

## **1. ANTECEDENTES**

### **1.1.El problema**

El problema principal que se presenta es la carencia de un diseño estructural del edificio central de Cosaalt. Debido a este problema, no se puede realizar la construcción del nuevo edificio, lo que provoca la incomodidad y saturación del personal y de los socios de la cooperativa al no contar con ambientes adecuados para realizar distintas funciones.

#### **1.1.1. Planteamiento**

El diseño estructural es uno de los pasos fundamentales en el desarrollo de un proyecto de construcción, ya que este estudio previo a la construcción desempeña un papel crítico al garantizar la integridad, estabilidad y eficiencia operativa del edificio de acuerdo con su función prevista. Además, proporciona un nivel de seguridad tanto para los trabajadores de la cooperativa como para los antiguos y nuevos miembros que accederán a los servicios existentes o futuros dentro del edificio.

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

La falta de un cálculo estructural adecuado para el edificio ha impedido la construcción de una infraestructura esencial y de vital importancia para la cooperativa que es muy necesaria debido a la creciente demanda de los servicios proporcionados por Cosaalt, el rápido crecimiento no planificado de la ciudad y la falta de ordenamiento territorial en la ubicación de nuevos barrios en la ciudad de Tarija. Estos factores han generado una sobrecarga en las redes existentes de agua potable y alcantarillado, lo que se traduce en un aumento significativo de reclamos, solicitudes de servicios, trámites y otras cuestiones que la cooperativa debe abordar diariamente.

Dado que las instalaciones de la oficina central han estado en funcionamiento durante varios años, su espacio es limitado y no puede satisfacer la creciente demanda de servicios. Esto ha llevado a una sobrecarga en todas las áreas de la cooperativa, lo que a su vez ha resultado en la contratación de más personal para atender las diversas solicitudes, requisitos y necesidades tanto de los socios antiguos como de los nuevos que buscan una mejora en el servicio ofrecido.

Es importante destacar que, en los últimos años la atención a los socios en las instalaciones actuales de la cooperativa se vio afectada por la pandemia de COVID-19, principalmente debido a la limitación de espacio que impidió la presencia de un gran número de personas en un mismo lugar. Como resultado, solo se permitía el ingreso de un número limitado de personas, lo que ocasionaba largas filas fuera del edificio. Esta situación subraya aún más la necesidad de que la cooperativa cuente con un edificio de primera categoría, con espacios amplios, para estar preparada para cualquier fenómeno similar que pueda surgir en el futuro. En el supuesto de que no se materialice este tan esperado proyecto, el progreso de la cooperativa, que beneficia a todos los habitantes de Tarija, se mantendrá estancado, lo que podría tener repercusiones negativas en la salud pública y en otros aspectos relacionados.

La realización del cálculo estructural del edificio de Cosaalt es viable, dado que el proyecto ya dispone de los planos arquitectónicos, así como de los estudios de suelos y topográficos en la ubicación prevista para su construcción.

### **1.1.2. Formulación**

Dentro de las posibles soluciones al problema, se planteó diferentes tipos de diseños estructurales que una vez analizados se definió cual es el más acorde a la estructura.

Con respecto a las fundaciones, la única alternativa utilizada son las zapatas debido a que el terreno cuenta con una resistencia óptima.

Con respecto a las losas, vigas y columnas se planteó dos soluciones.

Ambas soluciones consisten en sistemas estructurales aporricados, por lo tanto, la variación está en los elementos que comprenden al sistema.

La primera solución consiste en utilizar losas de viguetas pretensadas o armadas, losas macizas, vigas descolgadas de hormigón armado y columnas rectangulares de hormigón armado.

La segunda solución consiste en utilizar losas reticulares (con casetones perdidos de polietileno), losas macizas, vigas rectangulares de borde, ábacos y columnas rectangulares de hormigón armado.

Con la solución escogida realizaré el cálculo estructural del nuevo edificio de la cooperativa de agua y alcantarillado Cosaalt siguiendo todos los lineamientos y recomendaciones de la normativa NB 1225001 de tal manera que se pueda llegar a obtener un correcto diseño de la infraestructura mencionada para lo cual se proyecta dimensionar óptimamente cada uno de los elementos estructurales que lo componen considerando la importancia de los mismos, además teniendo muy en cuenta el tipo de uso al que estará destinado el edificio para no sobredimensionar ningún elemento estructural, de esta manera se obtendrá costos óptimos y acordes a la infraestructura a diseñar.

### **1.1.3. Sistematización**

Existen diferentes soluciones constructivas que se pueden considerar para el diseño estructural sin embargo se planteó dos alternativas que respetan los planos arquitectónicos y están de acuerdo con criterios de diseño recomendados por norma y bibliografía.

La alternativa elegida es la segunda debido a que los ambientes de la estructura cuentan con luces grandes, por lo cual la losa reticular se adecua bastante bien, gracias a su forma de trabajo, se elige usar vigas de borde limitando la altura de las mismas para que estas no sean visibles y el aspecto estético sea mejor tal y como se pide en el plano arquitectónico, debido a que no se usara vigas interiores se coloca ábacos sobre las columnas para soportar los esfuerzos cerca de las mismas.

Estructura de cubierta: Losa reticular

Estructura de entresijos: Losa reticular, ábacos y losa maciza

Estructura de sustentación: Vigas y columnas de H°A°

Estructura de cimentación: Zapatas aisladas y corridas

Estructuras adicionales: Muro de H°A°, rampas y escaleras

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. General**

- Realizar el diseño estructural del edificio central de Cosaalt Ltda. ubicado en la provincia Cercado Departamento de Tarija conforme a la norma NB 1225001

obteniendo como resultado el costo y tiempo requerido para la construcción de la infraestructura.

### **1.2.2. Específicos**

- Validar y verificar el estudio de suelos realizado en el lugar de emplazamiento del proyecto.
- Validar y verificar el estudio topográfico realizado para conocer las condiciones geográficas del terreno en el lugar de emplazamiento del proyecto.
- Analizar las cargas actuantes en la estructura en base a la normativa mencionada anteriormente.
- Determinar los elementos estructurales adecuados del edificio central de Cosaalt como ser: cubierta, columnas, vigas, losas alivianadas y zapatas; en el programa de cálculo utilizado.
- Realizar la comprobación de los resultados de diseño en todos los elementos de la estructura y comparar con los resultados obtenidos con el software utilizado.
- Elaborar las especificaciones técnicas, presupuesto, cronograma de ejecución y planos estructurales del proyecto.
- Determinar el costo y tiempo referencial de la construcción del edificio central de Cosaalt Ltda. en función a un plan de trabajo indicado.

### **1.3. Justificación**

#### **1.3.1. Académica**

Implementar y profundizar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera en cuanto al diseño y cálculo estructural de edificaciones en hormigón armado, aplicando los conceptos aprendidos y acumulados con el objeto de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al proyecto, haciendo un análisis de las alternativas que se tienen para dar solución al problema en estudio de tal manera que se pueda comparar con los diferentes esquemas estructurales de los edificios que se pueden llegar a realizar a fin de llegar a una solución técnica viable.

### **1.3.2. Técnica**

Se realizará el diseño estructural considerando la normativa NB 1225001 vigente para el respectivo diseño estructural de tal manera que el edificio sea resistente y funcional, brinde seguridad y confort a los trabajadores y socios.

La localización del terreno perteneciente a Cosaalt se encuentra sobre una avenida principal por la cual pueden circular todo tipo de vehículos, esto facilitará el acceso de cualquier tipo de maquinaria a la obra, además existe transporte público que sirve al área en la cual será construida la infraestructura.

La topografía del lugar de emplazamiento es fundamental para el diseño, la superficie del terreno cuenta con condiciones aceptables y aptas para una cómoda ubicación del edificio.

El lugar de construcción del Edificio de la cooperativa Cosaalt de la ciudad de Tarija cumple con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obras, afirmación que se hace en base a la información proporcionada.

### **1.3.3. Social**

La ejecución de este proyecto pretende mejorar la calidad de atención y prestación de servicios para los habitantes y socios de la ciudad de Tarija, así como también cumplir con sus necesidades diarias brindando sistemas adecuados de agua y alcantarillado.

Además, es importante mencionar que la acumulación de personal y de los socios en los actuales ambientes de la cooperativa es preocupante porque cada día que pasa la acumulación de personas va incrementando y el espacio se va reduciendo, generando un ambiente de trabajo poco agradable e inadecuado, lo cual no permite prestar una buena atención. El proyecto es de gran necesidad para todos los trabajadores de la cooperativa ya que dotándoles de mejores condiciones de trabajo se puede mejorar su productividad, la cual se ve mermada por lo mencionado anteriormente.

El proyecto beneficiara a toda la población socia, las cuales son de ingresos bajos, medios y altos, con la ejecución del proyecto se mejorará las condiciones de vida especialmente en el sector de salud.

### **1.4. Alcance del proyecto**

El proyecto contempla el diseño estructural del nuevo edificio central de Cosaalt, en función de los estudios previos de topografía, suelos y el diseño arquitectónico se elaborará el

planteamiento estructural y diseño de todos los elementos pertenecientes a la estructura como ser: cubiertas, losas, vigas, escaleras, columnas, muros y fundaciones para su posterior diseño mediante lo estipulado por la respectiva norma.

En el diseño estructural se plasmará el siguiente contenido: memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, presupuesto, volúmenes de obra y tiempo de ejecución física del proyecto.

#### **1.4.1. Restricciones**

En el proyecto no se desarrolló los diseños de instalaciones básicas (sanitaria, agua potable, pluvial, eléctrico, gas), tampoco se proporcionó las especificaciones técnicas para la obra fina.

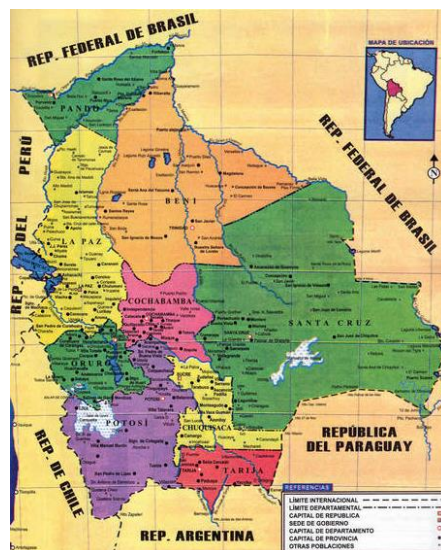
#### **1.4.2. Aporte académico**

El aporte académico es realizar el diseño de un muro de contención de hormigón armado aplicando la normativa NB 1225001

#### **1.5. Localización**

En cuanto a la macro localización, el proyecto está localizado en la provincia Cercado, Departamento de Tarija ubicado al sur de Bolivia. Geográficamente se encuentra entre los paralelos 20°50' y 22°50' de latitud sur y los meridianos 62°15' a 65°20' de longitud oeste.

Figura 1.1: Mapa político de Bolivia



Fuente: Gifex

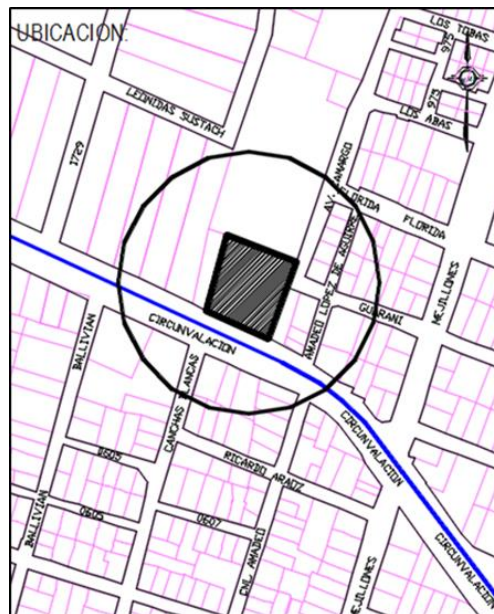
Figura 1.2: Mapa político de Tarija



Fuente: Gifex

En cuanto a la micro localización el proyecto se emplazará en la provincia Cercado, en una propiedad de COSAALT LTDA. La propiedad está ubicada en el barrio Florida sobre la avenida Circunvalación entre las calles Camargo y Ballivián, al lado de FABA (Agroindustrias Lochmann S.A.), Geográficamente se encuentra en las coordenadas 21°30'29'' de latitud sur y 64°43'50' de longitud oeste.

Figura 1.3: Ubicación del lugar de emplazamiento del proyecto



Fuente: Ingeniería en Diseño y Construcción "NEVEERDE"

### **1.5.1. Información socioeconómica relativa al proyecto**

Los recursos para la construcción del edificio central de Cosaalt saldrán de los ingresos que percibe la cooperativa a razón de los servicios que presta a la población de Tarija.

En el lugar de emplazamiento del proyecto existe energía eléctrica por lo cual se podrá realizar la conexión de los equipos necesarios para la construcción del proyecto, como ser: mezcladoras, vibradoras de hormigón, taladros, sierras, etc.

Además, es importante mencionar que el proyecto se encuentra en una zona poblada en la cual hay alojamientos, restaurantes y todo lo necesario para los trabajadores, por lo cual no hay necesidad de construir campamentos ni comedores provisionales.

Respecto a los agregados y materiales a utilizar, también existe plena disponibilidad de estos a distancias cortas del lugar del proyecto.

### **1.5.2. Servicios básicos existentes**

La propiedad de Cosaalt donde se realizará la construcción del edificio cuenta con todos los servicios básicos: agua, luz y gas.



## **2. MARCO TEORICO**

### **2.1. Levantamiento Topográfico**

El levantamiento topográfico es un estudio técnico y descriptivo de un terreno, con el objeto de capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno en el cual se tienen en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del mismo, pero también sus variaciones y alteraciones.

Para la realización de levantamientos topográficos se puede usar diferentes instrumentos siendo algunos de mayor y menor precisión, en este proyecto se usó la estación total.

La estación total es un aparato electroóptico utilizado en topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica. Consiste en la incorporación de un distanciómetro y un microprocesador a un teodolito electrónico. Sus usos más frecuentes son: el cálculo de coordenadas en campo, replanteo de puntos de manera sencilla y eficaz, y cálculo de acimutes y distancias.

El levantamiento topográfico con estación total tiene grandes ventajas como por ejemplo la toma y registro de datos automática, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con la estación total la toma de datos es mecanizada (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Debe de tomarse en cuenta que es de vital importancia registrar varios puntos dentro y fuera del terreno con el fin de establecer curvas de nivel y desarrollar un replanteo mucho más preciso del lugar de emplazamiento.

El método de las curvas de nivel es el empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, porque permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto del terreno.

Con la información necesaria de coordenadas y elevaciones se detallarán las características de la zona.

### **2.2. Estudio de Suelos**

Para entender un estudio de suelos, debemos tener claro el concepto de suelo, “se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas.” (Das, 2001, pág. 1)

El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, se estudian las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, plasticidad, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más.

El estudio de suelos, también denominado estudio geotécnico, es un conjunto de actividades que permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y por cierta ubicación de napas de agua (freáticas), si las hubiere.

El estudio de suelos se necesita habitualmente para elegir el tipo de cimentación más adecuado para una obra a construir y para conocer los asentamientos de la estructura con relación al peso que va a soportar.

La exploración del terreno es importante para obtener la tensión admisible del suelo y en base a la misma determinar la profundidad de cimentación.

### **2.2.1. Granulometría del suelo**

La granulometría se define como la distribución de los diferentes tamaños de las partículas de un suelo, expresado como un porcentaje en relación con el peso total de la muestra seca. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: para partículas de tamaño superior a 0,075 mm se realiza un análisis granulométrico por tamizado. Para partículas de tamaño inferior al mencionado (0,075 mm) se emplea un análisis hidrométrico.

El análisis granulométrico por tamizado (norma ASTM C 136) se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de tamices (cuyo tamaño fue establecido por las normas ASTM y AASHTO), agitando el conjunto. La cantidad de suelo retenido en cada tamiz se pesa y se determina el porcentaje acumulado de material que pasa por cada tamiz.

El porcentaje de material que pasa por cada tamiz determinado de la forma anterior se representa en un gráfico semilogarítmico. El diámetro de la partícula se representa en una escala logarítmica (abscisas), y el porcentaje de material que pasa se representa en escala aritmética (ordenadas).

Tabla 2.1: Tamaño de mallas estándar en Estados Unidos

Malla No.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja Das. 4° edición.

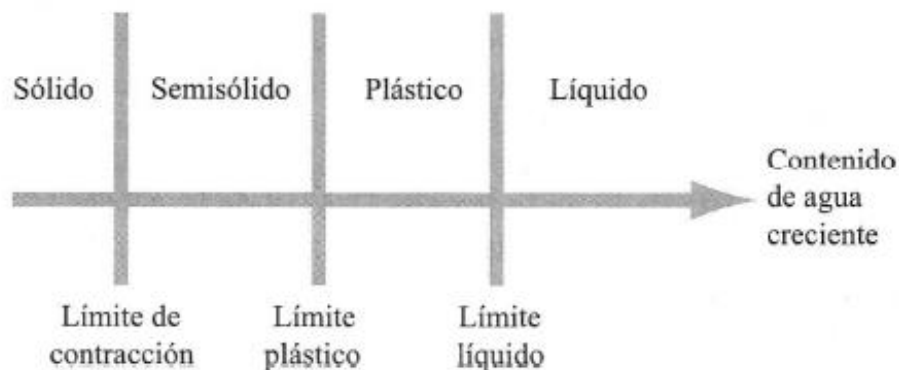
### 2.2.2. Límites de Atterberg

“A principios de 1900, un científico sueco, Albert Mauritz Atterberg, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos de agua variables.”

(Das, 2001, pág. 27)

Dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido. Las transiciones entre los diferentes estados básicos se conocen como límites de Atterberg.

Figura 2.1: Límites de Atterberg



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja Das. 4° edición.

#### **2.2.2.1.Límite líquido**

Es determinado por medio de la copa de Casagrande (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de ½ in (12,7 mm) mediante 25 golpes.

En la práctica es difícil obtener el contenido exacto de humedad para el cual la ranura se va a cerrar exactamente a los 25 golpes. Por lo tanto, se realiza la prueba para diversos contenidos de humedad y se registra el número de golpes que se requieren para que se cierre la ranura para cada contenido de humedad, se prepara un gráfico cuyas abscisas en escala logarítmica contienen el número de golpes y las ordenadas en escala normal contienen las humedades.

#### **2.2.2.2.Límite plástico**

Se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de ½ pulg. (3,18 mm) de diámetro (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM).

El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba es simple y se lleva a cabo enrollando repetidamente a mano sobre una placa de vidrio una masa de suelo de forma elipsoidal.

#### **2.2.2.3.Límite de contracción**

Se define como el contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua (Designación de Prueba D-427 de la ASTM).

#### **2.2.2.4.Índice de plasticidad**

El índice de plasticidad (IP) es el rango de humedades en el que el suelo tiene un comportamiento plástico. Por definición, es la diferencia entre el Límite líquido y el Límite plástico.

#### **2.2.3. Clasificación de suelos**

“Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Éstos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.” (Das, 2001, pág. 35)

Tabla 2.2: Limites de tamaño de suelos separados

Sistema de clasificación	Tamaño del grano (mm)
Unificado	Grava: 75mm a 4.75mm Arena: 4.75mm a 0.075mm Limo y arcilla(finosa): <0.075
AASHTO	Grava: 75mm a 2mm Arena: 2mm a 0.05mm Limo: 0.05mm a 0.002mm Arcilla: <0.002mm

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das. 5° edición.

