección del refuerzo real

Nº barras	db (mm)	Área (cm2)	> As (cm2)
12	16	24,13	OK

Con un espaciamiento de:

$$s = 23,25 \text{ cm}$$

$$s = \frac{L - 2r - (N^\circ \text{ de barras } d_b)}{N^\circ \text{ de barras } - 1}$$

adoptar:

$$s = 24 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Separación mínima:

$$s_{min} \geq db \quad 1,6 \text{ cm} \quad D = \text{diámetro nominal del}$$

$$s_{min} \geq 1,33 D \quad 1,99 \text{ cm} \quad \text{agregado grueso en cm}$$

$$s_{min} \geq 2,5 \text{ cm} \quad D = 1,5$$

Cálculo de la longitud de anclaje de la zapata

$$l_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left[\frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] \cdot d_b \quad (138)$$

Ld = 46,08 cm

Donde:

$\Psi_t =$	1	Zona de buena Adherencia	ACI 25.4.2.2
$\Psi_e =$	1	Para armadura sin revestir	
$\Psi_s =$	0,8	Factor por diámetro	
$\lambda =$	1	Para hormigón de peso normal	
$f'_c =$	25	MPa	
$f_y =$	500	MPa	
$K_{tr} =$	0	Índice de refuerzo transversal	

$(c_b+k_{tr})/d_b =$ cuando el recubrimiento es mayor a $2d_b$ y el espaciamiento no menor a $4d_b$

$$2d_b = 3,2 \text{ cm} < c_c \quad \text{OK}$$

$$4d_b = 6,4 \text{ cm} < s \quad \text{OK}$$

$$(c_b+k_{tr})/d_b = 2,5$$

La longitud de anclaje o el largo de desarrollo en la dirección X debe ser menor al ancho del vuelo de la zapata:

Ld (cm)	<	v - cc (cm)
46,08	OK	122,5

Resistencia de diseño

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \quad (139) (140)$$

Donde:

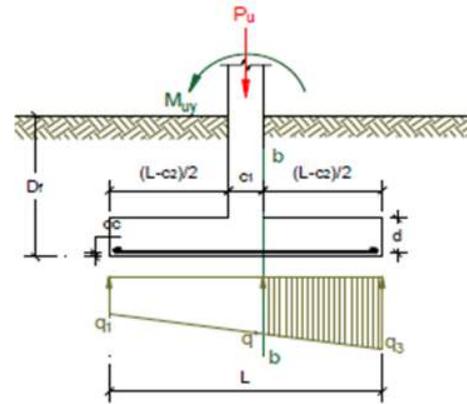
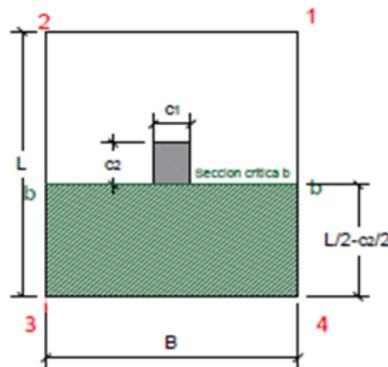
$A_s =$	24,13	cm ²	$M_n =$	279,93	KN m
$a =$	1,99	cm	$\phi =$	0,9	

Verificación:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

Mu (KN m)	≤	φ Mn (KN m)
168,52	OK	251,93

Diseño a flexión en la dirección Y



q4 =	0,073	MPa
q3 =	0,076	MPa
B =	285	cm
L =	285	cm
c2 =	30	cm
d =	22,6	cm
cc =	5	cm

f'c =	25	MPa
fy =	500	MPa
Ec =	25,279	MPa
Es =	200000	MPa
εc =	0,003	
β 1 =	0,85	

Entonces:

$$v = \frac{B - c_1}{2}$$

$$q' = (q_3 - q_4) \frac{(L - v)}{L} + q_4$$

v =	127,5	cm
q' =	0,075	MPa

Momento en la sección a-a

$$M_{uy} = (q' + 2 * q_3) * \frac{v^2}{6} * B$$

Muy =	175,57	KN m
φ =	0,9	

Cuantía mecánica

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot L \cdot d^2}} \right) \quad (141)$$

ρ =	0,00277
-----	---------

Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y}; \frac{1,4}{f_y}\right)$$

$\rho \text{ min} = 0,0025$
 $\rho \text{ min} = 0,0028$

Entonces: $\rho \text{ min} = 0,0028$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = \gamma * \beta 1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0,005}\right) \quad (142)$$

$\rho \text{ max} = 0,0135$

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

As.min = 18,0348 cm²

Refuerzo máximo

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad (143) (144)$$

As.max = 95,19 cm²

Refuerzo de tracción

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (145)$$

As (cm ²)	>	As.min (cm ²)
		USAR
17,84		As.min 18,03

Entonces:

As = 18,03 cm²

Elección del refuerzo real

N° barras	db (mm)	Área (cm ²)	> As (cm ²)
12	16	24,13	OK

Con un espaciamiento de:

s = 23,25 cm

$$s = \frac{L - 2r - (N^\circ \text{ de barras } d_b)}{N^\circ \text{ de barras } - 1}$$

adoptar:

s = 24 cm OK

Separación mínima:	s.min \geq db	1,6 cm	D = diámetro nominal del
	s.min \geq 1,33 D	1,99 cm	agregado grueso en cm
	s.min \geq	2,5 cm	D = 1,5

Cálculo de la longitud de anclaje de la zapata

$$l_d = \frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \left[\frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] \cdot d_b \quad (146)$$

Ld = 46,08 cm

Donde:

$\Psi_t =$	1	Zona de buena Adherencia	ACI
$\Psi_e =$	1	Para armadura sin revestir	25.4.2.2
$\Psi_s =$	0,8	Factor por diámetro	
$\lambda =$	1	Para hormigón de peso normal	
$f'_c =$	25	MPa	
$f_y =$	500	MPa	
$K_{tr} =$	0	Índice de refuerzo transversal	

$(c_b + k_{tr})/d_b =$ cuando el recubrimiento es mayor a 2db y el espaciamiento no menor a 4db

$$2d_b = 3,2 \text{ cm} < c_c \quad \text{OK}$$

$$4d_b = 6,4 \text{ cm} < s \quad \text{OK}$$

$$(c_b + k_{tr})/d_b = 2,5$$

La longitud de anclaje o el largo de desarrollo en la dirección X debe ser menor al ancho del vuelo de la zapata:

Ld (cm)	<	v - cc (cm)
46,08	OK	122,5

Resistencia de diseño

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \quad (147) (148)$$

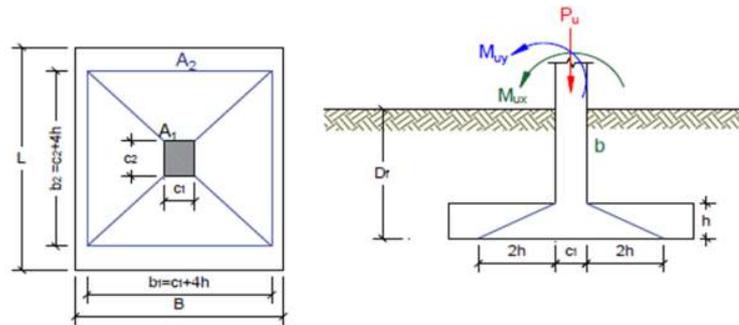
Donde:

$A_s =$	24,13	cm ²	$M_n =$	260,62	KN m
$a =$	1,99	cm	$\phi =$	0,9	

Verificación:

$M_u \leq \phi \cdot M_n$	Mu (KN m)	\leq	ϕM_n (KN m)
	175,57	OK	234,56

Diseño de la transferencia de carga de la columna a la zapata



Transferencia de carga axial

Dimensiones de la columna:

c1 =	30	cm
c2 =	30	cm
A1 =	900	cm ²

f'c =	25	MPa
fy =	500	MPa

Dimensiones de la zapata:

B =	285	cm
L =	285	cm
h =	30	cm

$$A_2 = 22500 \text{ cm}^2 \quad A_2 = (c_1 + 4 \cdot h)(c_2 + 4 \cdot h) \quad (149)$$

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

5 \leq 2 Entonces usar: 2

a) Resistencia nominal al aplastamiento del hormigón de la columna

$$P_{nb} = 1912,5 \text{ KN} \quad P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \quad (150)$$

Verificación de la resistencia de diseño por aplastamiento

$$P_u \leq \phi \cdot P_{nb} \quad \text{Donde: } P_u = 605,336 \text{ KN} \\ \phi = 0,65$$

Pu (KN)	<	ϕ Pnb
605,336	OK	1243,125

b) Resistencia al aplastamiento del hormigón de la zapata

$$P_{nb} = 3825 \quad \text{KN} \quad P_{nb} = (0,85 \cdot f'_c \cdot A_1) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (151)$$

Verificación de la resistencia de diseño por aplastamiento

Pu (KN)	<	ϕ Pnb
605,336	OK	2486,25

c) Transferencia de fuerzas horizontales

Se aplica el método de diseño de corte por fricción del artículo 11.7 de la NB 1225001-1

$$V_n \leq \begin{cases} 0,2 \cdot f'_c \cdot A_c = & 450 \text{ KN} \\ 5,5 \cdot A_c = & \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Se asume el mayor:} \\ V_n = & 495 \text{ KN} \end{array}$$

Verificación de la máxima transmisión de corte permitida

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \text{Donde:} \quad \begin{array}{l} V_u = & 229,75 \text{ KN} \\ \phi = & 0,75 \end{array}$$

Vu (KN)	<	ϕ Vn (KN)
229,75	OK	371,25

Tabla 17: Comparativa de armadura calculo manual vs software

Tipo de armadura	Calculo manual	Calculo software
En sentido X	12 Ø 16 mm c/24 cm	19 Ø 12 mm c/15 cm
En sentido Y	12 Ø 16 mm c/24 cm	19 Ø 12 mm c/15 cm

Fuente 42: Elaboración propia

3.7 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

A continuación, se indica las especificaciones técnicas, cómputos métricos y costo total de la obra:

3.7.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipos, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto.

Las especificaciones técnicas para cada ítem se encuentran en el anexo 4.

3.7.2 Cómputos métricos

Los cómputos métricos serán realizados para cada ítem, contemplando la medición de: longitudes, áreas y volumen. Para más detalle de los cómputos métricos se pueden observar en el anexo 6 de este proyecto. En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cómputos métricos del diseño estructural.

Tabla 18:Resumen cómputos métricos

PROYECTO: DISEÑOS ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD EDUCATIVA LUIS DE FUENTES - PAMPA REDONDA			
N° ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	INSTALACION DE FAENAS	Glb	1,00
2	LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	867,28
3	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	867,28
4	EXCAVACION 0 - 2 m CON MAQUINARIA	m3	1231,64
5	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	184,26
6	ZAPATAS DE H°A°	m3	154,24
7	COLUMNAS DE H°A°	m3	59,93
8	RELLENO Y COMPACTADO CON MAQUINA	m3	1047,39
9	VIGAS DE H°A°	m3	151,64
10	LOSA CASETONADA O NERVADA e = 25 cm	m2	561,73
11	LOSA DE VIGUETAS IN SITU	m2	1234,63
12	ESCALERA DE H°A°	m3	4,97
13	RAMPA DE H°A°	m3	3,19
14	JUNTA DE DILATACION	m	25,00
15	ACERO ESTRUCTURAL Fy = 500 MPa	Kg	40686,00

Fuente 43: Elaboración propia

3.7.3 Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitarios se realizó para cada ítem, y comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 66% de la mano de obra, herramientas menores el 5% de la mano de obra, IVA 14.94%; gastos generales 10%, impuestos a las transnacionales 3.09% y utilidades el 7%.

A continuación, se muestra el cálculo realizado para las cargas sociales:

3.7.3.1 Cálculo de cargas sociales

Se calculo las cargas sociales mediante la "Resolución Ministerial N°477 de 23 de septiembre de 2004"

El cual aprueba dentro del marco legal de las contrataciones realizadas en aplicación del D.S. N°27328, el contenido mínimo, formato y parámetros de cálculo para la incidencia de cargas sociales en el sector de la construcción que deben estar insertos en los formatos de pliegos de condiciones, de acuerdo al anexo "A" del presente Resolución Ministerial.

A. Incidencia de la inactividad

Tabla 19: Incidencia de Inactividad

Descripción	Días/Año Sin Producir	Jornadas/Año Cancelado
Domingos	52	52
Feridos legales	10	10
Enfermedad	3	3
Ausencias Justificadas	2	2
Ausencias Injustificadas	3	0
Lluvias y otros	8	8
Días de la Construcción	1	1
Vacación	10	0
Total	89	76

Fuente 44: Elaboración propia

Días efectivos de trabajo: $365 - 89 = 276$

Jornales Abonados: $276 + 76 = 352$

Incidencia: $352 / 276 = 1,2754$

Teniendo como resultado una incidencia del 27,54%

B. Incidencia de los beneficios

Tabla 20: Incidencia de los beneficios

Descripción	Jornales/Año Cancelados
Aguinaldo	30
Indemnización anual	30
Vacación	0
Desahucio	0
Prima	0
Total	60

Fuente 45:Elaboración propia

Jornales abonados $365 + 60 = 425$

Incidencia $425 / 365 = 1,1644$

Teniendo como resultado una incidencia del 16,44%

C. Incidencia por Subsidios

Tabla 21: Incidencia por subsidios

Descripción	S.M.N.	Duración por Mes	Porcentaje Obreros	Bs. Anual Obrero
Prenatalidad	2500	5	3%	375
Natalidad	2500	1	3%	75
Lactancia	2500	12	3%	900
Sepelio	2500	1	1%	25
Maternidad	1863	3	0,5%	27,945
Total				1402,945

Mano de Obra	Bs. Salario Dia	Bs. Salario Mes	Porcentaje Obreros	Salario Ponderado
Peón	30	900	20%	180
Ayudante	50	1500	30%	450
Albañil 2da	80	2400	15%	360
Albañil 1ra	100	3000	30%	900
Especialista	120	3600	5%	180
Total		11400	100%	2070

Fuente 46: Elaboración propia

Incidencia por Subsidio $5,65\%$

D. Aportes a Entidades**Tabla 22:** Incidencia a entidades

Descripción	Patronal
Cajas de salud	10,00%
Infocal	1,00%
Provivienda	2,00%
Seguro largo plazo	1,71%
Total	14,71%

Fuente 47: Elaboración propia

E. Incidencia por antigüedad**Tabla 23:** Incidencia por antigüedad

Descripción	Porcentaje
Porcentaje sobre 3 salarios mínimos nacionales (4 años)	5,00%
Salario mínimo	2500
Porcentaje de obreros beneficiados	4,00%
monto anual Bs./Obrero	180