### 2.2.3.1. Sistema de clasificación AASHTO

Fue desarrollado en 1929 como el Sistema de Clasificación de la Oficina de Caminos Públicos, ha sufrido varias revisiones hasta quedar con su versión actual propuesta por el Comité de la Junta de Investigación de Carreteras en 1945.

Según este sistema los suelos pueden clasificarse en ocho grupos principales, A-1 al A-8, en base a su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2, A-3 son materiales de grano grueso donde 35% o menos las partículas pasan por el tamiz n° 200, y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son de grano fino donde más del 35% pasa por el tamiz n°200. La turba, el lodo y otros suelos altamente orgánicos quedan clasificados en el grupo A-8.

Tabla 2.3: Sistema AASTHO de clasificación de suelos

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa la malla No. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por cribado (porcentaje que pasa las mallas)							
No. 10	50 máx.						
No. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la malla No. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Tasa general de los subrasantes				De excelente a bueno			

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja Das. 4° edición.

Tabla 2.4: Continuación Sistema AASTHO de clasificación de suelos

Clasificación general	Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos				
	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Tasa general de los sobrantes			De mediano a pobre	
*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$				
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$				

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja Das. 4° edición.

### 2.2.3.2. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS

Fue originalmente propuesto por A. Casagrande en 1942 y después revisado y adoptado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos.

En el sistema unificado se usan los siguientes símbolos como identificación:

G = Grava o suelo gravoso

S = Arena o suelo arenoso

C = Arcilla inorgánica

M = Limo inorgánico o arena fina

W = Bien graduado

P = Mal graduado

L= Baja plasticidad (limite liquido menor a 50)

H= Alta plasticidad (limite liquido mayor a 50)

Tabla 2.5: Sistema de clasificación de suelos SUCS

Símbolo de grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); o índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
SW-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Fuente: Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja Das. 4° edición.

Tabla 2.6: Sistema de clasificación de suelos SUCS (Continuación)

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI > 7$ ; se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI < 4$ ; o se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$ ; $LI < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; $PI$ se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; $PI$ se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$ ; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja Das. 4<sup>o</sup> edición.

#### 2.2.4. Ensayo SPT

“El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica in situ, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.” (Wikipedia, 2022)

El ensayo SPT básicamente consiste en la hincada en el terreno de una puntaza metálica mediante golpes para introducir un tomamuestras tubular de acero hueco o con puntaza ciega, mediante una maza de 63,5 kg que cae repetidamente desde una altura de 76,2 cm para penetrar cada 15 cm. El tomamuestras debe introducirse en el terreno 60 cm y se contabilizan los golpes cada 15 cm. Tanto el tomamuestras tubular como la puntaza ciega y el varillaje necesario están estandarizados según la norma ASTM D1586.

Como resultados se pueden determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades.



### 2.2.5. Capacidad portante mediante métodos teóricos

Se denomina capacidad de carga admisible en una cimentación a aquella que puede ser aplicada sin producir fallas o daños en la estructura soportada, teniendo, además un margen de seguridad dado por el llamado factor de seguridad. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, características de la estructura y el coeficiente de seguridad que se adopte.

#### Tipos de fallas

Las fallas por capacidad de carga se presentan debido a la rotura por corte del suelo bajo la cimentación. Todas las fallas pueden ser diferenciadas unas de otras, pero no hay parámetro numérico que permita predecir el tipo de falla a ocurrir, sin embargo, el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo, debido a las condiciones de carga y geometría de la cimentación.

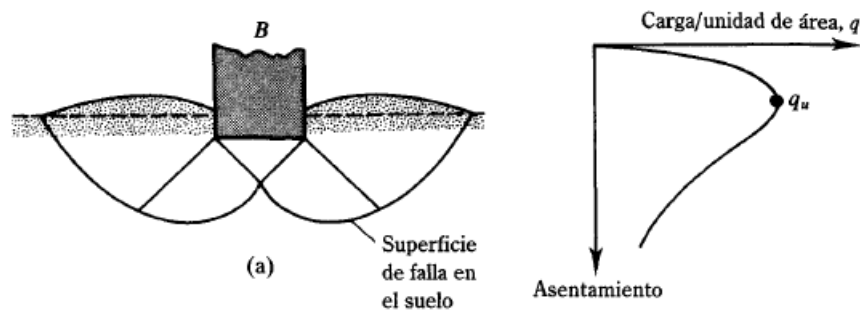
Existen tres tipos de falla:

#### Falla por corte general

Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno.

Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas.

Figura 2.2: Falla general en el suelo

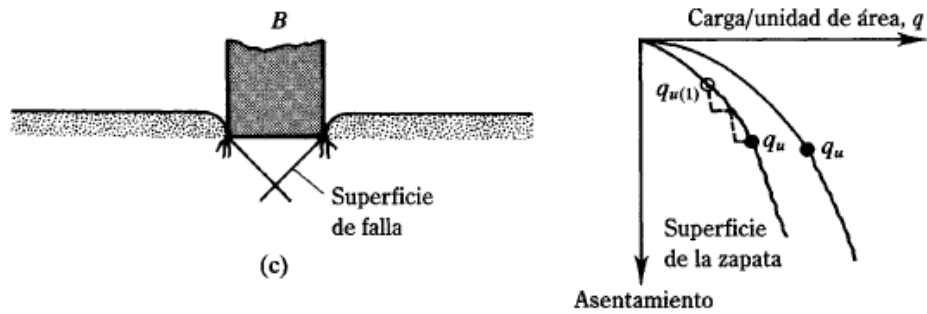


Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das. 5° edición.

#### Falla por punzonamiento

Se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de este junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma.

Figura 2.3: Falla de corte por punzonamiento en el suelo

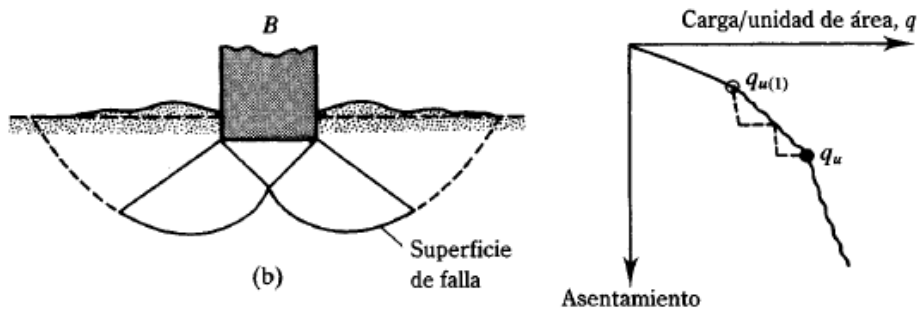


Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das. 5° edición.

### Falla por corte local

Representa una transición entre las dos anteriores, tiene características de ambos. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo.

Figura 2.4: Falla por corte local en el suelo



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das. 5° edición.

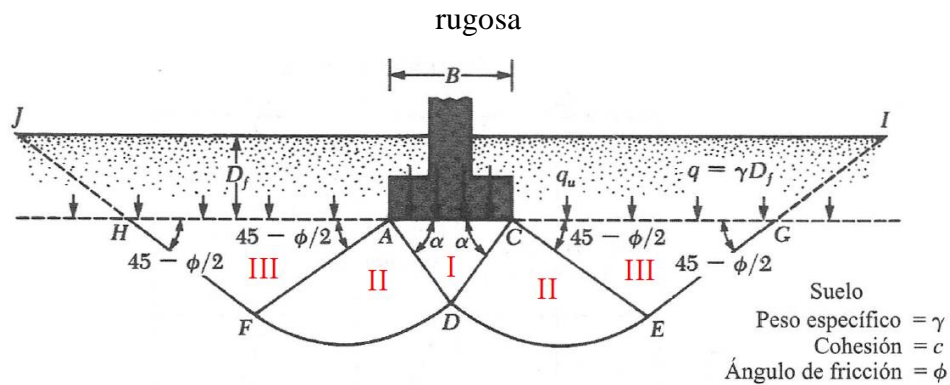
### **2.2.5.1. Método de Terzaghi**

Karl Terzaghi fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

La solución propuesta por el Dr. Karl Terzaghi ha demostrado ser lo suficientemente aproximada para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

Terzaghi asume que existen tres zonas con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga tal como se puede ver en la siguiente figura:

Figura 2.5: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja Das. 4<sup>o</sup> edición.

La zona I, que es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar el suelo a menos que la presión de los lados inclinados alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona I lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación.

La zona II, denominada zona de corte radial es una zona de falla y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona III, la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma. La resistencia de la zona III variara de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior de dicha zona, resistencia que es función del ángulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga ultima de acuerdo al tipo de cimentación:

Para cimentación corrida

$$q_u = C * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

Para cimentación cuadrada

$$q_u = 1,3 * C * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

Para cimentación circular

$$q_u = 1,3 * C * N_c + q * N_q + 0,3 * \gamma * B * N_\gamma$$

Los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  se obtienen en función del ángulo de fricción de suelo entrando a la siguiente tabla:

Tabla 2.7: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

\* Según Vesic (1973)

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja Das. 4° edición.

Para calcular la capacidad de carga admisible se debe aplicar un factor de seguridad que puede ser como mínimo 3. Es un factor de seguridad con respecto a la falla por corte que refleja la incertidumbre sobre las propiedades de los suelos y su determinación, las desviaciones sobre la construcción, etc.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

### 2.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico es un proceso creativo por excelencia. Tiene como cometido satisfacer las demandas de espacios habitables con respecto a lo funcional, estético y morfológico.

Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico están:

- Situación, dimensiones y topografía del lugar a emplazar.
- Acceso al suministro de instalaciones básicas.
- Necesidades de espacio, superficie, desniveles y relaciones de espacio.

- Medios económicos para el proyecto.

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas de diseño arquitectónico de acuerdo con las características propias de la ciudad; en forma conjunta el personal técnico de Cosaalt con la empresa Neveerde (encargada de realizar el diseño) determinaron la alternativa más acorde y funcional que se procedió a aprobar.

## **2.4. Idealización de la estructura**

Es el proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis. Se realiza este reemplazo para calcular con relativa sencillez y exactitud las fuerzas en las diferentes partes de una estructura de tal manera que en base a las mismas se pueda diseñar los componentes estructurales para que tengan dimensiones óptimas y las fuerzas concentradas se distribuyan sobre áreas pequeñas. Para facilitar la idealización de la estructura se puede realizar un diagrama de líneas que consiste en localizar líneas centrales a lo largo de los componentes que representan a los componentes estructurales.

Se predispone los siguientes elementos estructurales.

- Estructura de sustentación de la cubierta.
- Estructura de sustentación de la edificación.
- Estructura de estructuras complementarias.
- Estructura de cimentación.

### **2.4.1. Sustentación de cubierta**

La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, nieve, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

Para el proyecto se determinó usar una cubierta de losa plana reticular debido a las grandes luces que la misma debe cubrir y a los planos arquitectónicos.

Para los entrepisos de igual manera se utilizó losa plana reticular por las razones mencionadas anteriormente.

Las losas reticulares están constituidas por una cápsula de nervios de hormigón armado, de pequeña anchura y a corta distancia unos de otros, de tal forma que las cargas se transmiten en las cinco direcciones simultáneamente. Este sistema permite suprimir las vigas,

macizando únicamente las zonas cercanas a los apoyos, dichos macizados son denominados ábacos y son los encargados de recibir las cargas de la losa y distribuirlas por las columnas.

#### **2.4.2. Sustentación de la edificación**

El tipo de sustentación de la edificación se debe elegir de acuerdo con el tipo de estructura y funcionalidad de la misma, tomando en cuenta el tamaño de las aberturas, luces que debe cubrir, topografía del terreno y tipo de suelo.

Para este proyecto se utilizó una estructura aporticada de H°A°, tomando en cuenta que el proyecto contempla un edificio de 4 plantas habitables y el estudio de alternativas que ya se hizo en el perfil, ya que la funcionalidad de la estructura es un edificio de tipo público privado.

Una estructura aporticada consiste en un sistema de construcción sólido y durable cuyos elementos estructurales están conectados a través de nudos, formando pórticos resistentes en dos direcciones, lo cual permite la transferencia de momentos flectores y las cargas axiales hacia las columnas. La resistencia a las cargas laterales de los pórticos se logra principalmente por la acción de flexión de sus elementos. El comportamiento y eficiencia de un pórtico rígido depende, por ser una estructura hiperestática, de la rigidez relativa de vigas y columnas. Para que el sistema funcione efectivamente como pórtico rígido es fundamental el diseño detallado de las conexiones para proporcionarle rigidez y capacidad de transmitir momentos.

#### **2.4.3. Sustentación de estructuras complementarias**

##### **2.4.3.1. Escaleras de hormigón armado**

Una escalera es una construcción diseñada para comunicar varios espacios situados a diferentes alturas. Está conformada por escalones (peldaños) y puede disponer de varios tramos separados por descansos, mesetas o rellanos.

Las escaleras son elementos importantes en una edificación y necesitan ser analizadas con detenimiento, no solamente como estructura aislada sino también como parte de la edificación.

Actualmente las escaleras de hormigón armado son las más utilizadas porque resultan sencillas y económicas en toda su ejecución. Al mismo tiempo admiten gran cantidad de variantes y formas en sus elementos de apoyo.

Las escaleras armadas longitudinalmente son aquellas que se encuentran apoyadas en los extremos y que llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera y perpendicularmente a las escaleras. Por su tipo de apoyo podrían considerarse que son simplemente apoyadas y empotradas, pero como no existe empotramiento perfecto se considera, que siempre las escaleras son simplemente apoyadas.

Para este proyecto se usará dos tipos de escaleras, la primera corresponde a una escalera simple de 1 tramo y la segunda corresponde a una escalera autoportante (descanso en voladizo) en U de dos tramos.

#### **2.4.4. Fundaciones**

Las fundaciones son la parte de la construcción que se apoya sobre el terreno. Es la base de la construcción la misma que debe soportar el peso de la estructura en las peores condiciones de carga y repartirlo sobre el terreno en la profundidad necesaria.

Dentro de las fundaciones que se pueden colocar tenemos las superficiales como zapatas, losas de cimentación y las profundas como los pilotes. Es criterio del ingeniero escoger el tipo de fundación tomando en cuenta el tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y las colindancias con los vecinos.

Las fundaciones son el cálculo más importante de la estructura debido a que pueden provocar el colapso de la misma y al encontrarse enterradas no existe manera de corregirlas en caso de que fallen.

Para que una estructura ofrezca una seguridad y comportamiento razonable ha de contar con una cimentación adecuada. Aunque la cimentación es algo que no llama la atención y pasa inadvertida por los usuarios de la estructura, la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes suele a veces exigir del ingeniero o proyectista la mayor destreza y el mejor criterio del que normalmente necesita para elaborar el proyecto.

Las fundaciones del proyecto están compuestas de zapatas aisladas para las columnas y zapatas corridas para los muros de contención.

#### **2.5. Diseño estructural**

El diseño estructural del proyecto consiste en todas aquellas actividades que se desarrollan para determinar la forma, dimensiones globales y características detalladas de un sistema

estructural, es decir, de aquella parte de una construcción cuya función es resistir las fuerzas o acciones a las que va a estar sometido sin que se produzcan fallas o mal comportamiento. Para entender un poco el proceso de diseño estructural, resulta útil considerarlo dividido en tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento. En la estructuración se definirá el tamaño y forma de los elementos estructurales que componen el edificio de la cooperativa Cosaalt, en la etapa de análisis se analizará todas las acciones a las cuales estará sometido el edificio como el personal, los inmuebles, elementos estructurales, etc.; y en el dimensionamiento se determinará las propiedades geométricas de las columnas, vigas y losas que componen al edificio.

Los elementos del sistema estructural deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en la norma.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\phi * R_n \geq U$$

### **2.5.1. Análisis de cargas**

Una carga o acción estructural es una fuerza, deformación o aceleración aplicada sobre un elemento estructural. Una carga puede provocar tensiones, deformaciones y desplazamientos en una estructura.

Las cargas que intervienen en una estructura pueden tener diferentes orígenes y diferentes formas de aparición (variables o constantes, en el tiempo o en el espacio).

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.

#### **2.5.1.1. Cargas muertas**

Conocidas también como cargas permanentes, son las que se mantienen constantes en magnitud y posición durante toda la vida útil de una estructura.



Esta carga puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material. Pueden obtenerse estimaciones razonables de pesos estructurales comparando estructuras de tipo similar o consultando tablas contenidas en la norma a usar.

Las cargas muertas se descomponen en peso propio y carga permanente:

- La carga muerta de peso propio es la carga debido al peso de los elementos que resisten la estructura como vigas, columnas, losas.
- La carga muerta permanente es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos como ser: los marcos, muros, pisos, cielos rasos, escaleras, techos, instalaciones fijas y otros elementos de presencia permanente que no forman parte de la estructura resistente.

#### **2.5.1.2.Cargas vivas**

Conocidas también como cargas variables o sobrecargas, constituyen las cargas de ocupación de las edificaciones. No son constantes ni en magnitud ni en posición durante la vida útil de una edificación. Son muy difíciles de estimar con exactitud por lo que los códigos establecen las mínimas cargas variables que actúan sobre las estructuras.

Las cargas vivas mínimas para las cuales deben diseñarse los entresijos y cubiertas de un edificio se especifican usualmente en el código de construcción que se aplica en el lugar de construcción.

En algunos casos no pueden utilizarse las cargas vivas tabuladas. Debe considerarse específicamente el tipo de ocupación calculando tan preciso como sea posible las cargas más probables.

#### **2.5.1.3.Cargas ambientales**

Las cargas ambientales son cargas causadas por el medio ambiente en el cual se encuentra la estructura.

Para edificios consisten principalmente en cargas de lluvia, nieve, presión y succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos), presiones de suelo en las porciones subterráneas de estructuras, cargas de posibles empozamientos de aguas y fuerzas causadas por cambios de temperatura. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas tanto en magnitud como en distribución.

#### 2.5.1.4. Resistencia requerida para la combinación de 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 2.8: Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1,4 (D + F)$	(5.3.1a)	D
$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$	(5.3.1e)	E
$U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H$	(5.3.1f)	W
$U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$	(5.3.1g)	E

Fuente: NB 1225001. Artículo 5.3.1.

Donde:

$U$ = Carga de diseño o última que la estructura necesita poder resistir

$D$ = Carga muerta.

$F$ = Cargas debidas al peso y presión de fluidos.

$T$ = Efectos totales de la temperatura, flujo, contracción, asentamientos diferenciales y hormigón compensador de la contracción.

$L$ = Carga viva.

$H$ = Cargas debidas al peso y a la presión lateral del suelo, presión del agua subterránea o presión de materiales a granel.

$L_r$ = Carga viva de techo.

$S$ = Carga de nieve.

$R$ = Carga pluvial.

$W$ = Carga eólica.

$E$ = Efectos sísmicos o de carga de terremoto.

## **2.5.2. Diseño de estructura de sustentación de cubierta**

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

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

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

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

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

Las losas reticulares más construidas son las que establecen una retícula resistente con nervios cuyos entre ejes se encuentran separados entre si 80 cm, teniendo los mismos un espesor de 10 cm, lo cual exige un casetón de aligeramiento de 70x70 cm. Estos casetones de 70x70 cm suelen construirse con bloques perdidos de hormigón en número de 3,4 y 6 piezas. Los cantos que se mantienen habitualmente oscilan entre 23 y 35 cm, con capas de compresión variable entre 3 y 5 cm.

### **2.5.2.1. Diseño de losas reticulares**

#### **Predimensionamiento**

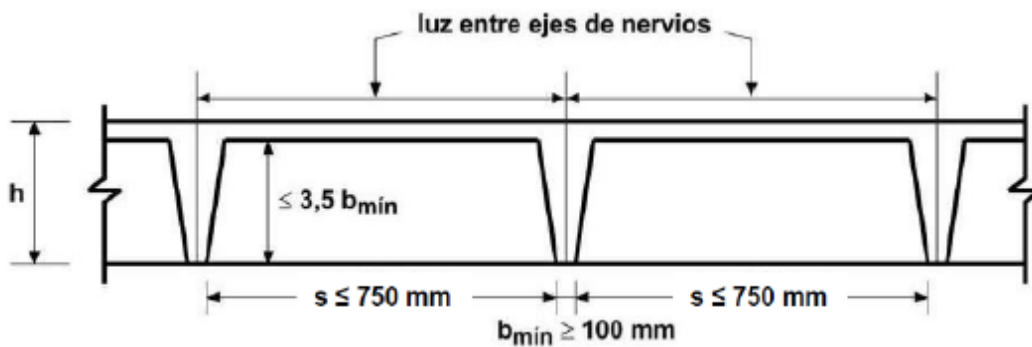
Para el predimensionamiento de las viguetas en losas reticulares se debe seguir con las siguientes especificaciones de la NB 1225001-1 en el artículo 8.8.1.1, donde brinda la siguiente definición para losas reticulares: “La losa reticular consiste en una combinación monolítica de viguetas regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que

actúa en una o dos direcciones ortogonales.” (Norma Boliviana NB 1225001-1, 2020, pág. 158)

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

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

Figura 2.6: Limitaciones dimensionales para losas reticulares.



Fuente: NB 1225001. Artículo 8.8.1.

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

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

Donde:

L= Lado mayor de la losa

Comparación de altura de predimensionamiento con altura mínima de losa

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

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

Losas sin ábacos 120 mm.

Losas con ábacos 100 mm.

Tabla 2.9: Espesores mínimos de losas sin vigas interiores

$f_y$ , MPa [2]	Sin ábacos [3]			Con ábacos [3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]	
250	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/48$	$l_n/48$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Fuente: NB 1225001. Artículo 8.3.1.1.

### Diseño a flexión

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

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

1) Las secciones planas permanecen planas. Conocido como Hipótesis de Navier, permite realizar una compatibilización de deformaciones entre la zona de hormigón en compresión y

el acero de refuerzo en tracción. Este principio empírico es válido en elementos con una longitud aproximadamente cuatro veces mayor a su peralte.

2) Se asume que el aporte del hormigón en tracción es despreciable de manera que toda la fuerza interna en tracción se deba al acero de refuerzo.

3) Se considera que existe una perfecta adherencia entre el acero y el hormigón.

4) Se asume que el diagrama constitutivo del acero es elastoplástico de manera que el efecto de endurecimiento sea obviado, simplificándose los cálculos.

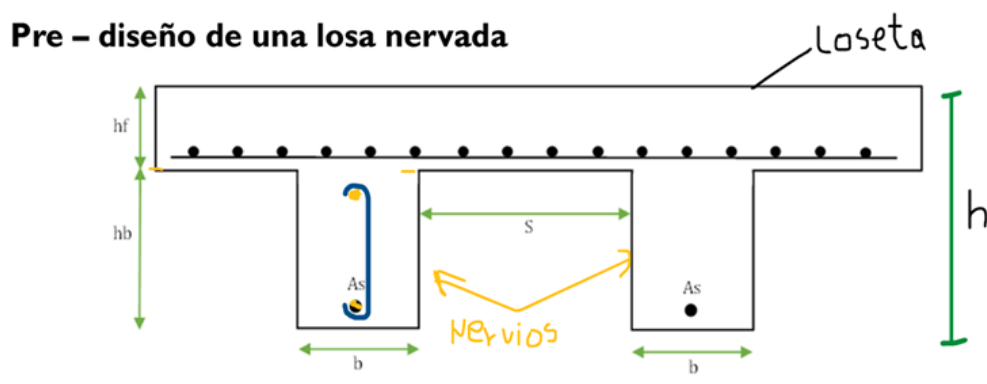
5) Se considera que la fuerza en compresión en el hormigón puede ser representada por un diagrama rectangular de compresiones con un ancho de  $85\% f'c$ , y con una altura denominada "a" obtenida de  $\beta_1 * c$ , donde c es la distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro.

6) Se considera que el hormigón llega a la falla cuando su deformación unitaria alcanza el valor límite de agotamiento de 0,003.

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

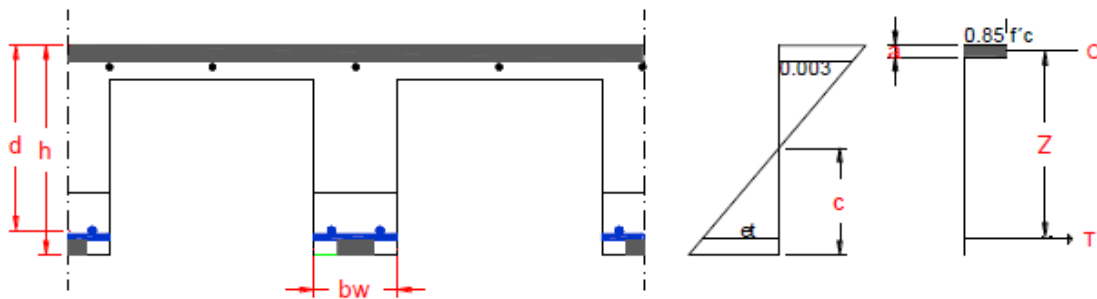
- Las secciones en T para los momentos positivos  $M_u$  en el vano.
- Las secciones rectangulares para los momentos negativos  $M_u$  en los macizados.

Figura 2.7: Ejemplo de sección de losa reticular



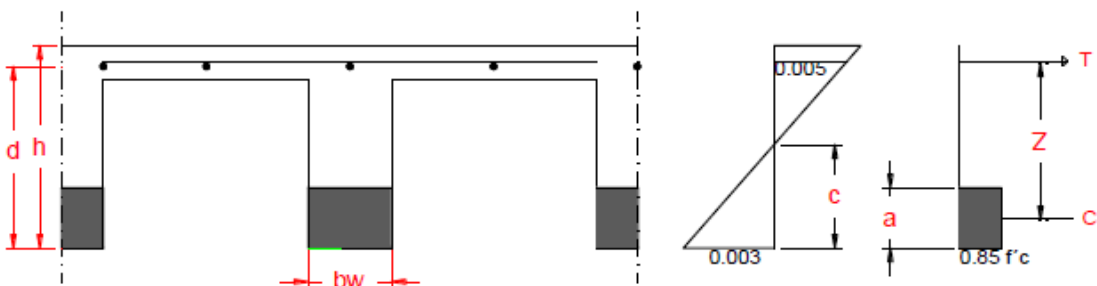
Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.8: Diagrama de esfuerzo deformación para momento positivo



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.9: Diagrama esfuerzo deformación para momento negativo



Fuente: Elaboración propia.

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

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

El canto útil se obtiene de:

$$d = h - r_m$$

Donde:

$h$ = Altura de la losa

$r_m$ = Recubrimiento mecánico

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

$r_g$  = Recubrimiento geométrico

$\phi_{estribo}$  = Diámetro del estribo

$\phi_{long}$  = Diámetro de la armadura longitudinal

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

Tabla 2.10: Recubrimiento geométrico para elementos de hormigón construidos en sitio no pretensados

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

Fuente: NB 1225001. Artículo 22.6.1.3.2.

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

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

$\beta_1$  se calcula de acuerdo con la siguiente tabla:



Tabla 2.11: Valores de  $\beta_1$  para la distribución rectangular equivalente de tensiones

$f'_c$ (MPa)	$\beta_1$	
$17 \leq f'_c \leq 30$	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: NB 1225001. Artículo 22.2.4.3.

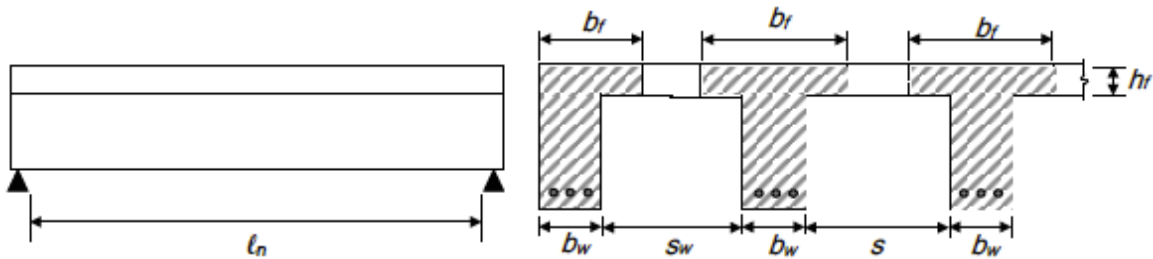
Cálculo del ancho de ala a cada lado del alma

Tabla 2.12: Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T múltiples

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

Fuente: NB 1225001. Artículo 6.3.2.1.

Figura 2.10: Ancho efectivo del ala en vigas T múltiples



Fuente: NB 1225001. Artículo 6.3.2.1.

Verificación de diseño rectangular o en T

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

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

Área de compresión requerida

$$A_c = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c}$$

Área del ala

$$A_{ala} = b * h_f$$

Comparamos el área de compresión requerida con el área del ala

$$A_{ala} \geq A_c$$

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

#### Análisis como viga rectangular

La altura del bloque rectangular de compresiones es:

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

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

La determinación del acero para una sección rectangular:

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

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

Tabla 2.13:  $A_{s,min}$  para losas de dos direcciones no pretensadas

Tipo de armadura	$f_y$ , MPa	$A_{s,min}$ mm <sup>2</sup>
Armadura corrugada	< 420	$0,0020 A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	$\geq 420$	Mayor de: $\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
		$0,0014 A_g$

Fuente: NB 1225001. Artículo 8.6.1.1.

El espaciamiento mínimo de la armadura debe cumplir con:

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

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

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

Para losas reticulares la norma no especifica un espaciamiento máximo.

### Diseño a cortante

El diseño a cortante debe estar basado en:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_u$ = fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$V_n$ = resistencia nominal al cortante calculada mediante la formula indicada arriba

$V_c$ = resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

$V_s$ = resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante.

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

$$\phi * V_c \geq V_u$$

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

La resistencia a compresión del hormigón debe cumplir con:

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

La resistencia del acero debe cumplir con:

$$fy \leq 420 \text{ MPa}$$

El factor de modificación  $\lambda$  se debe determinar en función de la siguiente tabla:

Tabla 2.14: Factor de modificación  $\lambda$

Hormigón	Composición de los agregados	$\lambda$
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0,75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0,75 a 0,85 [1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0,85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0,85 a 1,00 [2]
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1,00

Fuente: NB 1225001. Artículo 19.2.4.2.

$V_c$  para elementos sin fuerza axial se obtiene de:

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

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

Las dimensiones de la sección transversal deben cumplir con:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$

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

Tabla 2.15:  $A_{v,min}$  requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No pretensadas y pretensadas con  $A_{ps}f_{se} < 0,40(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$\frac{\sqrt{f'_c} b_w}{16 f_{yt}}$	a)
		$0,35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	b)
pretensadas con  $A_{ps}f_{se} \geq 0,40(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El Mayor de:	$\frac{\sqrt{f'_c} b_w}{16 f_{yt}}$	c)
		$0,35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	d)
	El menor de:	$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	e)

Fuente: NB 1225001. Artículo 9.6.3.3.

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

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

Donde:

$s$ = Espaciamiento longitudinal de la armadura transversal

$A_v$ = Área efectiva dentro de la armadura transversal dentro del espaciamento  $s$

De tal manera que se cumpla con:

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

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

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

Tabla 2.16: Límites de espaciamiento entre estribos

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

Fuente: NB 1225001. Artículo 8.7.6.3.

### 2.5.2.2. Ábacos en losas reticulares

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

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

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

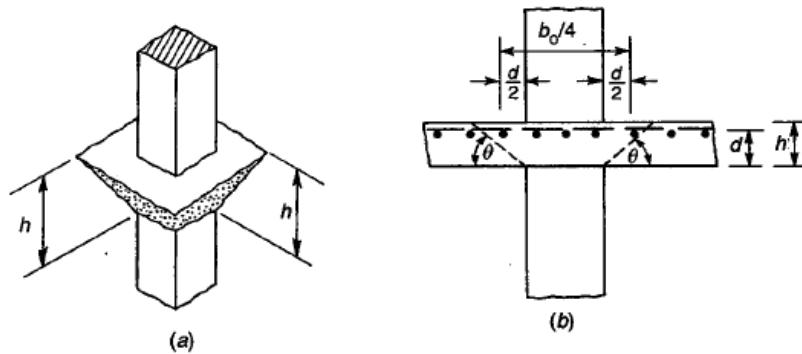
Cuando las losas en dos direcciones están apoyadas directamente sobre columnas, como ocurre con las losas y placas planas, o cuando las losas sostienen cargas concentradas, como en el caso de zapatas, el cortante cerca de las columnas es de vital importancia.

El tamaño de los ábacos pretende reforzar la losa buscando los puntos de inflexión donde la placa invierte su curvatura negativa a curvatura positiva, es por ello por lo que las

dimensiones de los ábacos suelen ser 1/6 de la luz de la losa medida centro a centro de los apoyos como valor indicado en norma, los valores máximos de los ábacos rara vez han superado el valor de 0,20 L y se recomienda no superar dicho valor.

Puede ocurrir una falla a cortante por punzonamiento con la grieta diagonal potencial formando una superficie de cono o pirámide truncada alrededor de la columna, del capitel o del ábaco, como se ilustra en la figura.

Figura 2.11: Superficie de falla definida que genera el cortante por punzonamiento



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

### Diseño a flexión

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

### Diseño a punzonamiento

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

$$V_n = V_c$$

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

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia a compresión del hormigón debe cumplir con:

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

La resistencia del acero debe cumplir con:

$$f_y \leq 420 \text{ MPa}$$

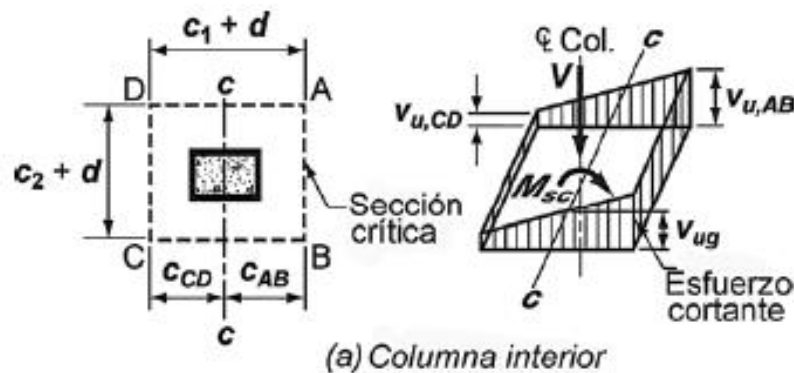
El factor de modificación  $\lambda$  se debe determinar en función de la tabla mencionada en el diseño a cortante para losas reticulares. (Tabla 2.14)

### Sección crítica

Para cortante en dos direcciones se debe considerar una sección crítica con una altura “d” y un perímetro crítico supuesto “bo”.

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

Figura 2.12: Sección crítica para columna interior



Fuente: NB 1225001. Artículo 8.4.4.2.3.

Perímetro crítico de la sección:

$$b_o = 2 * (c_1 + d) + 2 * (c_2 + d)$$

Área crítica de la sección:

$$A_c = b_o * d$$

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

$$J_c = \frac{d * (c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) * d^3}{6} + \frac{d * (c_2 + d) * (c_1 + d)^2}{2}$$

Factores para obtener el esfuerzo cortante en la sección mayorada:

$$b_1 = c_1 + d$$

$$b_2 = c_2 + d$$



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

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

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

Esfuerzo cortante mayorado máximo

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

Resistencia proporcionada por el hormigón

Tabla 2.17: Calculo de  $V_c$  para cortante en dos direcciones

$V_c$		
$v_c \leq$	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3}$	(a)
	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$	(b)
	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)$	(c)

Fuente: NB 1225001. Artículo 22.6.5.2.

Donde:

$\beta$ = Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna.

$\alpha_s$ = Constante en función del tipo de columna:

$\alpha_s$ = 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

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

Tabla 2.18:  $V_c$  máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante

Tipo de armadura a cortante	$v_c$ máxima en las secciones críticas definidas en 17.3.2		$v_c$ máxima en las secciones críticas definidas en 17.3.3	
Estribos	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6}$	(a)	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6}$	(b)
Pernos con cabeza para cortante	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{4}$	(c)	$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6}$	(d)

Fuente: NB 1225001. Artículo 22.6.6.1.

Finalmente se debe comprobar que:

$$\phi * V_c \geq V_u$$

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

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

Donde:

$A_v$ = Suma del área de todas las ramas de la armadura

$s$ = Espaciamiento de la armadura cortante

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

### 2.5.3. Diseño de estructura de sustentación de la edificación

#### 2.5.3.1. Diseño de vigas

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

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

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

### Predimensionamiento

La altura mínima de la viga se puede determinar de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 2.19: Altura mínima de vigas no pretensadas

Condición de apoyo	$h$ mínimo <sup>(1)</sup>
Simplemente apoyadas	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: NB 1225001. Artículo 9.3.1.1.

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

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

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

Tabla 2.20: Deflexión máxima admisible calculada

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 $R$	$l/180$ <sup>[1]</sup>
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) <sup>[2]</sup>	$l/480$ <sup>[3]</sup>
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$ <sup>[4]</sup>

Fuente: NB 1225001. Artículo 24.2.2.

## Diseño por flexión

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

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

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d$$

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

La cuantía de armadura debe cumplir con:

$$\rho_{max} \leq 0,025$$

Se debe analizar si la pieza se encuentra en zona dúctil

Cuantía balanceada

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * \beta_1 * \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}} \right) * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$
$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

Cuantía dúctil

$$\rho_{ductil} = 0,85 * \beta_1 * \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{tymax}} \right) * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

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

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\epsilon_{tymax} = 0,005$$

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

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

Para obtener la cuantía máxima:

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

La armadura máxima será:

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

Espaciamiento máximo entre barras:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 380 * \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 * c_c \\ 300 * \left(\frac{280}{f_s}\right) \end{cases}$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y$$

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

Donde:

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

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

### **Diseño a cortante**

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

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

### Armadura mínima

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

$$V_u > 0,5 * \phi * V_c$$

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

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

$$0,5 * \phi * V_c < V_u \leq V_c$$

Tabla 2.21: Casos donde no se requiere  $A_{vmin}$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 250 \text{ mm}$
Integrales con la losa	$h \leq$ que el mayor de $2,5 t_f$ ó $0,5b_w$ y $h \leq 600 \text{ mm}$
Construidas con hormigón de peso normal armado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1a), 26.4.2.2d) y 26.12.5.1 a) y con $f'_c \leq 40 \text{ MPa}$	$h \leq 600 \text{ mm}$ y $V_u \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

Fuente: NB 1225001. Artículo 9.6.3.1.

El espaciamiento máximo debe cumplir con la siguiente tabla:

Tabla 2.22: Espaciamiento para la armadura de cortante

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

Fuente: NB 1225001. Artículo 9.7.6.2.2.

### 2.5.3.2. Diseño de columnas

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

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

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

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

Las columnas son elementos sometidos a compresión y flexión.

Por la forma geométrica de su sección pueden ser circulares, cuadradas, rectangulares, octogonales y en forma de L (estas últimas no son recomendables para diseñar, debido a su complicación). Las columnas cuadradas y rectangulares son las más comúnmente usadas por la simplicidad de su encofrado. Algunas veces, sin embargo, cuando se usan en espacios abiertos, las columnas circulares son muy atractivas. El encofrado para las columnas redondas suele hacerse con tubos de cartón o de plástico que se desprenden y desechan una vez que el hormigón ha fraguado.