Fuente 48: Elaboración propia

Incidencia por antigüedad 0,72%

F. Seguridad Industrial e Higiene

Tabla 24: Incidencia por seguridad e higiene

Descripción	Uso Anual/ Obrero	Precio Unitario	Precio Total Obrero
Botas de Goma	20,00%	80,00	16,00
Guantes de Cuero	200,00%	15,00	30,00
Cascos	100,00%	40,00	40,00
Botiquín	1,00%	110,00	1,10
Guantes de Goma	10,00%	10,00	1,00
Botines de Seguridad	100,00%	150,00	150,00
Overol	100,00%	70,00	70,00
Protector Auditivos	30,00%	10,00	3,00
Cinturones de Seguridad	5,00%	440,00	22,00
Respiradores	5,00%	230,00	11,50
Antiparras	20,00%	20,00	4,00
Total			348,60

Fuente 49: Elaboración propia

Incidenias por Seguridad Industrial e Higiene :1,40%

Resumen de incidencias por Cargas Sociales

Tabla 25: Resumen de incidencias para cargas sociales

Descripción	Porcentaje
Incidencia por Inactividad	27,54%
Incidencia por Beneficios	16,44%
Incidencia por Subsidios	5,65%
Incidencia por Aportes	14,71%
Incidencia por Antigüedad	0,72%
Incidenias por Seguridad Industrial	1,40%
Total	66,46%

Fuente 50: Elaboración propia

Porcentaje Asumido de Cargas Sociales: 66,00%

Para el análisis de precios unitarios, se utilizó el programa PRESCOM las planillas cuentan con cada ítem del proyecto los cuales se mostrarán en el anexo 5.

3.7.3.2 Validación e interpretación de análisis de precios unitarios

A continuación, se muestra los resultados del análisis de precios unitarios de cada ítem contemplando el precio por metro, metro cuadrado o metro cubico dependiendo de cada ítem.

Tabla 26: Resumen Análisis de precios unitarios

No	Descripción	Unidad	Unitario
1	Instalación de faenas	Glb	10.033,50
2	Limpieza y desbroce	m2	3,35
3	Trazado y replanteo	m2	10,75
4	Excavación 0 - 2 m con maquinaria	m3	61,66
5	Acarreo de material excedente	m3	27,65
6	Zapatas de h° a°	m3	3.915,45
7	Columnas de h° a°	m3	6.951,52
8	Relleno y compactado con maquina	m3	83,25
9	Viga de h° a°	m3	6.628,26
10	Losa casetonada o nervada e = 25 cm	m2	1.620,21
11	Junta de dilatación	m	388,97
12	Losa de viguetas in situ	m2	1.223,75
13	Escalera de h°a°	m3	6.026,61
14	Rampa de h°a°	m3	7.027,48
15	Acero estructural Fy = 500 MPa	Kg	8,89

Fuente 51: Elaboración propia

3.7.4 Presupuesto

El presupuesto total de la obra tiene un monto de 5.065.292,02 Bs (Cinco Millón(es) Sesenta y Cinco Mil Doscientos Noventa y Dos con 02/100 Bolivianos), equivalente a 728.232,54 \$us, con un cambio de moneda de 6.96 Bs. para más detalle del presupuesto total ver anexo 7.

3.7.5 Cronograma de ejecución

Para la ejecución de la obra se realizó un análisis de la ruta crítica mediante el diagrama de GANTT, obteniéndose un tiempo mínimo para la construcción del proyecto de 232 días calendario, el cronograma se encuentra en el anexo 8.

CAPITULO IV

CAPITULO IV

APORTE ACADÉMICO

“COMPARACIÓN ENTRE ZAPATA AISLADA Y LOSA DE FUNDACION EN EL ASPECTO TÉCNICO Y ECONÓMICO”

4.1 Marco conceptual

La losa de fundación es una placa de concreto que sirve de soporte a toda una estructura y que salvo en condiciones de suelos de extrema dificultad, se apoya directamente sobre el suelo, por lo que sus dimensiones en planta son relativamente grandes. Una regla practica muy difundida en las literaturas de las fundaciones indica que, si las fundaciones aisladas ocupan más de 50% del área en planta de la edificación, la utilización de una losa de fundación resulta más económica. La losa de fundación, a diferencia de una fundación por zapatas, no se limita a transmitir la carga de una de las columnas en cada zona del terreno por separado, sino que logra un funcionamiento conjunto de todas las zonas de cimentación compensando las deformaciones que se producen en las zonas donde las cargas son mayores con las de zonas menos cargadas, por lo tanto puede resultar adecuada para cimentar en suelos en los que exista una zona de terreno más blanda que el resto, puesto que el conjunto de la estructura colabora para reducir la deformación de la losa en la parte que se apoya en la zona más blanda.(Hernández, 2015)

4.2 Marco teórico o alcance del aporte

La cimentación es el elemento estructural encargado de transmitir una carga al suelo o roca donde se encuentre la estructura. Esta parte de la estructura comúnmente está por debajo del nivel del terreno y transmite la carga directamente a un estrato resistente.

Una losa de cimentación es un elemento que se acostumbra que sea rígido, abarcando toda el área de la estructura y soportando las cargas transmitidas por las columnas y los muros. Estas son comunes en suelos con baja capacidad de soporte o cuando se requiere restringir los asentamientos diferenciales. La rigidez de la losa es proporcionada por el conjunto de vigas y losas. Entre los tipos más comunes de losas para fundación se tienen:

- La placa plana, losa con espesor uniforme.
- La placa plana con mayor espesor bajo las columnas.

La losa de fundación es simplemente una losa de piso sobre nervaduras, únicamente que la carga empleada es la reacción del suelo ante todos aquellos pesos gravitacionales mayorados más el efecto del sismo por el edificio. Además, la disposición del acero de refuerzo debe de invertirse a la habitual, el superior por el inferior y viceversa. (Solano Esquivel, 2005)

4.3 Justificación de método convencional rígido o flexible

Para conocer que método usar se debe hacer un análisis del factor λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3 * K_s}{E_s * T^3}} \quad (152)$$

Donde:

K_s = Es el módulo de balasto

T = Espesor de la losa de fundación

E_s = Módulo de elasticidad del hormigón

L = Longitud mayor de las franjas divididas en la losa

Si:

Se usa el método rígido
$$L \leq \frac{1.75}{\lambda} \quad (155)$$

Se usa el método flexible
$$L \geq \frac{1.75}{\lambda} \quad (153)$$

Entonces tenemos que:

$$E_s = 23500 \text{ MPa} = 239,633.31 \text{ Kg/cm}^2 =$$

$$L = 14.27 \text{ m}$$

$$K_s \left(\frac{t}{m^3} \right) = 40 * N * \frac{1}{B} * \left(1 + \frac{B}{2L} \right) \quad (154)$$

$$K_s \left(\frac{t}{m^3} \right) = 40 * 11 * \frac{1}{9.07} * \left(1 + \frac{9.07}{2 * 14.27} \right) = 58.12 \frac{t}{m^3} = 0.058 \frac{Kg}{cm^3}$$

Donde: “N” es el número de golpes del SPT (10 golpes), “B” es el ancho de cimentación (9.07 m) y “L” es la longitud de la cimentación (14.27 m)

Entonces $K_s = 0.058 \text{ Kg/cm}^3$

Determinación del canto de la losa “d”

Para determinar el canto se tomará la sección crítica para el cortante por tensión diagonal que estará soportada en la columna C22 que soporta una carga de 820.6 KN

$$b_0 = \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + (0.5 + d) = 1.5 + 2d \quad (155)$$

$$U = (b_0 d) * [(\emptyset)(0.34)\sqrt{fc'}] \quad (156)$$

$$U = (2,64)(820,60) = 2166.38 \text{ KN} = 2.17 \text{ MN}$$

$$2,17 = (1.5 + 2d)(d)(0.85 * 0.34 * \sqrt{25})$$

$$(1.5 + 2d)(d) = 1,50 ; d = 0.57 \text{ m}$$

Suponiendo un recubrimiento de 7.5 cm sobre el refuerzo de acero y también suponiendo que las varillas de acero que se utilizaran son de 25 mm de diámetro, el espesor total de la losa será de:

$$T = 0.57 \text{ m} + 0.075 + 0.025 = 0.67 \text{ m} \approx \mathbf{0.7 \text{ m}}$$

Una vez teniendo todos los datos de obtiene el factor λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3 * K_s}{E_s * T^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 * 0.058 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}}{239,633.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (70 \text{ cm})^3}}$$

$$\lambda = 0.00121 \text{ cm}$$

$$\frac{1.75}{\lambda} = \frac{1.75}{0.00121} = 1446.28 \text{ cm} = 14,46 \text{ m}$$

Por lo tanto:

Longitud mayor de la franja en la losa dirección X = $L_x = 14.27 \text{ m}$

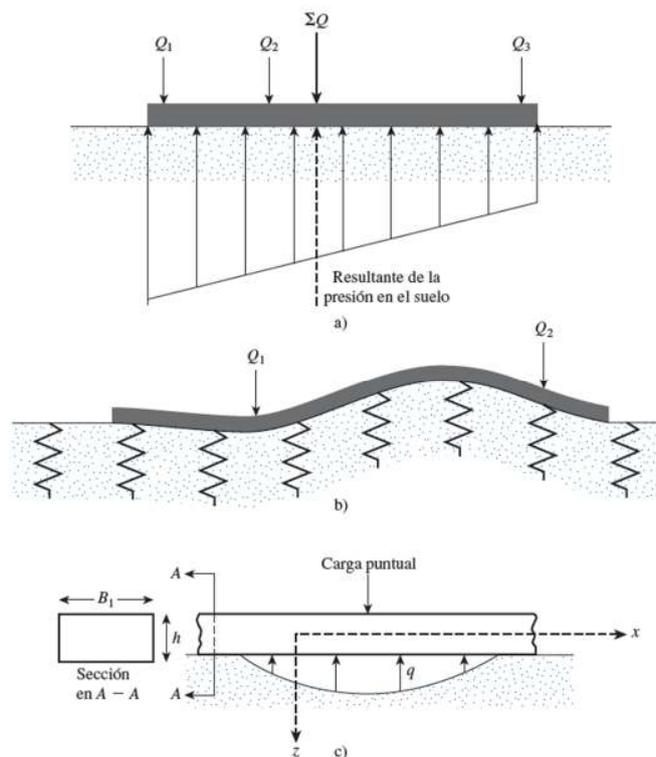
Longitud mayor de la franja en la losa dirección Y = $L_y = 9.07 \text{ m}$

$14.27 \text{ m} \leq 14.46 \text{ m}$ **Se debe usar el método rígido**

4.4 Método rígido convencional y método flexible aproximado

El método de diseño rígido convencional, la losa se supone que es infinitamente rígida. Además, la presión en el suelo está distribuida en una línea recta y el centroide de la presión en el suelo coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas. (Consulte la figura 18a). En el método de diseño flexible aproximado, el suelo se supone que es equivalente a un número infinito de resortes elásticos, como se muestra en la figura 18b. A esta suposición en ocasiones se le refiere como cimentación Winkler. A la constante elástica de estos resortes supuestos se le refiere como coeficiente de reacción de la subrasante, k . Para comprender los conceptos fundamentales detrás del diseño de cimentaciones flexibles, considere una viga de ancho B_1 con longitud infinita, como se muestra en la figura 18c. La viga se somete a una sola carga concentrada Q . De los principios de la mecánica de materiales.

Figura 25: a) Principios de diseño mediante el método rígido convencional; b) Principios del método flexible aproximado; c) Deducción de la ecuación para vigas sobre una cimentación elástica.



Fuente 52: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Ed_Braja M.Das

4.5 Producto – aporte

4.5.1 Diseño de losa de fundación

Para realizar el diseño de la losa de fundación se dividió el terreno en 6 bloques de los cuales solo se realizó el diseño de la losa con las columnas más cargadas. Por lo tanto, la comparativa con zapatas aisladas serán abarcadas por el número de columnas dentro del bloque de la losa de fundación.

Por otro lado, la comparativa del costo será del total de las zapatas vs el total de las losas de fundación.

Losa de fundación

Propiedades de los materiales:

Hormigón:

$f'c =$	25	MPa
$\gamma_h =$	2400	Kg/m ³
$\gamma_h =$	24,00	KN/m ³
$E_c =$	23500	MPa

Acero:

$f_y =$	500	MPa
$\gamma_h =$	78,500	KN/m ³
$E_s =$	200,00	GPa
$E_s =$	200000,00	MPa

Datos para el diseño

$q_a =$	1,05	kg/cm ²	
$q_a =$	0,105	MPa	Esfuerzo admisible del suelo
$D_f =$	2	m	Altura de desplante
$\gamma_h =$	2400	Kg/m ³	
$\gamma_h =$	24	KN/m ³	Peso específico del H ^o A
$\gamma_s =$	1900	Kg/m ³	
$\gamma_s =$	19	KN/m ³	Peso específico del suelo

Cálculo del esfuerzo neto del suelo

donde:

$$\begin{aligned} h &= 70 \text{ cm} \\ L &= 14,27 \text{ m} \\ B &= 9,07 \text{ m} \end{aligned} \quad q = \frac{Q}{A} \pm \frac{Myx}{Iy} \pm \frac{Mxy}{Ix} \quad (158)$$

Donde:

$A =$ Área de la losa = 129,4 m²

$I_x =$ Inercia en el sentido X = 2196,33 m⁴

$I_y =$ Inercia en el sentido Y = 887,29 m⁴

Carga total "Q"

Es la suma de todas las cargas de las columnas dentro de la losa de fundación

$$P_{us} = \sum P_{iu} \quad (157)$$

Cargas de servicio (D +L)			Estado de servicio ultimo (1,2D+1,6L)		
P1 =	152,77	KN	Pu1 =	218,24	KN
P2 =	218,18	KN	Pu2 =	311,69	KN
P3 =	105,04	KN	Pu3 =	150,05	KN
P4 =	132,82	KN	Pu4 =	189,74	KN
P13 =	186,47	KN	Pu13 =	266,38	KN
P14 =	200,30	KN	Pu14 =	286,14	KN
P19 =	196,58	KN	Pu19 =	280,83	KN
P20 =	433,05	KN	Pu20 =	618,64	KN
P21 =	367,25	KN	Pu21 =	524,64	KN
P22 =	574,42	KN	Pu22 =	820,6	KN
P31 =	15,06	KN	Pu31 =	21,51	KN
P32 =	60,81	KN	Pu32 =	86,87	KN
P33 =	50,64	KN	Pu33 =	72,35	KN
P34 =	45,26	KN	Pu34 =	64,66	KN
P35 =	69,12	KN	Pu35 =	98,75	KN
P36 =	60,75	KN	Pu36 =	86,78	KN
P37 =	57,39	KN	Pu37 =	81,98	KN
Ps =	2925,90	KN	Pus =	4179,85	KN

Entonces "Q" es igual a 4179,85 KN

Cálculo de My

$$My = Q * e_x \quad (159)$$

Donde:

Q = es la carga total sobre la losa

ex = excentricidad de las cargas en el eje X

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \quad (160)$$

Donde x' es igual a:

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} \quad (161)$$

$$x' = 7,07 \text{ m}$$

Entonces ex es igual a:

$$ex = -0,06 \text{ m}$$

De aquí, la línea de acción resultante se ubica a la izquierda del centro de la losa, por lo tanto,

$$My = -255,6 \text{ KN*m}$$

De manera similar calculamos Mx

$$Mx = Q * e_y \quad (162)$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2} \quad (163)$$

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} \tag{164}$$

$$y' = 5,17 \text{ m}$$

Entonces ey es igual a:

$$ey = 0,63 \text{ m}$$

La ubicación de la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas se muestra en la figura 19

$$M_x = 2636,35 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{Myx}{I_y} \pm \frac{Mxy}{I_x} = \frac{12767,24}{450,02} \pm \frac{246345,4x}{3278,46} \pm \frac{246601,95y}{868710,63}$$

$$q = 32,29 \pm 0,29x \pm 1,20y \text{ (KN}\cdot\text{m}^2)$$

Determinación del centroide de la losa

Centroide para losas de forma compuesta

L (m)	B (m)	A (m ²)	x (m)	y (m)	A*x	A*y
14,27	9,07	129,43	7,14	4,54	923,48	586,96
Sumatorias =		129,43			923,48	586,96

$$x = 7,14 \text{ m}$$

$$y = 4,54 \text{ m}$$

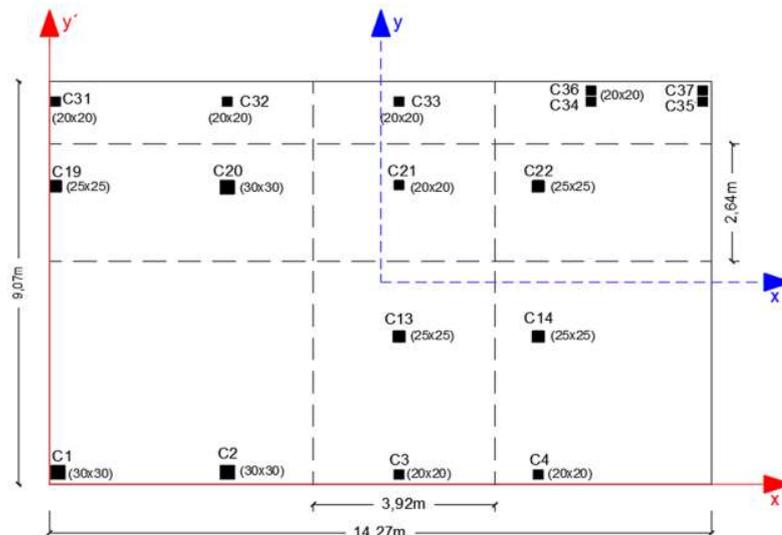
Inercia de losa

$$I_x \text{ (m}^4) = 2196,33$$

$$I_y \text{ (m}^4) = 887,29$$

$$I_x = \frac{B * L^3}{12} \quad I_y = \frac{L * B^3}{12} \tag{165}$$

Figura 26: Losa de cimentación diseñada



Fuente 53: Elaboración propia

Entonces tenemos que los esfuerzos por debajo de la columna los cuales solo tomaremos como referencia las columnas de los extremos y las criticas centrales como resumen tenemos los siguientes resultados:

Determinamos el esfuerzo para las franjas que requerimos

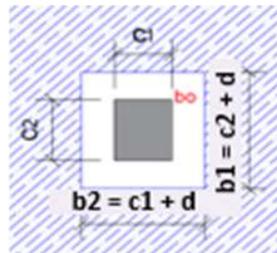
En C19:	x = -7,01	y = 2,19	q =	0,0369	MPa < qa = 0,105 MPa
En C22:	x = 3,40	y = 2,19	q =	0,0339	MPa < qa = 0,105 MPa
En C3:	x = 0,40	y = -4,32	q =	0,0270	MPa < qa = 0,105 MPa
En C33:	x = 0,40	y = 4,09	q =	0,0371	MPa < qa = 0,105 MPa

Verificación del peralte de la losa a partir del corte por punzonamiento

Se realizará en las columnas de mayor carga centrales, de borde y esquina

Para columna central

Columna	22	
c1 =	25	cm
c2 =	25	cm
Vu =	820,6	KN
d =	65,00	cm
b1 =	90,00	cm
b2 =	90,00	cm



Perímetro crítico:		Área crítica:	
bo =	360	cm	Ao = 8100 cm ²

Resistencia de Diseño

Vn = Vc

Donde Vc se calcula con las siguientes expresiones

i. Ecuación 1

Siendo: $\beta = c1 / c2 = 1$

β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_o \cdot d$$

$\sqrt{f'_c} = 5,00$ MPa $\leq 8,3$ MPa **OK**

Entonces:

Vc =	5850,00	KN
------	---------	----

ii. Ecuación 2

$\alpha_s = 40$ Interiores

$\alpha_s = 30$ En borde

$\alpha_s = 20$ En Esquina

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot b_o \cdot d \tag{166}$$

Siendo:

Los términos “columnas interiores”, “columnas de borde”, o “columnas de esquina” en este requisito se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

$\alpha_s =$	40		Columna interior
bo =	360	cm	Perímetro crítico
d =	65,00	cm	Altura Útil

Entonces:

$V_c =$	8991,67	KN
---------	---------	----

iii. Ecuación 3

Entonces:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d \tag{167}$$

$V_c =$	3900,00	KN
---------	---------	----

Asumiendo el menor valor para V_c :

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \tag{168}$$

$V_c =$	3900,00	KN
---------	---------	----

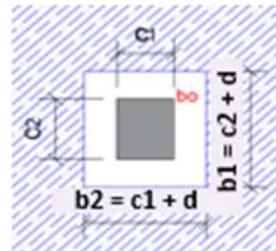
Verificando la resistencia de diseño

$$\phi = 0,75$$

V_u (KN)	\leq	ϕV_c (KN)
820,60	OK	2925,00

Para columna de borde

Columna	19	
$c_1 =$	30	cm
$c_2 =$	30	cm
$V_u =$	280,83	KN
$d =$	65,00	cm
$b_1 =$	62,50	cm
$b_2 =$	95,00	cm



Perímetro crítico:

$$b_o = 315 \text{ cm}$$

área crítica:

$$A_o = 5937,5 \text{ cm}^2$$

Resistencia de Diseño

$$V_n = V_c$$

Donde V_c se calcula con las siguientes expresiones

i. Ecuación 1

$$\text{Siendo: } \beta = c_1 / c_2 = 1$$

β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_o \cdot d$$

$$\sqrt{f'_c} = 5,00 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Entonces:

$V_c =$	5118,75	KN
---------	---------	----

ii. Ecuación 2

$\alpha_s = 40$ Interiores

$\alpha_s = 30$ En borde

$\alpha_s = 20$ En Esquina

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot b_o \cdot d \tag{169}$$

Siendo:

Los términos “columnas interiores”, “columnas de borde”, o “columnas de esquina” en este requisito se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

$\alpha_s =$	30		Columna de borde
$b_o =$	315	cm	Perímetro crítico
$d =$	65,00	cm	Util

Entonces:

$V_c =$	6987,50	KN
---------	---------	----

iii. Ecuación 3

Entonces:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d \quad (170)$$

$V_c =$	3412,50	KN
---------	---------	----

Asumiendo el menor valor para V_c :

$V_c =$	3412,50	KN
---------	---------	----

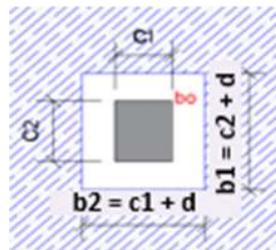
Verificando la resistencia de diseño $\phi = 0,75$