Por la forma de refuerzo transversal son estribadas y zunchadas.

- Estribadas: Columnas cuyos aceros longitudinales son amarrados, estribados o ligados con soportes unitarios llamados estribos o ligaduras.
- Zunchadas: Columnas que presentaban sus aceros longitudinales sujetos o amarrados mediante espirales continuos, llamados zunchos.

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

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

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_o = k * l_u$$

Dónde:

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

l<sub>u</sub> = Longitud real del elemento considerado.

Esbeltez en columnas

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

- a) Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

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

- b) Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 + 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) \text{ y}$$

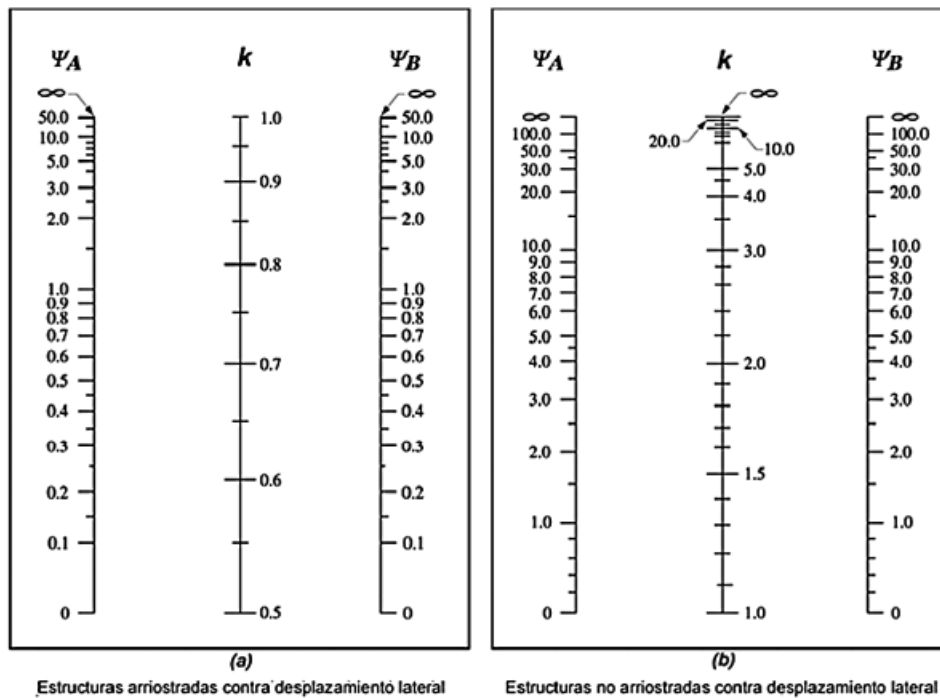
$$\frac{k * l_u}{r} \leq 40$$

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

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

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

Figura 2.13: Factores de longitud efectiva K según Jackson y Moreland



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

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum \left( \frac{E_c * I_c}{l_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_c * I_v}{l_v} \right)}$$



Donde:

$E_c$ = Modulo de elasticidad del hormigón

$I_c$ = Inercia de los elementos comprimidos medidos entre centros de apoyos

$l_c$ = Longitud de los elementos comprimidos medidos entre centros de apoyos

$I_f$ = Inercia de los elementos flexionados medidos entre centros de apoyos

$l_f$ = Longitud de los elementos flexionados medidos entre centros de apoyos

El radio de giro se puede calcular usando:

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

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

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

$$r = \sqrt{\frac{\left(\frac{E_c * I_g}{5}\right) + E_s * I_{sx}}{\left(\frac{E_c * A_g}{5}\right) + E_s * A_{sx}}}$$

Para calcular  $A_{sx}$  y  $I_{sx}$  se permite emplear barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de hormigón confinado por el acero estructural.

Esbeltez geométrica:

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

Esbeltez mecánica:

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

Excentricidad de primer orden:

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

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

Caso contrario se debe realizar un análisis de segundo orden.

### Diagrama de interacción

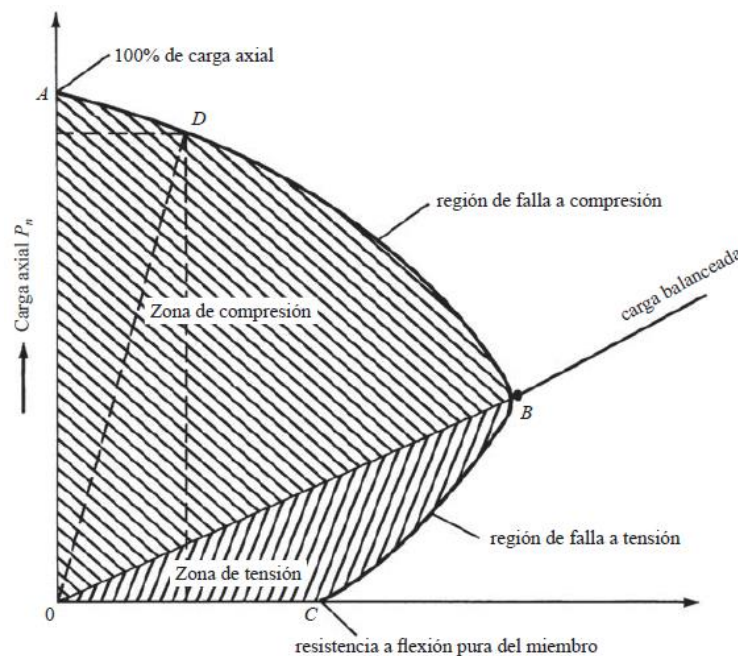
Es un gráfico que muestra la relación entre la carga axial y el momento de flexión en una columna de hormigón armado. Este diagrama se utiliza para evaluar la capacidad y el comportamiento de la columna frente a diferentes combinaciones de carga.

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

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

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

Figura 2.14: Diagrama de interacción de columna



Fuente: Hormigón Armado, McCormac.

Los puntos significativos en un diagrama de interacción son:

- Compresión pura ( $M=0$ )
- Condición balanceada  $P_b, M_b$
- Flexión pura ( $P_n=0$ )
- Tracción pura ( $M_n=0$ )

### Límites de diseño

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

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

### Cálculo de fuerza axial mayorada

Para elementos no pretensados y compuestos de acero y hormigón:

$$P_0 = 0,85 * f'c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

Donde:

$P_0$ = Resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero

$A_{st}$ = Área total de la armadura longitudinal

Se debe cumplir que:

$$P_n \leq P_{nmax}$$

$P_{nmax}$  se debe calcular con la siguiente tabla:

Tabla 2.23: Resistencia axial máxima

Elemento	Armadura transversal	$P_{n,max}$	
No pretensado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0,80 P_0$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0,85 P_0$	(b)
Pretensado	Estribos	$0,80 P_0$	(c)
	Espirales	$0,85 P_0$	(d)
Columnas compuestas de acero y hormigón que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0,85 P_0$	(e)

Fuente: NB 1225001. Artículo 22.4.2.1.

De la tabla anterior para estribos:

$$P_{nmax} = 0,80 * P_0$$

Donde:

$P_{nmax}$ = Resistencia máxima axial a compresión

$P_n$ = Resistencia nominal axial a compresión

Finalmente se debe cumplir:

$$\phi * P_{nmax} \geq Pu$$

### Límites de refuerzo

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

$$0,006 A_g \leq A'_s \leq 0,08 A_g$$

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

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

$$0,01 A_g \leq A'_s \leq 0,08 A_g$$

El espaciamiento mínimo libre entre barras deber ser:

$$S_{min} \leq \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 1,5 * d_b \\ \frac{4}{3} * d_{agg} \end{cases}$$

### **Diseño a cortante**

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

Los estribos de columnas deben tener un espaciamiento:

Espaciamiento mínimo libre:

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

Espaciamiento máximo centro a centro:

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

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

$$d_{be} \geq \begin{cases} 6 \text{ mm} \\ 0,25 d_b \end{cases}$$

## **2.5.4. Diseño de estructuras complementarias**

### **2.5.4.1. Diseño de rampa**

Una rampa es una superficie inclinada que permite la transición gradual y segura entre dos niveles de un edificio o terreno, facilitando el acceso a personas con movilidad reducida, usuarios de sillas de ruedas, carritos de bebé y cualquier persona que prefiera o necesite evitar

escaleras. Además, las rampas también se pueden usar para el acceso de automóviles y otros vehículos a diferentes niveles de estacionamientos subterráneos, garajes o plataformas elevadas.

Según la guía boliviana de la construcción las rampas peatonales que se proyecten en cualquier edificación deberán tener una pendiente máxima de 10 % y las rampas para estacionamientos una pendiente máxima de 20 % en recorrido recto y 15 % en recorrido curvo.

## Dimensionamiento

### Altura mínima

Para losas no pretensadas con vigas entre sus apoyos, el espesor debe cumplir los límites dados en la siguiente tabla:

Tabla 2.24: Espesor mínimo de losas en dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

$\alpha_{fm}$ <sup>[1]</sup>	Espesor mínimo, h, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	Se aplica 8.3.1.1	(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	$h \geq \frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1380} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_{fm} - 0,20)}$	(b) <sup>[2] [3]</sup>
	$h \geq 150$	(c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	$h \geq \frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1380} \right)}{36 + 9 \beta}$	(d) <sup>[2] [3]</sup>
	$h \geq 100$	(e)

Fuente: NB 1225001. Artículo 8.3.2.1.

$\beta$  es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz corta.

$\ell_n$  corresponde a la luz libre en la dirección larga.

$\alpha_{fm}$  se calcula para ambas direcciones de la losa con:

$$\alpha_f = \frac{E_v * I_v}{E_l * I_{losa}}$$

Otro criterio para el cálculo de una altura tentativa de la losa es:

$$h_{losa} = \frac{Perimetro}{180}$$

## **Diseño a flexión**

El diseño de la rampa a flexión se realiza de la misma manera que para losas reticulares debido a que esta también es una losa, pero de hormigón macizo a diferencia de las losas reticulares que utilizan alivianantes.

## **Diseño a cortante**

El diseño a cortante para la rampa se realiza de la misma manera que para losas reticulares, debido a que el análisis es el mismo.

### **2.5.4.2. Diseño de escaleras**

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

Los principales elementos de una escalera son los siguientes:

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

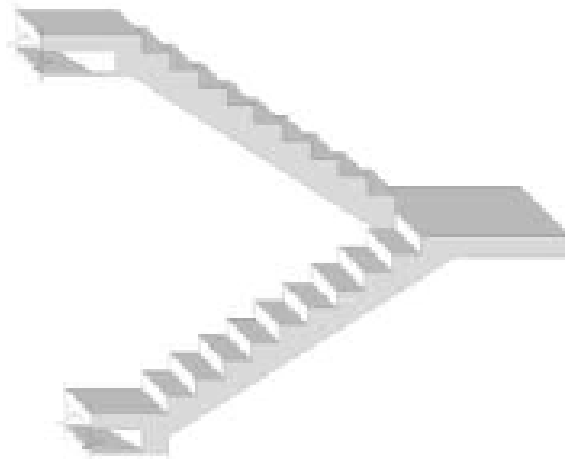
Las escaleras más comúnmente utilizadas son aquellas cuya estructura se basa en losas de hormigón armado apoyadas en sus extremos y escalonadas para facilitar la movilización.

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

sometida a esfuerzos de flexión y compresión. El descanso de la escalera se trata como un apoyo articulado para aliviar los esfuerzos de torsión. Se coloca una viga plana que conecta los tramos y el descanso para aumentar la rigidez de la escalera.

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

Figura 2.15: Escalera de dos tramos



Fuente: Análisis y diseño de escaleras autoportantes, Jorge Segura Franco

Recomendaciones de la guía boliviana de construcción de edificaciones:

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

### **Dimensionamiento**

#### Altura mínima

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

Tabla 2.25: Espesor mínimo de losas en una dirección

Condición de apoyo	$h$ mínimo <sup>(1)</sup>
Simplemente apoyadas	$\ell / 20$
Un extremo continuo	$\ell / 24$
Ambos extremos continuos	$\ell / 28$
En voladizo	$\ell / 10$

Fuente: NB 1225001. Artículo 7.3.1.1.

### Diseño a flexión

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

### Refuerzo por retracción y temperatura

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

La cuantía mínima de la armadura debe cumplir con:

Tabla 2.26: Cuantías mínimas de armadura corrugada de retracción y temperatura

Tipo de armadura	$f_y$ , MPa	Cuantía mínima de armadura	
Barras corrugadas	$< 420$	0,0020	
Barras corrugadas o, armadura de alambre electrosoldada	$\geq 420$	Mayor de:	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y}$
			0,0014

Fuente: NB 1225001. Artículo 274.4.3.2.

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

### Diseño a cortante

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



## 2.5.5. Diseño de fundaciones

### 2.5.5.1. Diseño de zapatas

Una zapata es una cimentación superficial que tiene una sección transversal significativamente más ancha en comparación con su altura. Su propósito principal es transferir las cargas de una estructura a profundidades relativamente poco profundas, generalmente a menos de unos 4 metros de la superficie natural del terreno o del sótano.

#### Dimensionamiento

Para calcular el peso propio aproximado de la zapata se puede multiplicar la carga normal de servicio por 0,05

$$P_p = 0,05 * P_{servicio}$$

Se estima el área mínima de la zapata en función de la capacidad admisible del suelo y la carga de servicio:

$$A = \frac{P_{servicio}}{q_{adm}}$$

La altura total de la zapata debe elegirse de tal manera que la altura efectiva de la armadura inferior sea al menos 150 mm

El recubrimiento mínimo para zapatas en permanente contacto con el suelo es de 40 mm, de acuerdo a la tabla 2.10.

Se verifica si la carga está en el tercio central de la cimentación

$$e_x = \frac{M_y}{P} < \frac{B}{6} \qquad e_y = \frac{M_x}{P} < \frac{L}{6}$$

Para comprobar si las dimensiones obtenidas cumplen, calculamos la capacidad portante del suelo.

$$q_{suelo} = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

Si obtenemos un valor aproximado a la capacidad portante inicial, se puede validar las dimensiones elegidas.

Con la formula anterior podemos obtener el esfuerzo en cada una de las esquinas de la zapata.

#### Clasificación de la zapata

Para saber si es una zapata rígida o flexible se determina si:

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

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

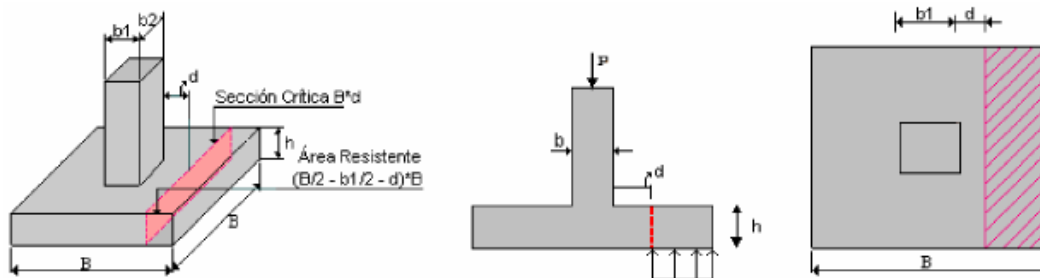
Donde:

V= Vuelo de la zapata

### Cortante unidireccional

Se refiere al efecto en el comportamiento de la zapata como elemento viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia  $d$  de la cara de la columna.

Figura 2.16: Punzonamiento o cortante bidireccional en zapata



Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones, Luis Garza Vásquez

Para una zapata cuadrada el esfuerzo cortante unidireccional se puede calcular con:

$$V_{ud} = \frac{P_u}{B} * \left[ \frac{(B - b_1)}{2} - d \right] * B$$

$$U_{ud} = \frac{V_{ud}}{B * d}$$

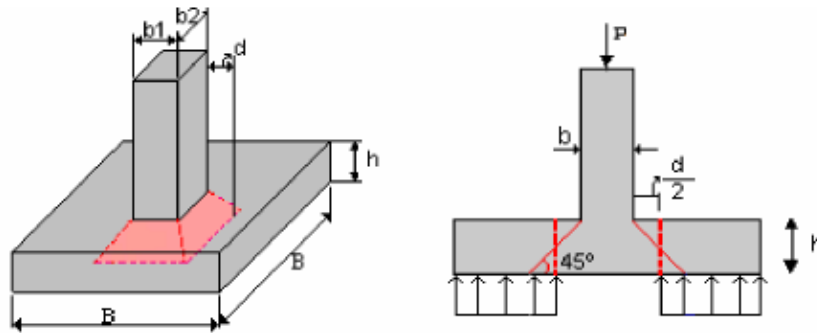
Y debe ser menor que el resistido por el hormigón:

$$U_{ud} \leq \frac{\phi * \sqrt{f'_c}}{6}$$

### Punzonamiento o cortante bidireccional

Es cuando la zapata trata de fallar por una superficie piramidal como respuesta a la carga vertical que transfiere la columna, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 2.17: Punzonamiento o cortante bidireccional en zapata



Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones, Luis Garza Vásquez

La norma establece que la sección crítica para el punzonamiento se localiza a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna

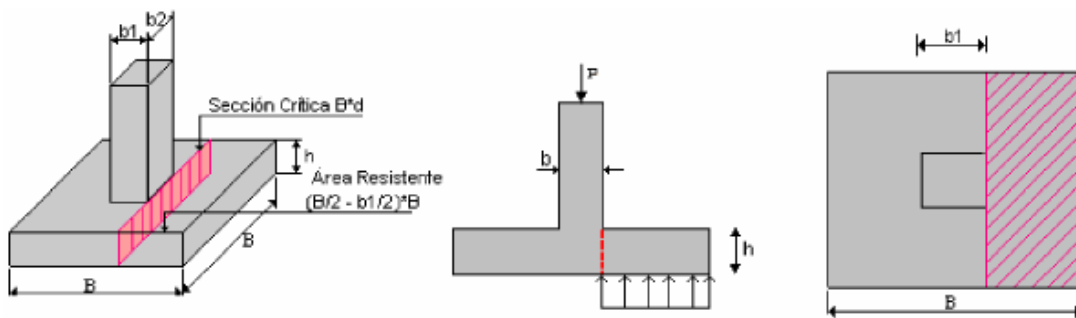
Se debe calcular la resistencia nominal al cortante y compararla con el esfuerzo de corte por punzonamiento tal como se indica en el punto 2.5.2.2 correspondiente al diseño de ábacos a punzonamiento.

**Diseño a flexión**

El momento máximo externo  $M_u$  en cualquier sección de una zapata se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, justo en la cara de la columna

El momento mayorado máximo será igual al momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical.

Figura 2.18: Sección crítica para el cálculo del momento en zapata



Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones, Luis Garza Vásquez

Se puede calcular con la siguiente formula:

$$L_v = \frac{B - b_1}{2}$$

$$M_u = \left[ \left( \frac{q_{u \max} - q_{uf}}{2} \right) * \left( \frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} \frac{L_v^2}{2} \right] * L$$

Finalmente se calcula la armadura necesaria

$$A_{s\text{neces}} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

También se debe calcular la armadura mínima

$$A_{s\text{.min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d$$

Y se debe elegir la mayor para el cálculo.

Los demás criterios para separaciones entre barras son los mismos que para vigas, especificados en el punto 2.5.3.1.

## **2.6.Estrategia para la ejecución del proyecto**

### **2.6.1. Especificaciones técnicas**

Las especificaciones establecen los estándares de calidad y cantidad de los trabajos en un proyecto de construcción.