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

V_u (KN)	\leq	ϕV_c (KN)
280,83	OK	2559,38

Para columna de esquina

Columna	1	
$c_1 =$	30	cm
$c_2 =$	30	cm
$V_u =$	218,24	KN
$d =$	65,00	cm
$b_1 =$	62,50	cm
$b_2 =$	62,50	cm



Perímetro crítico:

$b_o = 250$ cm

área crítica:

$A_o = 3906,25$ cm²

Resistencia de Diseño

$V_n = V_c$

Donde V_c se calcula con las siguientes expresiones

i. Ecuación 1

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_o \cdot d$$

Siendo: $\beta = c_1 / c_2 = 1$
 β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción

$\sqrt{f'_c} = 5,00$ MPa $\leq 8,3$ MPa **OK**

Entonces:

$V_c =$	4062,50	KN
---------	---------	----

ii. Ecuación 2

$$\begin{array}{ll} \alpha_s = 40 & \text{Interiores} \\ \alpha_s = 30 & \text{En borde} \\ \alpha_s = 20 & \text{En Esquina} \end{array} \quad V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \cdot b_o \cdot d \quad (171)$$

Siendo:

Los términos “columnas interiores”, “columnas de borde”, o “columnas de esquina” en este

requisito se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

$\alpha_s =$	20		Columna de esquina
$b_o =$	250	cm	Perímetro crítico
$d =$	65,00	cm	Altura Útil

Entonces:

$V_c =$	4875,00	KN
---------	---------	----

iii. Ecuación 3

Entonces:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d \quad (172)$$

$V_c =$	2708,33	KN
---------	---------	----

Asumiendo el menor valor para V_c :

$V_c =$	2708,33	KN
---------	---------	----

Verificando la resistencia de diseño $\phi = 0,75$

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

V_u (KN)	\leq	ϕV_c (KN)
218,24	OK	2031,25

para seguir con el cálculo se divide la losa por franjas tanto en el sentido horizontal (X), como en el vertical (Y)

Donde el ancho de cualquier franja será "Bs" distancia entre columnas

Franja de diseño

En dirección X

columnas asociadas: 19-20-21-22

$B_s =$	2,64	m	ancho de franja distancia entre columnas
$L =$	14,27	m	Longitud de franja

Carga ultima de servicio

$P_{u19} =$	280,83	KN
$P_{u20} =$	618,64	KN
$P_{u21} =$	524,64	KN
$P_{u22} =$	820,60	KN
$P_{us} =$	2244,71	KN

$$P_{us} = \sum P_{iu} \quad (173)$$

Esfuerzos últimos por debajo de las columnas

$q = 32,29$	$-0,29x$	$+ 1,20y$	Donde:	X_i (m)	Y_i (m)
$qu_{19} =$	$0,03979$	MPa		$-7,14$	$4,53$
$qu_{20} =$	$0,037$	MPa		$-7,14$	$2,16$
$qu_{21} =$	$0,025$	MPa		$7,13$	$-4,54$
$qu_{22} =$	$0,025$	MPa		$7,13$	$-4,54$
$qu \text{ prom} =$	$0,032$	MPa			

Carga promedio ejercido por el suelo

$$Carga \text{ promedio} = \frac{q_{prom} B_1 B + (P_1 + P_2 + P_3 + \dots P_n)}{2} \quad (174)$$

Carga promedio = 1717,158 KN

Factor de modificación de la carga será:

$$F = \frac{Carga \text{ promedio}}{P_1 + P_2 + P_3 + \dots P_n} \quad (175)$$

$$F = 0,76$$

La modificación de cargas en las columnas será: FPun...

$$FPu_{19} = 214,83 \text{ KN}$$

$$FPu_{20} = 473,25 \text{ KN}$$

$$FPu_{21} = 401,34 \text{ KN}$$

$$FPu_{22} = 627,74 \text{ KN}$$

La presión promedio modificada del suelo será

$$q_{prom(modificado)} = q_{prom} \left(\frac{Carga \text{ promedio}}{q_{prom} * B_1 * L} \right) \quad (176)$$

$$q_{prom(modificado)} = 32 \frac{KN}{m^2} * \left(\frac{1243,757 \text{ KN}}{32 \frac{KN}{m^2} * 2,64 \text{ m} * 14,27 \text{ m}} \right)$$

$$q \text{ prom(mod)} = 45,58 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo de las cargas actuantes

$$Q \text{ prom} = q_{prom(mod)} * B$$

$$B = 2,64 \text{ m}$$

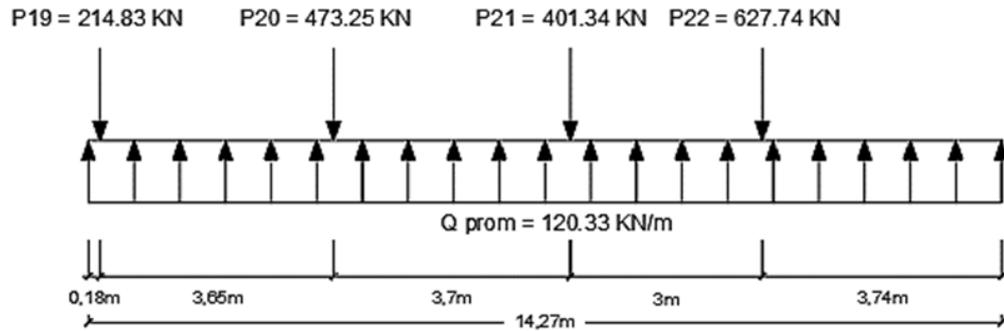
$$Q \text{ prom} = 120,33 \text{ KN/m}$$

Una vez equilibrado la franja de diseño se realiza los diagramas de Cortante y Momento

Para diagrama de cortante

$$\text{Longitud total} = 14,27 \text{ m}$$

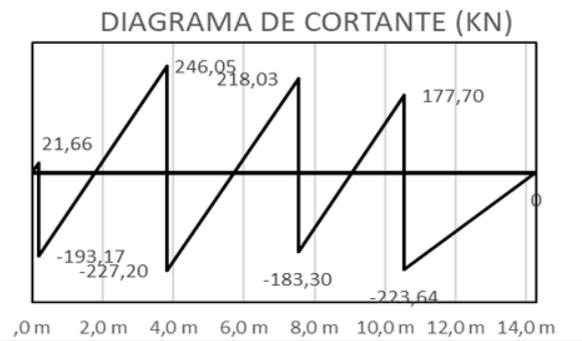
Figura 27: Distribución de cargas equilibradas en la franja X



Fuente 54: Elaboración propia

Distancia (m)	Cortante (KN)	
	(-)	(+)
0	0,00	0,00
0,18	-193,17	21,66
3,83	-227,20	246,05
7,53	-183,30	218,03
10,53	-223,64	177,70
14,27	0	0

Figura 28: Diagrama de cortante franja X

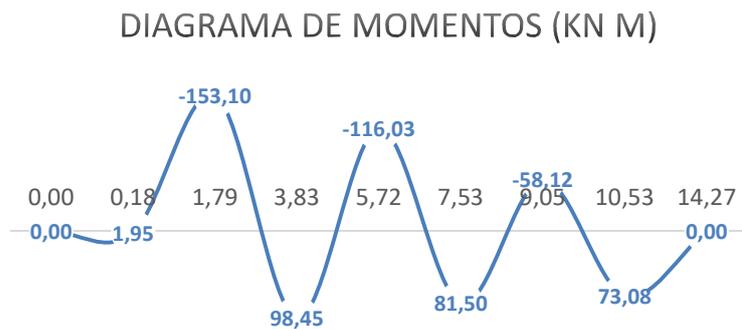


Fuente 55: Elaboración propia

Para diagrama de momentos

Distancia (m)	Momento (KN m)
0,00	0,00
0,18	1,95
1,79	-153,10
3,83	98,45
5,72	-116,03
7,53	81,50
9,05	-58,12
10,53	73,08
14,27	0,00