Los planos definen la geometría, dimensiones y detalles del proyecto, mientras que las especificaciones complementan esta información al proporcionar detalles que no pueden ser mostrados gráficamente o que son demasiado extensos para incluir en los planos. Además, las especificaciones técnicas detallan los requisitos específicos para cada trabajo, incluyendo materiales, equipos y calidad de la mano de obra. También describen los procedimientos de construcción que deben seguirse en el campo, proporcionando una guía clara de lo que se necesita producir y evitando interpretaciones erróneas. Estas especificaciones son fundamentales para aclarar el proceso de diseño y construcción en un proyecto.

Por lo general, se elaboran especificaciones técnicas para cada elemento del proyecto, donde se define el elemento, los materiales, herramientas y equipos utilizados, el procedimiento de ejecución, las mediciones y la forma de pago.

### **2.6.2. Cómputos métricos**

Los cómputos métricos son un análisis detallado de las medidas de longitud, área y volumen de todos los elementos de una obra.

El objetivo de los cómputos métricos es establecer los volúmenes de trabajo y los costos parciales. El trabajo se divide en etapas, cada una de las cuales representa un componente del

presupuesto. Esta clasificación por ítem se realiza para separar las diferentes partes con costos distintos y sirve como una lista indicativa de los trabajos realizados.

Realizar los cómputos métricos requiere conocimiento de los procedimientos constructivos y un enfoque organizado y sistemático. La responsabilidad de la persona encargada de los cómputos es de gran importancia, ya que este trabajo puede afectar las ganancias o pérdidas de los propietarios o contratistas.

Los términos "cómputo", "cubicación" y "metrado" se utilizan indistintamente para referirse a este proceso.

### **2.6.3. Precios unitarios**

El precio unitario es el monto total que se debe pagar por cada unidad de trabajo completada y ejecutada de acuerdo con el proyecto, las especificaciones de construcción y las normas de calidad. La determinación de este precio requiere conocimientos técnicos sobre la obra y las regulaciones actuales.

El precio unitario se compone de los costos directos asociados al trabajo realizado (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y de campo), los costos financieros, el margen de beneficio del contratista y los cargos adicionales (impuestos). La enumeración y análisis de estos costos y cargos tiene como objetivo abarcar de manera amplia los recursos necesarios para completar cada tarea.

### **2.6.4. Presupuesto**

El presupuesto de construcción, también conocido como presupuesto de obra, es un documento que contiene el cálculo detallado y anticipado del costo de construcción de un proyecto en cada una de sus etapas.

Este presupuesto se elabora utilizando los cómputos métricos y análisis de precios unitarios de cada partida que conforma el proyecto. Además, ayuda a establecer las prioridades de los componentes vitales del proyecto. El presupuesto también se utiliza para la adquisición de materiales y permite un control adecuado de los gastos durante la ejecución.

Por ejemplo, si los fondos son limitados, un contratista puede enfocarse en las tareas esenciales y reducir los costos de las actividades menos prioritarias. El presupuesto establece metas y directrices para el proyecto, permitiendo a los responsables del mismo fijar

restricciones y alternativas para asegurar que se complete a tiempo y dentro del presupuesto. Esto ayuda a mantener el proyecto en el rumbo correcto.

Es importante tener en cuenta que el presupuesto de obra es flexible, ya que durante la ejecución pueden surgir variaciones imprevistas. Estas variaciones pueden incluir un aumento en las cantidades de trabajo, incremento en los costos de materiales o cambios en las tasas de mano de obra. Estos factores imprevistos pueden tener un impacto significativo en los costos finales, por lo que es necesario realizar un seguimiento adecuado.

### **2.6.5. Planeamiento y cronograma**

La planificación de una obra se resume en la gestión, coordinación y preparación de todos los recursos necesarios para llevar a cabo un proyecto: recursos humanos, materiales y financieros, agrupándolos de manera que se puedan operar dentro de un tiempo y costo previamente establecidos.

En la planificación y programación de la ejecución de una obra, se busca establecer el calendario de actividades considerando que cada una de ellas depende del rendimiento y eficiencia de la mano de obra encargada de la construcción.

Al elaborar el cronograma, se consideran en primer lugar todas las actividades que afectan directamente a la construcción, teniendo en cuenta la mano de obra necesaria para su ejecución, lo que define el tiempo requerido para cada ítem.

Existen varios métodos para realizar el cronograma de una construcción, como PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. Para este proyecto se utilizó el método GANTT para su elaboración. El diagrama de Gantt es una herramienta que permite planificar y programar tareas a lo largo de un período determinado. Facilita la visualización de las acciones planificadas y permite realizar un seguimiento y control del progreso de cada etapa del proyecto. Además, representa gráficamente las tareas, su duración, secuencia y el calendario general del proyecto.

Las acciones se vinculan entre sí según su posición en el cronograma. El inicio de una tarea que depende de la finalización de una acción previa se representa mediante un enlace de tipo fin-inicio. También se reflejan aquellas tareas que se desarrollan de forma paralela, y se pueden asignar los recursos necesarios para cada actividad con el fin de controlar los costos y el personal requerido.

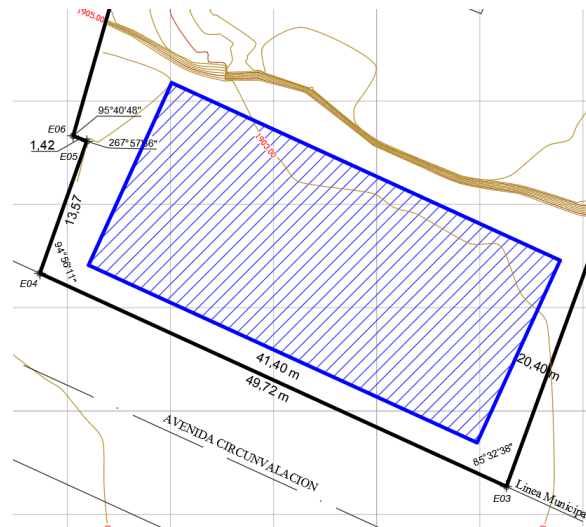
### 3. INGENIERIA DEL PROYECTO

#### 3.1. Análisis de la topografía

La información del levantamiento topográfico (puntos topográficos y plano del levantamiento topográfico) fue otorgada por la institución Cosaalt.

Analizando el plano del levantamiento topográfico se observa que el mismo cuenta con desniveles significativos en una sección sin embargo en gran parte del terreno se muestra una topografía regular, dicho plano abarca un terreno bastante grande del cual solo en una parte se emplazara el edificio central Cosaalt. En la parte de emplazamiento del edificio se observa que no existen desniveles significativos, por lo cual es un terreno apto para construcción y no requiere movimientos de tierras.

Figura 3.1: Emplazamiento del edificio en el plano de levantamiento topográfico



Fuente: Elaboración propia

El levantamiento topográfico del terreno y del área de emplazamiento del edificio se ve de manera detallada en el Anexo A-1.

Cabe aclarar que dicho levantamiento topográfico se realizó en el año 2016 y para validar el mismo, actualmente se hizo una visita al terreno para corroborar visualmente que esté acorde con el plano y se observó que la parte del terreno en la cual se emplazara el edificio está totalmente plana debido a que ahora funciona provisionalmente como un estacionamiento de vehículos de la empresa.

El terreno cuenta con una superficie aproximada de 3110 m<sup>2</sup>, el emplazamiento del edificio contempla un área de 844,56 m<sup>2</sup> en la cual se encuentra un bloque de infraestructura.

Figura 3.2: Vista en planta del emplazamiento del edificio en el terreno



Fuente: Google Earth, imágenes 20/04/2023

### **3.2. Análisis del estudio de suelos**

El estudio de suelos fue realizado con equipo y personal de la empresa consultora ADA SRL, la cual fue contratada por la empresa Cosaalt.

Se realizó dos ensayos de SPT en lugares previamente definidos dentro del terreno donde se tiene previsto construir el edificio central de Cosaalt LTDA.

Los ensayos fueron realizados a profundidades de 2,70 y 2,20 m. Ambos ensayos dieron como resultado suelos que están compuesto por arcillas con moderada o despreciable cantidad de material grueso y ambos presentan una carga admisible máxima probable de 300 KN/m<sup>2</sup> siendo importante aclarar que en el segundo ensayo se presentó un rechazo a la cantidad de 30 golpes debido a que la punta no penetraba los 15 cm requeridos, esto quiere decir que el suelo es de una consistencia bastante dura.

En el informe de ensayos presentado por la empresa que realizó el mismo también se hizo ensayos de caracterización de los suelos, dando como resultado un suelo tipo A-6 según la clasificación AASHTO, el suelo tipo A-6 es un suelo arcilloso que se caracteriza por tener baja a moderada plasticidad con cantidad despreciable de material grueso.

El suelo encontrado en ambas calicatas presenta consistencias duras y características similares, por lo que se determina que los valores son representativos. En los pozos de estudio no se observó la presencia de agua subterránea.

El estudio de suelos se puede ver de manera más detallada en el Anexo A-2 del presente proyecto.



Figura 3.3: Ensayo de suelos realizado por la empresa consultora ADA SRL



Fuente: Informe ensayo de suelos empresa consultora ADA SRL.

### 3.2.1. Capacidad portante mediante el método teórico de Terzaghi

Para validar la carga admisible del terreno obtenida en el ensayo SPT mostrado anteriormente, se realizó el método teórico de Terzaghi.

La teoría de capacidad de soporte de Terzaghi sirve para determinar la tensión admisible de resistencia del terreno usando como variables el peso específico del suelo, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.

Datos de la zapata rectangular:

Ancho  $A = 3,15$  m

Largo  $B = 3,15$  m

Datos del suelo:

Peso específico del suelo  $\gamma = 17,5$  KN/m<sup>3</sup>

Angulo de fricción interna  $\phi = 25$  °

Cohesión del suelo  $C = 15$  KN/m<sup>2</sup>

Profundidad del suelo  $D_f = 2,70$  m

Hallamos la carga distribuida a la profundidad  $D_f$  del suelo:

$$q = \gamma * D_f$$

$$q = 17,50 \text{ KN/m}^3 * 2,70 \text{ m}$$

$$q = 47,25 \text{ KN/m}^2$$

Con el valor del ángulo de fricción interna se obtienen los factores de capacidad de carga de Terzaghi entrando a la tabla 2.7.

$$N_c = 20,72$$

$$N_q = 10,66$$

$$N_\gamma = 10,88$$

Con los factores calculados, se puede aplicar la fórmula de capacidad de carga de Terzaghi para calcular la tensión última o de rotura:

Para zapata cuadrada

$$q_u = 1,3 * C * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 15 * 20,72 + 47,25 * 10,66 + 0,4 * 17,50 * 3,15 * 10,88$$

$$q_u = 1147,63 \text{ KN/m}^2$$

Aplicando un factor de seguridad:

$$FS = 4$$

Por lo tanto, la resistencia admisible del suelo es:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1147,63 \text{ KN/m}^2}{4}$$

$$q_{adm} = 286,91 \text{ KN/m}^2$$

### 3.2.2. Comparación de resultados teóricos y prácticos de la capacidad admisible del suelo

Tabla 3.1: Comparación de resultados de la capacidad admisible del suelo

Métodos	Profundidad de estudio (m)	Capacidad admisible KN/m <sup>2</sup>
Método Terzaghi	2,70 m	286,91
Ensayo SPT	2,70 m	300

Fuente: Elaboración propia

### Conclusión

El método de Terzaghi se basa en suposiciones y modelos matemáticos que pueden no capturar todas las complejidades del suelo en la ubicación específica. Por lo tanto, el valor de 286,91 KN/m<sup>2</sup> podría considerarse una estimación teórica mientras que el ensayo SPT es una medición directa realizada en el lugar y se considera una evaluación más precisa de la capacidad portante del suelo en ese lugar específico.

Se optó por utilizar el valor de 300 KN/m<sup>2</sup>, obtenido mediante el ensayo SPT, como medida conservadora para asegurar la estabilidad y seguridad en el diseño de la cimentación de la estructura.

### 3.2.3. Recomendación de profundidad de estudio de suelos

Como no se ha identificado adecuadamente la composición de los distintos estratos de suelo que se encuentran debajo de las zapatas, se sugiere llevar a cabo un nuevo estudio con el único propósito de identificar estos estratos. Esto garantizará que no se produzcan asentamientos desiguales en la estructura en su conjunto.

Respecto a la profundidad a la cual se debe realizar este nuevo estudio, existen diversas recomendaciones basadas en estudios experimentales presentadas a continuación.

La profundidad de perforación a estudiar recomendada por el libro fundamentos de ingeniería geotécnica Braja Das (Sowers y Sowers 1970) está en función al número de pisos y es para un edificio de un ancho de 30 m.

Tabla 3.2: Profundidad de perforación de estudio de suelos según braja das

No. de pisos	Profundidad de perforación (m)
1	3.5
2	6
3	10
4	16
5	24

Fuente: Sowers y Sowers 1970

El libro mencionado también nos da la siguiente recomendación:

Para edificios ligeros de acero o edificios estrechos de concreto

$$D_b = 3 * S^{0,7}$$

Para edificios pesados de acero o edificios anchos de concreto

$$D_b = 6 * S^{0,7}$$

Donde:

Db= Profundidad de la perforación (m)

S= Número de pisos

También nos aconseja que, cuando las excavaciones sean profundas, se debe explorar al menos 1,5 veces la profundidad de la excavación desde el nivel del suelo hasta el nivel de la zapata.

### **Bulbo de presiones**

El bulbo de presión es la distribución tridimensional de las presiones que se generan en el suelo debajo de una zapata. A medida que la carga de la estructura se transfiere a la zapata y, posteriormente, al suelo, se forma un área de presión que se asemeja a un bulbo. Este bulbo de presión se extiende hacia abajo y hacia los lados, distribuyendo la carga de manera uniforme para evitar la consolidación excesiva o la falla del suelo.

Para determinar el bulbo de presiones, Joseph Boussinesq desarrollo un método aproximado basado en sus experimentaciones, presentado a continuación:

### **Método de Boussinesq:**

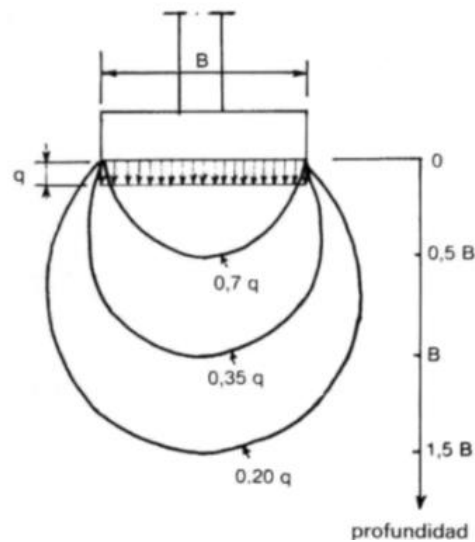
Boussinesq desarrolló un método para el cálculo de incremento de esfuerzos (esfuerzos inducidos) en cualquier punto situado al interior de una masa de suelo, este método es una técnica matemática utilizada en ingeniería geotécnica para analizar la distribución de esfuerzos y presiones en un medio elástico semiinfinito debido a una carga puntual aplicada en su superficie. Este método es particularmente relevante en el análisis de cimentaciones superficiales, como zapatas.

Boussinesq asume que el suelo es homogéneo e isotrópico, y se extiende infinitamente en todas direcciones, excepto hacia abajo. Sus ecuaciones fundamentales describen la propagación de esfuerzos y presiones en el suelo, considerando un factor de forma que ajusta la ecuación para la geometría de la carga puntual y un coeficiente de Boussinesq para conversiones unitarias. La carga puntual genera un "bulbo de presión", que representa la distribución tridimensional de las presiones en el suelo. Aunque el método es valioso para cimentaciones superficiales, sus limitaciones incluyen suposiciones simplificadoras y la necesidad de condiciones específicas para su aplicación precisa.

Las hipótesis para las cuales se desarrolló la fórmula de Boussinesq, están lejos de representar realmente una masa de suelo, no obstante, simplifica el análisis matemático que impone dicha masa.

Según el libro patología de cimentaciones de Louis Logeais basado en el modelo de Boussinesq, las presiones en el suelo actúan de la siguiente manera:

Figura 3.4: Distribución de presiones verticales en el suelo bajo una zapata cuadrada, en función de la presión de contacto  $q$



Fuente: Patología de Cimentaciones, Louis Logeais

## Conclusiones

Considerando todas las recomendaciones mencionadas, se puede emplear la teoría de Boussinesq para determinar la profundidad necesaria del estudio de suelos. Se sugiere realizar este estudio hasta una profundidad de 1,5 veces la dimensión de la base de la zapata ( $1,5 B$ ) desde el nivel donde se colocará la fundación. Por lo tanto, si la base de la zapata es de 3,15 metros, comenzando desde una profundidad inicial de 2,70 metros, se debería aumentar la profundidad en 1,5 veces la dimensión de la base ( $1,5 \times 3,15$  metros), lo que da como resultado 4,80 metros adicionales. Sumando esto a la profundidad inicial, el estudio de suelos debería realizarse hasta una profundidad total de 7,50 metros desde el nivel del suelo.

Esta profundidad se establece porque hasta ese punto se encuentran las presiones del suelo generadas por la estructura, a mayor profundidad las presiones se consideran insignificantes.

Es esencial examinar el perfil estratigráfico del suelo a lo largo de estos 7,50 metros para asegurar que sea adecuado y tenga la capacidad de resistir todas las presiones ejercidas sobre él. Este análisis proporcionará información crucial para evaluar la idoneidad del suelo en términos de resistencia y capacidad de carga.

### **3.3. Análisis del diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas de acuerdo a las características propias del terreno; en forma conjunta el personal técnico de la empresa Neveerde (a cargo del diseño arquitectónico) y personal de Cosalt determinaron la alternativa más acorde y funcional, que se procedió a aprobar tal y como se muestra en el anexo A-8.

El diseño arquitectónico debe ser apropiado, emplear la tecnología en los sistemas estructurales, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales, buscar la eficiencia y la productividad.

En lo que respecta al análisis arquitectónico se pudo ver la disposición adecuada de los elementos estructurales que satisfagan tanto los criterios constructivos como estéticos.

### **3.4. Planteamiento estructural**

La solución estructural inicia con el planteamiento de la estructura, definiendo los tipos de elementos y su posición. Posteriormente se obtiene las cargas que actúan en la estructura.

Las máximas solicitaciones se obtuvieron a través del análisis estructural por medio del software Cypecad 2023 y se identificaron los elementos más críticos. Una vez identificados los elementos más críticos, para el dimensionamiento de estos se realizó el procedimiento de cálculo de forma manual y se verifico valores mediante el uso de una hoja electrónica Excel.

#### **3.4.1. Estructura de la edificación**

Para este proyecto se utilizó una estructura aporticada en la cual se propuso preservar algunas consideraciones de la estructura de los planos arquitectónicos propuestos previamente de manera que se mantenga la visión arquitectónica establecida.

Uno de los propósitos del planteamiento es estudiar las condiciones que deben cumplirse para que los elementos de la estructura proyectada puedan soportar las cargas de forma segura.

La estructura fue definida como un sistema aporticado tridimensional (3D), comprende de cinco niveles que a su vez se descomponen en pórticos compuestos de columnas, vigas de

borde, ábacos y entrepisos de losas reticulares, los cinco niveles están comunicados por escaleras de hormigón armado y un ascensor.

Se calculó la estructura en base a un sistema de análisis por métodos matriciales de rigidez sobre un modelo estructural, con un programa se calculará los esfuerzos que se producen en ella por la aplicación de las diferentes acciones.