Figura 29: Diagrama de momento franja X



Fuente 56: Elaboración propia

Diseño por resistencia a Flexión

Se debe cumplir la siguiente relación:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad (177)$$

Armadura teórica necesaria

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi \cdot 0,85 f'_c b_w}} \quad (178) \quad (179)$$

Donde:

a =	Es el bloque de compresiones y se calcula con la siguiente formula		
$\phi =$	0,9		Factor de reducción de resistencia
$M_u =$	153,10	KN m	Para refuerzo superior
$M_u =$	98,45	KN m	Para refuerzo inferior
d =	65,00	cm	
H =	70,00	cm	
r =	5,00	cm	
$b_w =$	100,00	cm	Se realizará por 1m de ancho
$f'_c =$	25	MPa	

Entonces:

a =	1,24	cm	Para refuerzo superior
$A_s =$	5,28	cm ²	
a =	0,80	cm	Para refuerzo inferior
$A_s =$	3,39	cm ²	

Armadura mínima

el mayor de: $\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$ $A_{s.min} = 10,584 \text{ cm}^2$
 $0,0014 A_g$ $A_{s.min} = 9,8 \text{ cm}^2$
 $A_{s.min} = 10,58 \text{ cm}^2$

Armadura a usar y verificación a flexión

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) \quad (180)$$

	Diámetro (mm)	área (cm ²)	Nº barras	Separación (cm)	ϕM_n KN m	$M_u < \phi M_n$ OK
superior	12	11,310	10	9,00	324,04	OK
inferior	12	7,917	7	15,00	228,25	OK

En dirección Y

columnas asociadas: 3-13-21-33

Bs =	3,92	m	ancho de franja distancia entre columnas
L =	9,07	m	Longitud de franja

Carga ultima de servicio

$$P_{us} = \sum P_{iu} \quad (181)$$

$$\begin{aligned} P_{u3} &= 150,05 \quad \text{KN} \\ P_{u13} &= 266,38 \quad \text{KN} \\ P_{u21} &= 524,64 \quad \text{KN} \\ P_{u33} &= 72,35 \quad \text{KN} \\ P_{us} &= 1013,42 \quad \text{KN} \end{aligned}$$

Esfuerzos últimos por debajo de las columnas

$$q_i = \frac{P_{us}}{A} \pm \frac{P_s * e_x * x}{I_y} \pm \frac{P_s * e_y * y}{I_x} \quad (182)$$

			Donde:	Xi (m)	Yi (m)
qu3 =	0,040	MPa		-7,14	4,53
qu33 =	0,037	MPa		-7,14	2,16
qu21 =	0,025	MPa		7,13	-4,54
qu33 =	0,025	MPa		7,13	-4,54
qu prom =	0,034	MPa			

Carga promedio ejercido por el suelo

$$Carga\ promedio = \frac{q_{prom} B_1 B + (P_1 + P_2 + P_3 + \dots P_n)}{2} \quad (183)$$

$$Carga\ promedio = 1108,28 \quad \text{KN}$$

Factor de modificación de la carga será:

$$F = \frac{Carga\ promedio}{P_1 + P_2 + P_3 + \dots P_n} \quad (184)$$

$$F = 1,09$$

La modificación de cargas en las columnas será: FPun...

$$\begin{aligned} F_{Pu3} &= 164,10 \quad \text{KN} \\ F_{Pu13} &= 291,31 \quad \text{KN} \\ F_{Pu21} &= 573,75 \quad \text{KN} \\ F_{Pu33} &= 79,12 \quad \text{KN} \end{aligned}$$

La presión promedio modificada del suelo será

$$q_{prom(modificado)} = q_{prom} \left(\frac{Carga\ promedio}{q_{prom} * B_1 * L} \right) \quad (185)$$

$$q_{prom(modificado)} = 34 \frac{KN}{m^2} * \left(\frac{1108,28 \text{ KN}}{34 \frac{KN}{m^2} * 3,92 \text{ m} * 9,07 \text{ m}} \right)$$

$$q \text{ prom(mod)} = 31,17 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo de las cargas actuantes

$$Q \text{ prom} = q \text{ prom(mod)} * B$$

$$B = 3,92 \text{ m}$$

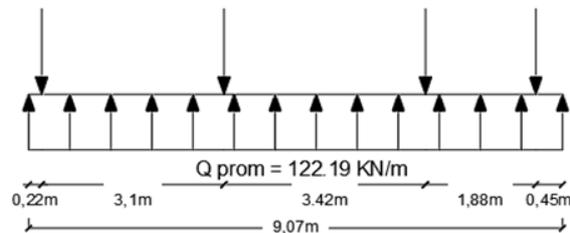
$$Q \text{ prom} = 122,19 \text{ KN/m}$$

Una vez equilibrado la franja de diseño se realiza los diagramas de Cortante y Momento

Para diagrama de cortante

Figura 30: Distribución de cargas equilibradas en franja Y

$$P3 = 164.10 \text{ KN} \quad P13 = 291.31 \text{ KN} \quad P21 = 573.75 \text{ KN} \quad P33 = 79.12 \text{ KN}$$

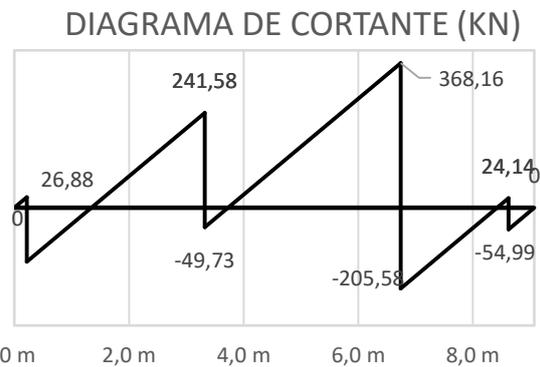


Fuente 57: Elaboración propia

$$\text{Longitud total} = 9,07 \text{ m}$$

Distancia (m)	Cortante (KN)	
	(-)	(+)
0	0,00	0,00
0,22	-137,21	26,88
3,32	-49,73	241,58
6,74	-205,58	368,16
8,62	-54,99	24,14
9,07	0	0

Figura 31: Diagrama de cortante franja Y

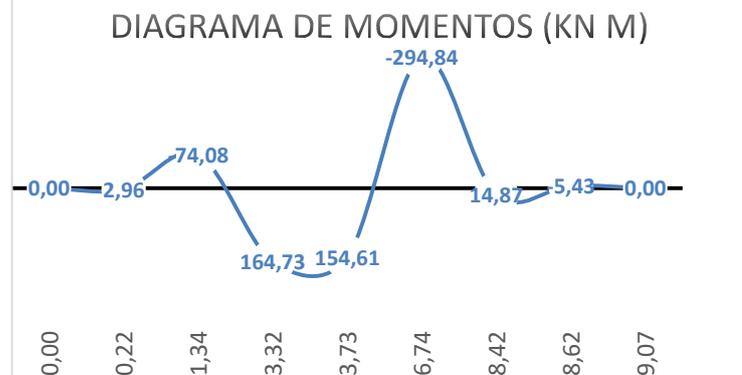


Fuente 58: Elaboración propia

Para diagrama de momentos

Distancia (m)	Momento (KN m)
0,00	0,00
0,22	2,96
1,34	-74,08
3,32	164,73
3,73	154,61
6,74	-294,84
8,42	14,87
8,62	-5,43
9,07	0,00