Las columnas tienen una sección cuadrada y rectangular.

Las vigas que conforman la estructura son de sección rectangular, se utilizó la menor cantidad de tamaños diferentes de vigas con el fin de optimizar el futuro proceso constructivo. Las vigas se utilizaron solo en los bordes de la estructura, la edificación no cuenta con vigas interiores siendo estas reemplazadas por ábacos.

Los ábacos que conforman la estructura tienen la misión de canalizar las cargas que transportan los nervios a las columnas y resistir los esfuerzos cortantes de punzonamiento que se producen alrededor de los mismos.

Las losas de entrepiso que se plantearon para soportar las cargas relativas a los ambientes son losas reticulares sin vigas de borde. Se eligió este tipo de losa con la filosofía de que la losa trabajará en dos direcciones debido a que los ambientes cuentan con grandes dimensiones. Para la cubierta también se usaron losas reticulares debido a la razón mencionada anteriormente.

### **3.4.2. Estructuras complementarias**

Las escaleras son de dos tramos de acuerdo al plano arquitectónico, y fueron idealizadas mediante apoyos fijos y móviles o simplemente apoyada, ya que no existe empotramiento perfecto. En el descanso de las escaleras no existe apoyo, se apoyan únicamente en las losas que se encuentran en el tramo inicial y tramo final.

Para su análisis se la diseña como una losa maciza bidireccional simplemente apoyada.

Los muros de hormigón armado se colocan en el sótano para servir de contención al terreno natural, estos muros están sobre zapatas corridas y se diseñan principalmente a flexión.

### **3.4.3. Estructura de las fundaciones**

La cimentación de la estructura está constituida por zapatas aisladas de hormigón armado, las mismas son de forma cuadrada, rectangular y corrida.

### 3.4.4. Resumen planteamiento

Cubierta y entrepisos: Losa reticular

Vigas: Sección rectangular

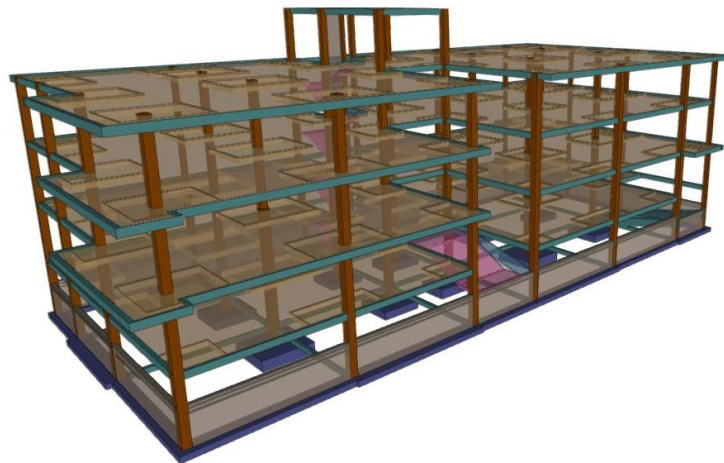
Ábacos: planos de sección rectangular

Columnas: sección rectangular y cuadradas.

Fundaciones: zapatas aisladas y corridas

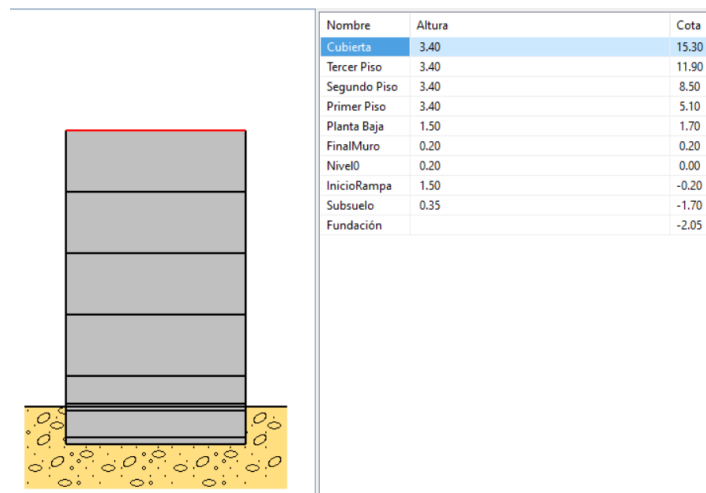
Estructuras complementarias: Escaleras de dos tramos, de un tramo, ascensor, rampa de acceso y muros de sótano.

Figura 3.5: Esquema estructural Edificio central de Cosaalt



Fuente: Cypecad

Figura 3.6: Niveles de fundación de cada planta del Edificio central de Cosaalt



Fuente: Cypecad



### 3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

Para el diseño estructural se utilizó el programa computacional Cypecad 2023 con licencia temporal.

A fin de verificar los resultados obtenidos mediante el programa mencionado, se realizó un cálculo manual del elemento estructural más desfavorable de cada tipo de elemento (losa, ábaco, viga, columna, escalera, muro y fundación), los cuales se describen más adelante. Posteriormente, se compararán los resultados obtenidos manualmente con los obtenidos mediante el programa para poder llegar a conclusiones precisas y específicas.

#### 3.5.1. Análisis de cargas

##### 3.5.1.1. Cargas muertas o acciones permanentes

##### Carga de muro de ladrillo hueco o tabiquería

Figura 3.7: Datos del ladrillo



Fuente: Cerámica Guadalquivir

Datos:

Espesor	$e =$	12	cm
Altura	$h =$	18	cm
Longitud	$L =$	24	cm
Peso	$Plad =$	3,7	kg = 0,037 KN

##### Distancia de juntas

Horizontal:  $J_h = 1,5$  cm

Vertical:  $J_v = 1,5$  cm

### Número de ladrillos para 1 m<sup>2</sup>

$$N^{\circ}L_h = \frac{100}{L + J_h} = \frac{100 \text{ cm}}{24 \text{ cm} + 1,5 \text{ cm}} = 3,92 \text{ pzas/m}$$

$$N^{\circ}L_v = \frac{100}{h + J_v} = \frac{100 \text{ cm}}{18 \text{ cm} + 1,5 \text{ cm}} = 5,13 \text{ pzas/m}$$

$$N^{\circ} \text{ de ladrillos por } m^2 = N^{\circ}L_h * N^{\circ}L_v$$

$$N^{\circ} \text{ de ladrillos por } m^2 = N^{\circ}L_h * N^{\circ}L_v = 3,92 \text{ pzas/m} * 5,13 \text{ pzas/m}$$

$$N^{\circ} \text{ de ladrillos por } m^2 = 20,11 \text{ pzas/m}^2 \cong \mathbf{20 \text{ pzas/m}^2}$$

Considerando que no habrá pérdidas, además la cerámica Guadalquivir también recomienda un rendimiento de 20 piezas de ladrillo por m<sup>2</sup>.

Cantidad total de ladrillos:

$$\mathbf{N^{\circ}lad = 20 \text{ ladrillos/m}^2}$$

### Carga de ladrillos por m<sup>2</sup>

$$Q_{lad/m^2} = P_{lad} * N^{\circ}_{lad}$$

$$Q_{lad/m^2} = 0,037 \text{ KN} * 20 \text{ lad/m}^2$$

$$\mathbf{Q_{lad/m^2} = 0,740 \text{ KN/m}^2}$$

Volumen Total de Muro

$$h = 1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$e = 0,12 \text{ m}$$

$$V_{Tmuro} = b * h * e = 0,12 \text{ m}^3$$

Volumen de ladrillo

$$h = 0,18 \text{ m}$$

$$b = 0,12 \text{ m}$$

$$L = 0,24 \text{ m}$$

$$V_{lad} = b * h * L = 0,0052 \text{ m}^3$$

### Volumen de juntas

$$V_{juntas} = V_{Tmuro} - V_{lad} * N^{\circ}_{lad} = 0,12 \text{ m}^3 - 0,0052 \text{ m}^3 * 20$$

$$\mathbf{V_{juntas} = 0,016 \text{ m}^3}$$

Peso específico de morteros de cemento portland y arena:  $\gamma_{H^{\circ}} = 21 \text{ KN/m}^3$

$$Q_{junta} = V_{junta} * \gamma_{H^{\circ}} = 0,016 \text{ m}^3 * 21 \text{ KN/m}^3$$

$$\mathbf{Q_{junta} = 0,343 \text{ KN/m}^2}$$

### Peso de los revoques

Yeso para cielos rasos y enlucidos:  $\gamma_{yeso} = 12,5 \text{ KN/m}^3$

Mortero de cemento portland y arena:  $\gamma_{H^\circ} = 21 \text{ KN/m}^3$

Espesor de revoque exterior de yeso = 0,02 m

Espesor de revoque interior de yeso = 0,01 m

Carga de revoque exterior para ambas caras del muro:

$$Q_{rev.ext} = 2 * \gamma_{H^\circ} * Esp_{ext} = 2 * 21 \text{ KN/m}^3 * 0,02 \text{ m}$$

$$Q_{rev.ext} = \mathbf{0,840 \text{ KN/m}^2}$$

Carga de revoque interior para ambas caras del muro:

$$Q_{rev.int} = 2 * \gamma_{yeso} * Esp_{int} = 2 * 12,5 \text{ KN/m}^3 * 0,01 \text{ m}$$

$$Q_{rev.int} = \mathbf{0,250 \text{ KN/m}^2}$$

Peso total del muro

$$Q_{Tmuro} = Q_{ladrillo} + Q_{junta} + Q_{rev.ext} + Q_{rev.int}$$

$$Q_{Tmuro} = 0,74 + 0,343 + 0,840 + 0,250$$

$$Q_{Tmuro} = \mathbf{2,173 \text{ KN/m}^2}$$

### Carga superficial del muro

Para adecuar a carga lineal, consideraremos la altura total del muro:

Altura de piso Hpiso= 3,4 m

Altura de viga Hviga= 0,35 m

Altura de muro Hmuro= Hpiso- Hviga = 3,40 – 0,35 m = 3,05 m

### Carga lineal del muro

$$Q_{Lmuro} = Q_{Total} * H_{muro} = 2,173 \text{ KN/m}^2 * 3,05 \text{ m}$$

$$Q_{Lmuro} = \mathbf{6,63 \text{ KN/m}}$$

### Carga de muro de ladrillo para bordes de cubierta

$$Q_{Tmuroc} = \mathbf{2,173 \text{ KN/m}^2}$$

Altura de muro de cubierta Hmuro= 1 m

### Carga lineal del muro de cubierta

$$Q_{Lmuroc} = Q_{Totalc} * H_{muro} = 2,173 \text{ KN/m}^2 * 1 \text{ m}$$

$$Q_{Lmuroc} = \mathbf{2,173 \text{ KN/m}}$$

## **Cargas sobre losa debido a los acabados**

### Carga de cielo raso (obtenida de norma)

Para elementos modulares de asbesto cemento, montados sobre elementos metálicos o enlistonado de madera.

$$Q_{cielorasos} = 0,15 \text{ KN/m}^2$$

### Carga de cerámico

Peso específico de baldosa ceramica (obtenido de norma)  $\gamma_{cer} = 18 \text{ KN/m}^3$

Espesor del ceramico:  $e = 0,015 \text{ m}$

$$Q_{cer} = 0,27 \text{ KN/m}^2$$

### Carga de carpeta de nivelación

Mortero de cemento portland y arena:  $\gamma_{H^o} = 21 \text{ KN/m}^3$

Altura de carpeta de nivelacion:  $H_{carp} = 0,05 \text{ m}$

$$Q_{carp} = \gamma_{H^o} * H_{carp} = 21 \text{ KN/m}^3 * 0,05 \text{ m}$$

$$Q_{carp} = 1,05 \text{ KN/m}^2$$

### Total carga sobre losa debido a acabados

$$Q_{CM} = Q_{cielorasos} + Q_{cer} + Q_{carp}$$

$$Q_{CM} = 0,15 + 0,27 + 1,05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{CM} = 1,47 \text{ KN/m}^2$$

## **Carga sobre losa de cubierta**

Además de las cargas sobre los acabados se debe considerar:

### Carga de cubierta impermeabilizante

Para impermeabilizante con base de tela o cartón asfáltico de siete capas (según norma):

$$Q_{imp} = 0,10 \text{ KN/m}^2$$

### Total carga de cubierta

$$Q_{cub} = Q_{CM} + Q_{imp} = 1,47 + 0,10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{cub} = 1,57 \text{ KN/m}^2$$

## **Carga para los muros del frente**

### Carga del muro de vidrio

Muro de vidrio con vidrio armado de 6 mm de espesor

Carga unitaria de vidrio (obtenido de norma):

$$Q_{vidrio} = 0,150 \text{ KN/m}^2$$

### Carga de paneles de polivinilo

Polivinilo, cloruro (PVC):  $\gamma_{H^o} = 14 \text{ KN/m}^3$

Espesor del panel:  $e = 0,05 \text{ m}$

$$Q_{pvc} = \gamma_{H^o} * e = 14 \text{ KN/m}^3 * 0,05 \text{ m}$$

$$Q_{pvc} = 0,70 \text{ KN/m}^2$$

Carga total para los muros de frente

$$Q_{murof} = Q_{vidrio} + Q_{pvc} = 0,15 + 0,70 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{murof} = 0,85 \text{ KN/m}^2$$

### **Resumen de cargas permanentes**

Carga del muro de ladrillo:  $Q_{Tmuro} = 2,173 \text{ KN/m}^2$

Carga sobre losa debido a los acabados:  $Q_{CM} = 1,47 \text{ KN/m}^2$

Carga sobre cubierta:  $Q_{cub} = 1,57 \text{ KN/m}^2$

Carga para muros del frente:  $Q_{murof} = 0,85 \text{ KN/m}^2$

### **Peso propio de elementos estructurales**

#### Losa reticular

El peso propio se obtiene del programa cypecad

Figura 3.8: Datos de losa reticular

Los datos de configuración de la losa reticular en Cypecad son:

Parámetro	Valor	Unidad
Referencia	Losa casetonada propia	
Material	De poliestireno	
Datos geométricos	<input checked="" type="radio"/> Iguales en X e Y <input type="radio"/> Diferentes en X e Y	
Canto total (h)	35.0	cm
Capa de compresión (c)	5.0	cm
Intereje (b)	80.0	cm
Ancho del nervio (a)	10.0	cm
Volumen de hormigón	0.120	m³/m²
Peso propio	2.94	kN/m²

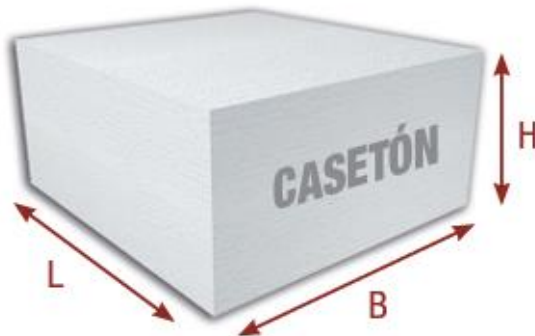
Fuente: Cypecad

Peso propio losa (obtenido de Cype)

$$Q_{Losa} = 2,94 \text{ KN/m}^2$$

## Carga de casetón no recuperable

Figura 3.9: Casetón no recuperable



Fuente: Tecnopreco

Si consideramos que la densidad específica está alrededor de 0,1 KN/m<sup>3</sup>

Peso específico de poliestireno  $\gamma_{pol} = 1 \text{ KN/m}^3$

Dimensiones casetón

B= 70 cm

L= 70 cm

h= 30 cm

Carga distribuida del casetón

$$Q_{caseton} = \gamma_{H^{\circ}} * H_{carp} = 1 \text{ KN/m}^3 * 0,30 \text{ m}$$

$$Q_{caseton} = 0,30 \text{ KN/m}^2$$

## **Carga de barandado para escaleras**

Datos para barandado de acero galvanizado:

Diámetro externo de tubería: D= 2" = 0,0508 m

Espesor de la pared: e= 1/8" = 0,003175 m

Diámetro hueco de la tubería: d= 0,04445 m

Peso específico del acero galvanizado:  $\gamma_{A^{\circ}G^{\circ}} = 77 \text{ KN/m}^3$

Numero de Barandas: N= 4

Separación entre ejes de tuberías: S= 0.2000 m

Altura total de barandado: h= 1,40 m

### Carga de barandado

$$Q_{barandado} = \gamma_{A^{\circ}G^{\circ}} * \frac{\pi * (D^2 - d^2)}{4} * N^{\circ}barandas$$
$$Q_{barandado} = 77KN/m^3 * \frac{\pi * (0,0508^2 - 0,04445^2)}{4} * 4$$
$$Q_{barandado} = 0,146 KN/m$$

### 3.5.1.2.Carga viva

Las cargas de uso se tomaron de la norma NB 1225002

A continuación, se describen las sobrecargas usadas para cada planta:

#### Subsuelo

Tabla 3.3: Sobrecargas de uso para la planta subsuelo

Ambiente	Carga (KN/m2)
Estacionamiento	2,5
Rampa vehicular	5
Escaleras	5

Fuente: NB 1225002. Artículo 4.4.2. Elaboración propia

#### Planta baja

Tabla 3.4: Sobrecargas de uso para la planta baja

Ambiente	Carga (KN/m2)
Sala de reuniones	5
Gerencia comercial	2,5
Secretaria	2,5
Odeco: Atención publico	5
Recursos humanos	2,5
Proyectos	2,5
Catastro y topografía	2,5
Archivo topográfico	2,5
Baños	3
Facturación	2,5

Lecturación	2,5
Morosidad	2,5
Cajas atención al cliente	5
Reclamo usuarios	2,5
Radios	2,5
Obras ap/as	2,5
Gerencia de proyectos	2,5
Secretaria	2,5
Cabina rack	2,5
Corredores o pasillos	5
Escaleras	5

Fuente: NB 1225002. Artículo 4.4.2. Elaboración propia

### Primer piso

Tabla 3.5: Sobrecargas de uso para el primer piso

<b>Ambiente</b>	<b>Carga (KN/m2)</b>
Oficinas	2,5
Sala de reuniones	2,5
Archivo de finanzas	2,5
Baños	3
Cabina rack	2,5
Corredores	4
Escaleras	5

Fuente: NB 1225002. Artículo 4.4.2. Elaboración propia

### Segundo piso

Tabla 3.6: Sobrecargas de uso para el segundo piso

<b>Ambiente</b>	<b>Carga (KN/m2)</b>
Oficinas	2,5
Sala de reuniones	2,5
Cafetería	3



Cocina	4
Baños	3
Cabina rack	2,5
Salón auditorio	5
Corredores o pasillos	4
Escaleras	5

Fuente: NB 1225002. Artículo 4.4.2. Elaboración propia

### Cubierta

Tabla 3.7: Sobrecargas de uso para la cubierta

Ambiente	Carga (KN/m2)
Azotea accesible priv.	3

Fuente: NB 1225002. Artículo 4.4.2. Elaboración propia

### Cubierta escaleras

Tabla 3.8: Sobrecargas de uso para la cubierta escaleras

Ambiente	Carga (KN/m2)
Azotea inaccesible	1

Fuente: NB 1225002. Artículo 4.4.2. Elaboración propia

### **3.5.1.3.Carga de viento**

Se calculó la carga de viento según el procedimiento analítico indicado en la norma NB 1225003.

#### Velocidad básica del viento en Tarija

De acuerdo a datos del Senamhi:

En la estación Aeropuerto se produjo una velocidad máxima de:

$$V = 64,90 \text{ km/h} = 18,03 \text{ m/s}$$

En el mes de julio del año 2009.