Figura 32: Diagrama de momentos franja Y



Fuente 59: Elaboración propia

Diseño por resistencia a Flexión

Se debe cumplir la siguiente relación:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad (186)$$

Armadura teórica necesaria

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi \cdot 0.85 f'_c b_w}} \quad (187) (188)$$

Donde:

a =	Es el bloque de compresiones y se calcula con la siguiente formula		
$\phi =$	0,9		Factor de reducción de resistencia
Mu =	294,84	KN m	Para refuerzo superior
Mu =	164,73	KN m	Para refuerzo inferior
d =	65,00	cm	
H =	70,00	cm	
r =	5,00	cm	
bw = Bs =	100,00	cm	
f'c =	25	MPa	

Entonces:

a =	2,42	cm	Para refuerzo superior
As =	10,27	cm ²	
a =	1,34	cm	Para refuerzo inferior
As =	5,69	cm ²	

Armadura mínima

el mayor de:	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$	As.min =	10,584	cm ²
	$0,0014 A_g$	As.min =	9,8	cm ²

$$As.min = 10,58 \quad cm^2$$

Armadura a usar y verificación a flexión

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}\right) \quad (189)$$

	Diámetro (mm)	Nº barras	Área (cm ²)	Separación (cm)	ϕM_n KN m	Mu < ϕ Mn
superior	12	10	11,310	9	324,04	OK
inferior	12	7	7,917	15	228,25	OK

4.6 Análisis técnico

Tabla 27: Análisis técnico zapata aislada vs Losa de fundación

	Zapata Aislada	Losa de Fundación
<i>Transmisión de esfuerzos</i>	Transmite las tensiones que genera una columna al terreno ampliando la superficie de apoyo	Transmite las cargas del edificio al terreno distribuyendo los esfuerzos uniformemente
<i>Espesor</i>	Tienen un canto mínimo de 40 cm si son zapatas de hormigón en masa y 30 cm si son de hormigón armado	Tienen un canto mínimo de 30 cm y un máximo de 120 cm, según el tipo de edificación que soportan
<i>Capacidad de soporte</i>	Se utiliza para suelos con capacidad portante media a alta.	Se utiliza para suelo con capacidad portante baja a media.
<i>Peso Propio</i>	Tiene un peso propio de 7.20 KN/m ² .	Tiene un peso propio de 9.60 KN/m ² .

Fuente 60: Elaboración propia

4.7 Análisis económico

Tabla 28: Análisis económico zapata aislada vs losa de fundación

	Zapata Aislada	Losa de Fundación
<i>Materiales</i>	Cemento portland: Requiere de 350 kg/m ³ Arena común: Requiere de 0.45 m ³ /m ³ Grava común: Requiere de 0.95 m ³ /m ³ Madera de construcción: Requiere de 25m ² /m ³ Clavos: Requiere de 0.20 kg/m ³ Alambre de amarre: Requiere de 1 kg/m ³ Fierro corrugado: Requiere de 40 kg/m ³	Cemento portland: Requiere de 350 kg/m ³ Arena común: Requiere de 0.45 m ³ /m ³ Grava común: Requiere de 0.92 m ³ /m ³ Clavos: Requiere de 0.90 kg/m ³ Alambre de amarre: Requiere de 2 kg/m ³ Fierro corrugado: Requiere de 50 kg/m ³ Sika 1 impermeabilizante: Requiere de 7 kg/m ³
<i>Mano de obra</i>	Encofrador: Requiere de 10 hr/m ² Armador: Requiere de 10.5 hr/m ² Albañil: Requiere de 12 hr/m ² Ayudante: Requiere de 18 hr/m ²	Encofrador: Requiere de 6 hr/m ² Armador: Requiere de 8 hr/m ² Albañil: Requiere de 8 hr/m ² Ayudante: Requiere de 17 hr/m ²
<i>Maquinaria y equipo</i>	Mezcladora: Requiere de 1 hr/m ² Vibradora: Requiere de 0.8 hr/m ²	Mezcladora: Requiere de 1 hr/m ² Vibradora: Requiere de 0.8 hr/m ²
<i>Costo por metro cúbico</i>	Cada metro cubico de zapata de H°A° tiene un costo de 4.082,08 Bs.	Cada metro cubico de losa de fundación tiene un costo de 2.739,03 Bs.
<i>Costo total</i>	El costo total de las zapatas aisladas es de 629.620,02 Bs.	El costo total de la losa de fundación es de 1.200.927,70 Bs.

Fuente 61: Elaboración propia

CONCLUSIONES

- El proyecto se elaboró cumpliendo las normas técnicas de estructuras, tales como la norma boliviana NB 1225001-1 (Hormigón estructural), la NB 1225002-1 (Acciones gravitatorias y empujes), y la NB 1225003-1 (Acción del viento), garantizando la seguridad estructural de la edificación y el buen funcionamiento del mismo
- La topografía del lugar es relativamente plana por lo que no fue necesario el uso de la estación total, y se utilizó el equipo de GPS.
- El estudio de suelo dio como resultado una capacidad portante de 1.50 kg/cm² a 2m de profundidad donde se realizó el emplazamiento de la cimentación, para obtener dicho resultado se realizaron diferentes ensayos en laboratorio de suelo los cuales se pueden apreciar en Anexo 2.
- El diseño fue realizado con el programa de cálculo estructural “CYPECAD”, con el cual se obtuvo los planos estructurales de la Unidad Educativa Luis de Fuentes-Pampa Redonda y se realizó una verificación manual de los elementos más críticos de la estructura cumpliendo perfectamente con lo que establece la norma.
- Las especificaciones técnicas establecen los alineamientos necesarios para garantizar el correcto desarrollo del proyecto. Se han definido claramente los materiales, métodos constructivos, normas de calidad y requisitos técnicos que deberán ser cumplidos durante su ejecución, esto se puede ver con más detalle en el Anexo 4.
- Tras realizar los cálculos métricos, se ha determinado con precisión la cantidad de recursos necesarios para la ejecución del proyecto. El análisis de los precios unitarios permitió estimar los costos asociados a cada ítem, asegurando una evaluación detallada y ajustada a los estándares del mercado. Finalmente, el presupuesto total del proyecto es de 5.065.292,02 Bs.

- La ejecución del proyecto está estimada en un total de 232 días calendario si se cumple con el cronograma planificado.

CONCLUSIONES DEL APORTE ACADEMICO

- El objetivo del aporte académico es la comparativa entre zapata aislada y losa de fundación en el aspecto técnico y económico, el cual se puede observar que el precio por metro cúbico es más económico en la losa, pero en cantidad lo más económico son las zapatas por lo que es factible realizar las zapatas aisladas.
- Otra razón para ejecutar las zapatas aisladas es el tiempo de ejecución del proyecto ya que al realizar una losa de fundación se necesitaría más días para realizar la excavación del mismo y también subiría el presupuesto total del proyecto.
- El porcentaje del área de las zapatas en todo el terreno de construcción es de 58,48% lo cual supera el 50% y una opción es realizar la losa de cimentación, pero comparando los precios totales entre las zapatas aisladas y la losa se tomó la decisión de optimizar el costo del proyecto por lo cual se diseñó con zapatas aisladas.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un estudio de suelos más profundizado para obtener mejores resultados en el diseño de cimentaciones y evitar posibles asentamientos en el futuro.
- Se recomienda realizar diseños sismorresistentes y con resistencia a fenómenos naturales en áreas de alta actividad sísmica o con condiciones climáticas adversas, es crucial que el diseño estructural contemple mecanismos de disipación de energía y refuerzos que mitiguen el impacto de estos fenómenos.