#### Factor de direccionalidad

Se obtiene de la siguiente tabla en función al tipo de estructura:

Tabla 3.9: Factor de direccionalidad  $K_d$

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad $K_d$
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0,85
Toda otra sección transversal	0,95

Fuente: NB 1225003. Artículo 5.3.4.

Para una estructura de edificios:

$$K_d = 0,85$$

### Factor de importancia

La categoría de la estructura según naturaleza de ocupación se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 3.10: Categorías de ocupación: Parte 1

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalaciones Agrícolas.</li> <li>▪ Ciertas instalaciones temporarias.</li> <li>▪ Instalaciones menores para almacenamiento.</li> </ul>	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con escuelas primarias, secundarias o instalaciones para guarderías con capacidad mayor que 150 personas.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 para universidades o instalaciones para educación de adultos.</li> <li>▪ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.</li> <li>▪ Instalaciones para cárceles y detenciones.</li> <li>▪ Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV.</li> </ul> Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalaciones petroquímicas.</li> <li>▪ Instalaciones para almacenamiento de combustibles.</li> <li>▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos.</li> <li>▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos.</li> </ul> Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de	III

Fuente: NB 1225003. Artículo 5.4.

Tabla 3.11: Categorías de ocupación: Parte 2

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
<p>substancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.</p>	
<p>Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.</li> <li>▪ Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia.</li> <li>▪ Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias.</li> <li>▪ Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias.</li> <li>▪ Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia.</li> <li>▪ Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego.</li> <li>▪ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia.</li> <li>▪ Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional.</li> </ul>	IV

Fuente: NB 1225003. Artículo 5.4.

El edificio corresponde a la categoría II.

Factor de importancia para categoría elegida

Se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 3.12: Factor de importancia “I”

Categoría	<i>I</i>
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

Fuente: NB 1225003. Artículo 5.4.

Para categoría II:

$$I = 1$$

Categoría de exposición de la estructura

Corresponde a exposición “B”: áreas urbanas y suburbanas (Artículo 5.5.1-NB 1225003).

Coefficientes de exposición para la presión dinámica

Se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 3.13: Coeficientes de exposición Kz y Kh

Altura sobre el nivel del terreno, z (m)	EXPOSICIÓN					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23
15	0,68	0,51	0,81	0,81	1,09	1,27
17,50	0,68	0,55	0,84	0,84	1,13	1,30
20	0,68	0,57	0,88	0,88	1,16	1,33
22,50	0,68	0,60	0,91	0,91	1,19	1,36
25	0,68	0,63	0,93	0,93	1,21	1,38
30	0,68	0,68	0,98	0,98	1,26	1,43
35	0,72	0,72	1,03	1,03	1,30	1,47
40	0,76	0,76	1,07	1,07	1,34	1,50

Fuente: NB 1225003. Artículo 5.5.4.

Para una altura del edificio sobre el nivel del terreno:

$$H = 15,30 \text{ m}$$

Los coeficientes son:

$$K_z = 0,81$$

$$K_h = 0,81$$

Factor topográfico

$$K_{zt} = (1 + k1 * k2 * k3)^2$$

K1, K2 y K3 se calculan de acuerdo con la siguiente tabla en base al tipo de terreno:

Tabla 3.14: Factor topográfico Kzt

Multiplicadores topográficos para exposición C										
H/Lh	Multiplicador K <sub>1</sub>			x/Lh	Multiplicador K <sub>2</sub>		z/Lh	Multiplicador K <sub>3</sub>		
	Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim axialsim.		Escarpa bidim.	Todos los otros casos		Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim axialsim.
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09
				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
							0,90	0,07	0,11	0,03
							1,00	0,05	0,08	0,02
							1,50	0,01	0,02	0,00
							2,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: NB 1225003. Artículo 5.6.2.

Cuando no se conocen muchos datos, se puede asumir que:

$$K_{zt} = 1$$

Factor de efecto de ráfaga

Para estructuras rígidas:

$$G = 0,85$$

Clasificación de cerramiento

El edificio corresponde a: “cerrado”

Coefficiente de presión interna

Se determina de acuerdo con la siguiente tabla en función al tipo de cerramiento:

Tabla 3.15: Coeficientes de presión interna

Clasificación de cerramiento	$GC_{pi}$
Edificios abiertos	0,00
Edificios parcialmente cerrados	+ 0,55 - 0,55
Edificios cerrados	+ 0,18 - 0,18

Fuente: NB 1225003. Artículo 7.2.1.1.

Para edificio cerrado:

$$GC_{pi} (+) = 0,18$$

$$GC_{pi} (-) = -0,18$$

Coefficiente de presión externa

Se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 3.16: Coeficientes de presión externa

Superficie	L / B	$C_p$	Usar con
Pared a Barlovento	Todas	0,8	$q_z$
Pared a Sotavento	0 - 1	-0,5	$q_z$
	2	-0,3	
	$\geq 4$	-0,2	
Paredes Laterales	Todas	-0,7	$q_z$

Fuente: NB 1225003. Artículo 7.2.1.3.

Datos cubierta:

L= 43,20 m; B= 21,20 m

$$\frac{L}{B} = \frac{43,20 \text{ m}}{21,20 \text{ m}} = 2,04$$

Pared a barlovento

$$C_{pb} = 0,8$$

Pared a sotavento

$$C_{ps} = -0,3$$

Presión dinámica

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$
$$q_z = 0,613 * 0,81 * 1 * 0,85 * 18,03 \text{ m/s}^2 * 1$$
$$q_z = 137,20 \text{ N/m}^2 = 0,137 \text{ KN/m}^2$$

Determinación de la carga de viento para barlovento

$$p_b = q_z * G * C_{pb} - q_i * (GC_{pi})$$
$$p_b = 137,20 \text{ N/m}^2 * 0,85 * 0,8 - 137,20 \text{ N/m}^2 * (0,18)$$
$$p_b = 68,60 \text{ N/m}^2 = 0,6860 \text{ KN/m}^2$$

Determinación de la carga de viento para sotavento

$$p_s = q_z * G * C_{ps} - q_i * (GC_{pi})$$
$$p_s = 137,20 \text{ N/m}^2 * 0,85 * (-0,3) - 137,20 \text{ N/m}^2 * (0,18)$$
$$p_s = -59,68 \text{ N/m}^2 = -0,05968 \text{ KN/m}^2$$

#### 3.5.1.4.Carga de granizo

Peso específico de granizo:  $\gamma_{granizo} = 7 \text{ KN/m}^3$

Altura de granizo:  $H_{granizo} = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$

$$Q_g = \gamma_{granizo} \times H_{granizo} = 7 \text{ KN/m}^3 * 0,15 \text{ m}$$
$$Q_g = 1,05 \text{ KN/m}^2$$

Corrección de carga de granizo por pendiente

Pendiente azotea: Pend= 2 %

$$Q_{Granizo} = Q_g * \left( \frac{45^\circ - pend}{45^\circ} \right) = 1,05 * \left( \frac{45^\circ - 2^\circ}{45^\circ} \right)$$
$$Q_g = 1 \text{ KN/m}^2$$

### 3.5.2. Características técnicas

#### 3.5.2.1. Características del suelo

De acuerdo a la comparación realizada del método práctico y teórico de la capacidad portante admisible del suelo, el valor usado será de 300 KN/m<sup>2</sup> a una profundidad de 2,70 m, el tipo de suelo está compuesto por arcillas con moderada o despreciable cantidad de material grueso.

#### 3.5.2.2. Coeficientes de ponderación y/o factores de seguridad

Los factores de reducción de resistencia se usan para tener en cuenta las incertidumbres respecto a la resistencia de los materiales, las inexactitudes en las ecuaciones de diseño, las aproximaciones del análisis, las variaciones posibles en las dimensiones de las secciones de hormigón y la colocación del refuerzo, la importancia de los miembros en las estructuras de las cuales son en parte, etc.

La norma prescribe valores de coeficientes para la mayoría de las situaciones, los cuales se verán en los cálculos posteriores.

#### 3.5.2.3. Propiedades de los materiales

##### Hormigón

##### Peso específico

El peso específico para hormigón armado se tomará 25 KN/m<sup>3</sup> que corresponde a hormigones normales.

##### Resistencia especificada a la compresión

La resistencia especificada a la compresión es:

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

Debe cumplir con la siguiente tabla:

Tabla 3.17: Límites para  $f'_c$

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

Fuente: NB 1225001. Artículo 19.2.1.1.

### Módulo de elasticidad para el hormigón

El módulo de elasticidad se calcula con la siguiente formula:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

$$E_c = 4700 * \sqrt{25 \text{ MPa}}$$

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

### **Acero**

#### Resistencia especificada a la fluencia del acero

El acero que se utiliza es el acero AH 500 S con fluencia de 500 MPa.

Figura 3.10: Ficha técnica del acero AH-500

Diámetro (mm)	Peso nominal (kg/m)	Tolerancia (%)
6,0	0,222	±6
8,0	0,395	±6
9,5	0,560	±6
12,0	0,888	±6
16,0	1,578	±6
20,0	2,466	±6
25,0	3,853	±6
32,0	6,313	±6

Clasificación	Tensión de fluencia fy, en MPa	Resistencia a tracción fS, en MPa	Alargamiento después de la rotura (Ar), en 10 Ø, en %	Relación fS/fy
AH 500	500 mín	600 mín	8 mín	1,20 mín

Clasificación	Diámetro del pino para el ensayo de doblado simple a 180°			
	Ø ≤ 8	8 < Ø ≤ 16	16 < Ø ≤ 25	Ø > 25
AH 500	24mm	3,5 x Ø	5 x Ø	7 x Ø

La letra S grabada después de la marca ArcelorMittal 500 indica su soldabilidad.

Fuente: ArcelorMittal

### Módulo de elasticidad para el acero

El módulo de elasticidad para el acero de refuerzo puede tomarse como 200000 MPa

#### **3.5.2.4.Sistema de unidades**

Para el proyecto se utilizó el sistema internacional de unidades (MPa, KN, mm, seg).

#### **3.5.2.5.Sistema de ejes globales**

Para el proyecto se utilizó la convención global del sistema de ejes de coordenadas X, Y, Z de la estructura, para el análisis y uso del paquete estructural.



### 3.5.3. Estructura de sustentación de cubierta y entrepisos

#### 3.5.3.1. Diseño de losa reticular

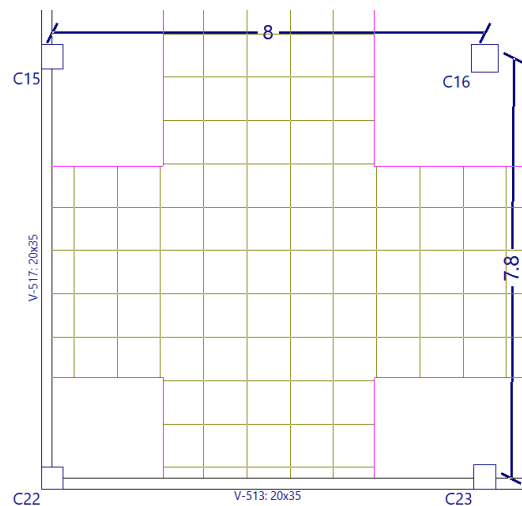
Se realizó el diseño de la losa que presenta las solicitaciones más desfavorables.

Datos de losa:

L1= 8 m Lado mayor

L2= 7,8 m Lado menor

Figura 3.11: Vista en planta de la losa reticular a verificar



Fuente: Cypecad

Datos de diseño:

h= 350 mm Altura total

h<sub>v</sub>= 300 mm Altura nervadura

b= 100 mm Base nervadura

h<sub>f</sub>= 50 mm Altura losa

I<sub>eje</sub>= 800 mm Distancia entre ejes de nervadura

S= 700 mm Separación libre

#### Comprobación de datos de diseño

##### Verificación de altura de la losa

Relación entre los lados

$$\frac{L_{mayor}}{L_{menor}} = \frac{8 \text{ m}}{7,80 \text{ m}} = 1,026 \leq 2$$

**Cumple**

Se debe diseñar como una losa en dos direcciones.

Para una losa con ábacos y sin vigas interiores, la altura total debe ser mayor que:

$$h_T \geq \begin{cases} \frac{l_n}{34} = \frac{8000 \text{ mm}}{34} = 235,29 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm (Para losas con ábacos)} \end{cases}$$

$$350 \text{ mm} \geq \begin{cases} 235,29 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

**Cumple**

Según criterio del libro Forjados reticulares de Florentino Regalado, la altura de la losa debe cumplir:

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

$$\frac{8000}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{8000}{20}$$

$$333,33 \leq 350 \leq 400 \text{ mm}$$

**Cumple**

La altura de la losa sobre aligeramientos debe cumplir con:

$$h_f \geq \begin{cases} \frac{1}{12} * S \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$h_f \geq \begin{cases} \frac{1}{12} * 700 \text{ mm} = 58,33 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$50 \text{ mm} \geq \begin{cases} 58,33 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

**No cumple**

A pesar de que la altura de la capa de compresión no cumple con la indicación de la norma, se mantendrá el valor de 50 mm debido a que es un valor recomendado por diversos autores incluyendo la norma CBH 87 y EHE que permiten trabajar con una altura de capa de compresión de al menos 30 mm. Además, se debe considerar que una mayor altura de la capa de compresión generaría una sobrecarga en la losa y provocaría un recubrimiento geométrico excesivo.

El ancho de las nervaduras debe cumplir con:

$$b \geq 100 \text{ mm}$$

$$100 \geq 100 \text{ mm}$$

**Cumple**

La altura total de las nervaduras debe cumplir con:

$$h_v \leq 3,5 * b$$

$$300 \text{ mm} \leq 3,5 * 100 \text{ mm}$$

$$\mathbf{300 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm}}$$

**Cumple**

El espaciamiento libre entre nervaduras debe cumplir con:

$$S \leq 750 \text{ mm}$$

$$(800 - 100) \leq 750 \text{ mm}$$

$$\mathbf{700 \leq 750 \text{ mm}}$$

**Cumple**

Según el criterio del libro Forjados reticulares de Florentino Regalado, la base de la nervadura debe cumplir con:

$$b_n \leq \frac{h}{3}$$

$$100 \text{ mm} \leq \frac{350 \text{ mm}}{3}$$

$$\mathbf{100 \text{ mm} \leq 116,67 \text{ mm}}$$

**Cumple**

Esfuerzos de diseño (obtenidos de cypecad)

$$M_u(x_{inf}) = 65,00 \text{ KNm}$$

$$V_u = 18,40 \text{ KN}$$

$$M_u(y_{inf}) = 69,40 \text{ KNm}$$

$$N_u = 0 \text{ KN}$$

Se realizará el diseño a flexión solo para los momentos positivos en ambas direcciones, debido a que los momentos negativos serán resistidos por los ábacos.

Recubrimiento geométrico

Se obtiene de tabla 2.10 para elementos no expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo con armadura  $d_b \leq 40$ .

Para este proyecto se asumió:

$$\mathbf{r_g = 20 \text{ mm}}$$

Recubrimiento mecánico

$$\emptyset \text{ estribo} = 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ long} = 10 \text{ mm}$$

$$r_{m1} = r_g + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{long}}{2}$$

$$r_{m1} = 20 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{10 \text{ mm}}{2}$$

$$\mathbf{r_{m1} = 31 \text{ mm}}$$

$$r_{m2} = r_g + \frac{\phi_{long}}{2}$$

$$r_{m2} = 20 \text{ mm} + \frac{10 \text{ mm}}{2}$$

$$\mathbf{r_{m2} = 25 \text{ mm}}$$

Canto útil

$$d_1 = h - r_{m1} = 350 \text{ mm} - 31 \text{ mm}$$

$$\mathbf{d_1 = 319 \text{ mm}}$$

$$d_2 = h - r_{m2} = 350 \text{ mm} - 25 \text{ mm}$$

$$\mathbf{d_2 = 325 \text{ mm}}$$

**Verificando si el esfuerzo de compresión cae en el ala de la viga T o en el alma**

Se estima el valor de z

$$z \geq \begin{cases} 0,9 * d_1 = 0,9 * 325 \text{ mm} \\ d_1 - \frac{h_f}{2} = 325 \text{ mm} - \frac{350 \text{ mm}}{2} \end{cases}$$

$$z \geq \begin{cases} 292,5 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\mathbf{z = 300 \text{ mm}}$$

Hallamos el momento nominal

$$M_u(xinf) = 65,00 \text{ KNm}$$

$$\phi \text{ (flexión)} = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u(xinf)}{\phi} = \frac{65 \text{ KN.m}}{0,9}$$

$$\mathbf{M_n = 72,22 \text{ KN.m}}$$

Cálculo del área de acero para el momento nominal

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * z} = \frac{72,22 \text{ KN.m} * 1000^2}{500 \text{ MPa} * 300 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{A_s = 481,48 \text{ mm}^2}$$

Cálculo del área de compresión

$$A_c = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c}$$
$$A_c = \frac{481,48 \text{ mm}^2 * 500 \text{ MPa}}{0,85 * 25 \text{ MPa}}$$
$$A_c = \mathbf{11328,98 \text{ mm}^2}$$

Cálculo del ancho del ala “b”:

De acuerdo a la tabla 2.12, para viga con ala a cada lado del alma:

$$b \leq \begin{cases} b_w + 2 * (8 * h_f) \\ b_w + 2 * \left(\frac{S_w}{2}\right) \\ b_w + 2 * \left(\frac{L_n}{8}\right) \end{cases}$$
$$b \leq \begin{cases} 100 \text{ mm} + 2 * (8 * 50 \text{ mm}) = 900 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} + 2 * \left(\frac{700 \text{ mm}}{2}\right) = 800 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} + 2 * \left(\frac{7800}{8}\right) = 2050 \text{ mm} \end{cases}$$
$$b = \mathbf{800 \text{ mm}}$$

Cálculo del área del ala

$$A_{ala} = b * h_f = 800 \text{ mm} * 50 \text{ mm}$$
$$A_{ala} = \mathbf{40000 \text{ mm}^2}$$

Si la comprobación cumple se diseña como viga en T:

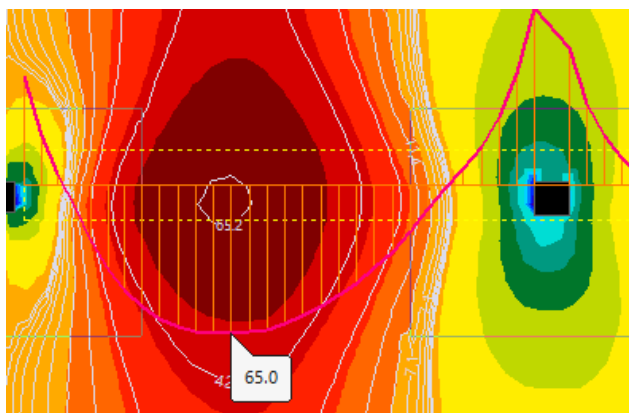
$$A_c < A_{ala}$$
$$1862,95 \text{ mm} < 40000 \text{ mm}$$

**No cumple**

Al no cumplir se diseña como viga rectangular debido a que el ala es suficiente para resistir el esfuerzo.

## Diseño a flexión para momento inferior en X

Figura 3.12: Momento máximo inferior en dirección X de losa reticular



Fuente: Cypecad

### Factor de reducción de resistencia

Para flexión:

$$\phi_f = 0,90$$

### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 325 \text{ mm} - \sqrt{325 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 65 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 800 \text{ mm}}}$$

$$a = 13,35 \text{ mm}$$

### Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{65 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(325 \text{ mm} - \frac{13,35 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 453,76 \text{ mm}^2$$

### Armadura mínima que establece la norma

Área bruta

$$A_g = b * h = 800 \text{ mm} * 50 \text{ mm}$$

$$A_g = 4000 \text{ mm}^2$$

De tabla 2.13 para barras corrugadas y  $f_y \geq 420$  MPa:

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g = \frac{0,0018 * 420}{500 \text{ MPa}} * 4000 \text{ mm}^2 \\ 0,0014 * A_g = 0,0014 * 4000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$
$$A_{smin} \geq \begin{cases} 60,48 \text{ mm}^2 \\ 56 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 453,76 \text{ mm}^2$$

Armatura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 800 \text{ mm} * 325 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 3523 \text{ mm}^2$$

Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{10 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 10} = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 6$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 10} * N^{\circ} \text{barras} = 78,54 \text{ mm}^2 * 6$$

$$A_{sreal} = 471,24 \text{ mm}^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{471,24 \text{ mm}^2}{800 \text{ mm} * 325 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00181$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$3523 \geq 471,24 \geq 453,76 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$d_{agg} = 3/4" = 19,05 \text{ mm}$       Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 10 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 * h_f = 2 * 50 \text{ mm} = 100 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 300 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre barras para el ala

$$e = \frac{b}{N^{\circ}barras} = \frac{800 \text{ mm}}{6}$$

$$e = 133,33 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 130 \leq 300 \text{ mm}$$

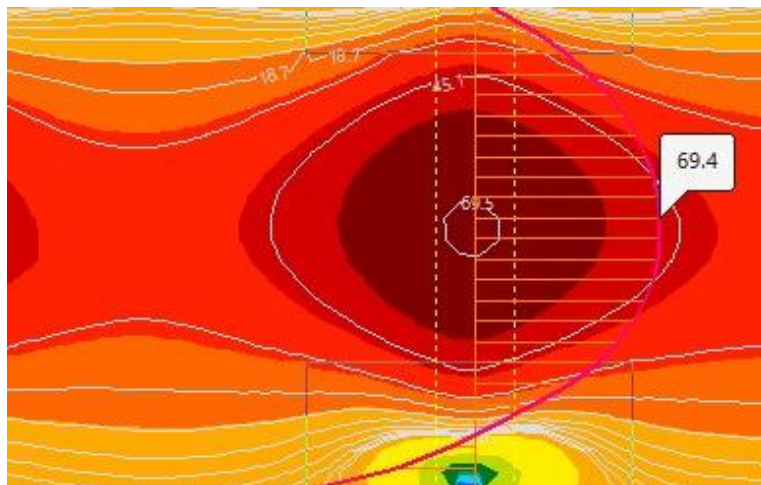
**Cumple**

Armadura por usar

**6 Ø 10 mm c/130 mm**

**Diseño a flexión para momento inferior en Y**

Figura 3.13: Momento máximo inferior en dirección Y de losa reticular



Fuente: Cypecad



### Factor de reducción de resistencia

Para flexión:

$$\phi_f = 0,90$$

### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 319 \text{ mm} - \sqrt{319 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 69,40 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 800 \text{ mm}}}$$

$$a = 14,55 \text{ mm}$$

### Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{69,40 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(319 \text{ mm} - \frac{14,55 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 494,74 \text{ mm}^2$$

### Armadura mínima que establece la norma

Área bruta

$$A_g = b * h = 800 \text{ mm} * 50 \text{ mm}$$

$$A_g = 4000 \text{ mm}^2$$

De tabla 2.13 para barras corrugadas y  $f_y \geq 420 \text{ MPa}$ :

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g = \frac{0,0018 * 420}{500 \text{ MPa}} * 4000 \text{ mm}^2 \\ 0,0014 * A_g = 0,0014 * 4000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A_{smin} \geq \begin{cases} 60,48 \text{ mm}^2 \\ 56 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 494,74 \text{ mm}^2$$

### Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 800 \text{ mm} * 319 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 3457,96 \text{ mm}^2$$

### Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{10 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 10} = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 7$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 10} * N^{\circ} \text{barras} = 78,54 \text{ mm}^2 * 7$$

$$A_{sreal} = 549,78 \text{ mm}^2$$

### Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{549,78 \text{ mm}^2}{800 \text{ mm} * 319 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00215$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$3457,96 \geq 549,78 \geq 494,74 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

dagg = 3/4" = 19,05 mm      Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 10 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 * h_f = 2 * 50 \text{ mm} = 100 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 300 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre barras para el ala

$$e = \frac{b}{N^{\circ} \text{barras}} = \frac{800 \text{ mm}}{7}$$

$$e = 114,29 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 110 \leq 300 \text{ mm}$$

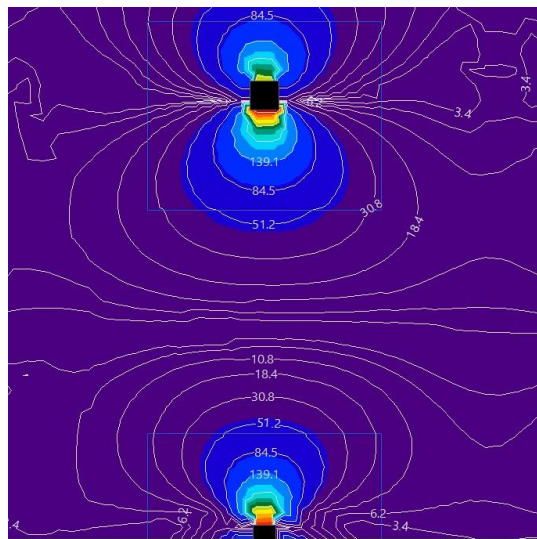
**Cumple**

Armadura por usar

**7 Ø 10 mm c/110 mm**

**Diseño a cortante para dirección mayor**

Figura 3.14: Cortante máximo en dirección Y de losa reticular



Fuente: Cypecad

La resistencia del hormigón debe cumplir con:

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

$$\sqrt{25} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$5 \leq 8,3 \text{ MPa}$$

**Cumple**

La resistencia de cálculo del acero debe cumplir con:

$$f_y \leq 420 \text{ MPa}$$

Factor de modificación

Se lo determino en función de la tabla 2.14.

Para un hormigón de peso normal:

$$\lambda = 1$$

### Factor de reducción de resistencia

Para cortante:

$$\phi_v = 0,75$$

Cálculo del esfuerzo a la resistencia nominal a cortante proporcionado el hormigón

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$
$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} * 100 \text{ mm} * 325 \text{ mm}$$
$$V_c = 27,08 \text{ KN}$$

Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$$V_u = 18,40 \text{ KN}$$

Las dimensiones de la sección transversal deben cumplir con:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$
$$18,40 \text{ KN} \leq 0,75(27,08 \text{ KN} + 0,66 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 100 \text{ mm} * 325 \text{ mm})$$
$$18,40 \text{ KN} \leq 100,75 \text{ KN}$$

**Cumple**

Verificando que el esfuerzo a la resistencia a cortante proporcionado por el hormigón sea suficiente para resistir el esfuerzo cortante solicitado

$$\phi * V_c \geq V_u$$
$$0,75 * 27,08 \geq 18,40 \text{ KN}$$
$$20,31 \geq 18,40 \text{ KN}$$

**Cumple**

La armadura no requiere refuerzo a cortante

### Armadura mínima

Se debe colocar un área mínima de armadura para cortante en todas las secciones donde se cumpla:

$$0,5 * \phi * V_c < V_u$$
$$0,5 * 0,75 * 27,08 < 18,40 \text{ KN}$$
$$10,16 < 18,40 \text{ KN}$$

**Cumple**

Por lo tanto, se debe colocar un  $A_{vmin}$  que cumpla con la tabla 2.15:

Para losas no pretensadas:

$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} \frac{\sqrt{f'_c} * b}{16 * f_y} = \frac{\sqrt{25 MPa} * 100 mm}{16 * 420 MPa} \\ 0,35 * \frac{b}{f_y} = 0,35 * \frac{100 mm}{420 MPa} \end{cases}$$
$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} 0,074 mm^2/mm \\ 0,083 mm^2/mm \end{cases}$$
$$\frac{A_{vmin}}{s} = \mathbf{0,083 mm^2/mm}$$

Adoptamos una separación entre estribos  $s$  de:

$$\mathbf{S = 160 mm}$$

Entonces tenemos:

$$A_v = 0,083 mm^2/mm * 160 mm$$

$$\mathbf{A_v = 13,28 mm^2}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} = \frac{13,28 mm^2 * 420 MPa * 325 mm}{160 mm}$$

$$\mathbf{V_s = 11,38 KN}$$

Separación máxima de armadura transversal

Debe cumplir con la tabla 2.16. Para medición perpendicular a la cara de la columna con espaciamiento entre las ramas verticales de los estribos:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2}$$

$$S_{max} \leq \frac{325 mm}{2}$$

$$\mathbf{S_{max} \leq 162,50 mm}$$

Verificando si el espaciamiento cumple

$$S_{real} \leq S_{max}$$

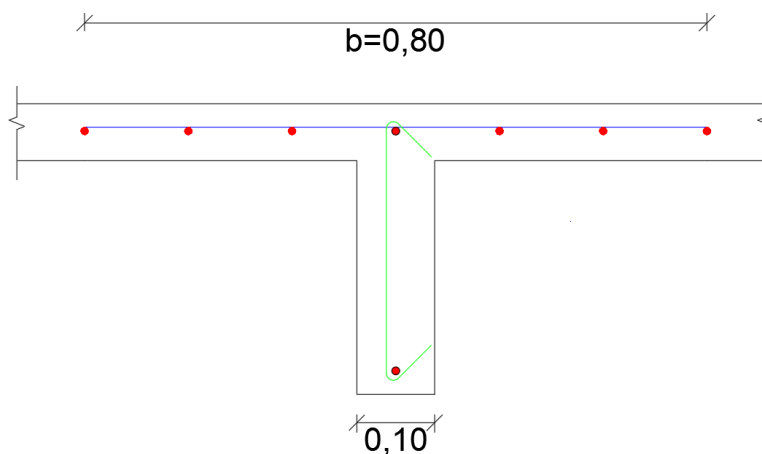
$$\mathbf{160 \leq 162,50 mm}$$

**Cumple**

Armadura por usar:

$$\mathbf{\varnothing 6 mm C/160 mm}$$

Figura 3.15: Detallamiento de armadura longitudinal y transversal de la losa reticular



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.18: Comparación del cálculo de armadura manual y en cypecad V-2023.g respecto a la losa reticular

	Armadura longitudinal positiva en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal positiva en dirección Y (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	469	509
<b>Manual</b>	453,76	494,74
<b>Variación (%)</b>	3,36	2,88

Fuente: Elaboración propia

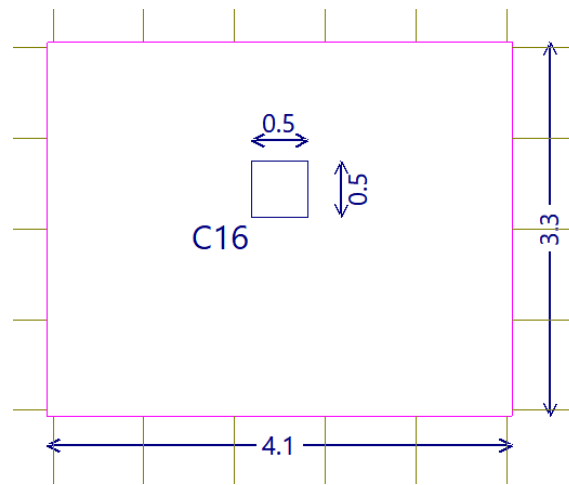
Tabla 3.19: Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto a la losa reticular

	Armadura longitudinal positiva en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal positiva en dirección Y (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	505,50	559
<b>Cypecad</b>	1 Ø16 mm+2 Ø12 mm+1 Ø10 mm	2 Ø16 mm+2 Ø10 mm
<b>Manual</b>	471,24	549,78
<b>Manual</b>	6 Ø10 mm	7 Ø10 mm
<b>Variación (%)</b>	7,27	1,68

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.3.2. Diseño de ábaco

Figura 3.16: Vista en planta de ábaco a verificar



Fuente: Cypecad

Datos de la sección:

$h = 350$  mm Altura total

$a = 3300$  mm Lado 1

$b = 4100$  mm Lado 2

Esfuerzos de diseño (obtenidos de cypecad)

$M_u(x_{sup}) = 167,30$  KNm

$V_u = 451,50$  KN

$M_u(y_{sup}) = 202,30$  KNm

$N_u = 0$  KN

Se realizará el diseño a flexión solo para los momentos negativos en ambas direcciones, debido a que los momentos positivos serán resistidos por la losa reticular.

Comprobación dimensiones ábaco

Los lados del ábaco deben cumplir con:

$$\frac{a}{2} \geq \frac{L_1}{6}$$

$$\frac{3300 \text{ mm}}{2} \geq \frac{7800 \text{ mm}}{6}$$

$$1650 \geq 1300 \text{ mm}$$

**Cumple**

$$\frac{b}{2} \geq \frac{L_2}{6}$$

$$\frac{4100 \text{ mm}}{2} \geq \frac{8000 \text{ mm}}{6}$$

$$2050 \geq 1333,33 \text{ mm}$$

**Cumple**

### Recubrimiento geométrico

Se obtiene de tabla 2.10 para elementos no expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo con armadura  $db \leq 40$ .

Para este proyecto se asumió:

$$r_g = 20 \text{ mm}$$

### Recubrimiento mecánico

$$\emptyset \text{ estribo} = 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ long} = 20 \text{ mm}$$

$$r_{m1} = r_g + \emptyset_{\text{estribo}} + \frac{\emptyset_{\text{long}}}{2}$$

$$r_{m1} = 20 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{20 \text{ mm}}{2}$$

$$r_{m1} = 36 \text{ mm}$$

$$r_{m2} = r_g + \frac{\emptyset_{\text{long}}}{2}$$

$$r_{m2} = 20 \text{ mm} + \frac{20 \text{ mm}}{2}$$

$$r_{m2} = 30 \text{ mm}$$

### Canto útil

$$d_1 = h - r_{m1} = 350 \text{ mm} - 36 \text{ mm}$$

$$d_1 = 314 \text{ mm}$$

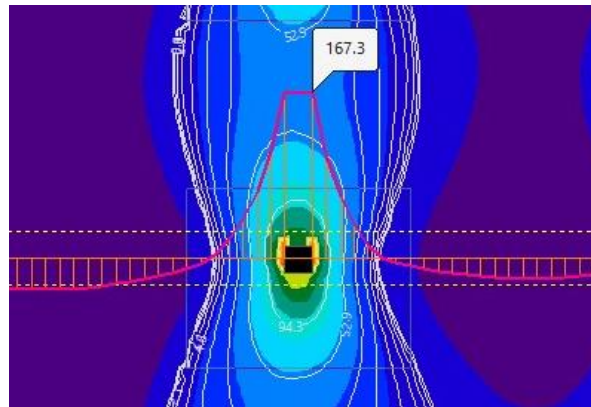
$$d_2 = h - r_{m2} = 350 \text{ mm} - 30 \text{ mm}$$

$$d_2 = 320 \text{ mm}$$



## Diseño a flexión para momento superior en X

Figura 3.17: Momento máximo superior en dirección X de ábaco



Fuente: Cypecad

### Factor de reducción de resistencia

Para flexión:

$$\phi_f = 0,90$$

### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 320 \text{ mm} - \sqrt{320 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 167,30 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}}}$$

$$a = 28,62 \text{ mm}$$

### Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{167,30 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(320 \text{ mm} - \frac{28,62 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 1216,18 \text{ mm}^2$$

### Armadura mínima que establece la norma

Área bruta

$$A_g = b * h = 1000 \text{ mm} * 350 \text{ mm}$$

$$A_g = 350000 \text{ mm}^2$$

De tabla 2.13 para barras corrugadas y  $f_y \geq 420$  MPa:

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g = \frac{0,0018 * 420}{500 \text{ MPa}} * 350000 \text{ mm}^2 \\ 0,0014 * A_g = 0,0014 * 350000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$
$$A_{smin} \geq \begin{cases} 529,20 \text{ mm}^2 \\ 490 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 1216,18 \text{ mm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 1000 \text{ mm} * 325 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 4403,75 \text{ mm}^2$$

Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 20} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{20 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 20} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 4$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 20} * N^{\circ} \text{barras} = 314,16 \text{ mm}^2 * 4$$

$$A_{sreal} = 1256,64 \text{ mm}^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{1256,64 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} * 325 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00387$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$4403,75 \geq 1256,64 \geq 1216,18 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$d_{agg} = 3/4" = 19,05 \text{ mm}$       Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 20 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 * h = 2 * 350 \text{ mm} = 700 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 700 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre barras para 1 m de longitud

$$e = \frac{b_w}{N^{\circ}barras} = \frac{1000 \text{ mm}}{4}$$

$$e = 250 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 250 \leq 700 \text{ mm}$$

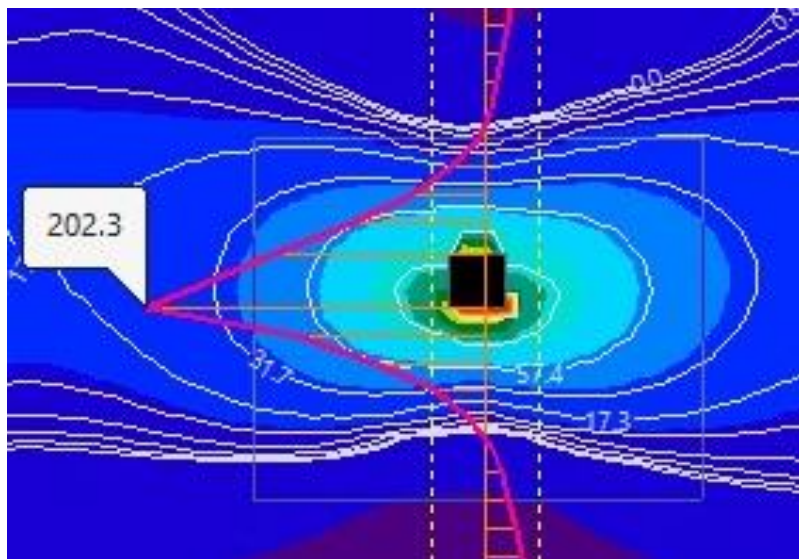
**Cumple**

Armadura por usar

**4 Ø de 20 mm**

**Diseño a flexión para momento superior en Y**

Figura 3.18: Momento máximo superior en dirección Y de ábaco



Fuente: Cypecad

### Factor de reducción de resistencia

Para flexión:

$$\phi_f = 0,90$$

### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 314 \text{ mm} - \sqrt{314 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 202,30 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}}}$$

$$a = 35,72 \text{ mm}$$

### Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{202,30 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(314 \text{ mm} - \frac{35,72 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 1500,06 \text{ mm}^2$$

### Armadura mínima que establece la norma

Área bruta

$$A_g = b * h = 1000 \text{ mm} * 350 \text{ mm}$$

$$A_g = 350000 \text{ mm}^2$$

De tabla 2.13 para barras corrugadas y  $f_y \geq 420 \text{ MPa}$ :

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g = \frac{0,0018 * 420}{500 \text{ MPa}} * 350000 \text{ mm}^2 \\ 0,0014 * A_g = 0,0014 * 350000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A_{smin} \geq \begin{cases} 529,20 \text{ mm}^2 \\ 490 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 1500,06 \text{ mm}^2$$

### Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 1000 \text{ mm} * 319 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 4322,45 \text{ mm}^2$$

### Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 20} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{20 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 20} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 5$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 20} * N^{\circ} \text{barras} = 314,16 \text{ mm}^2 * 5$$

$$A_{sreal} = 1570,80 \text{ mm}^2$$

### Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{1570,80 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} * 319 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00483$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$4322,45 \geq 1570,80 \geq 1474,28 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

dagg = 3/4" = 19,05 mm      Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 20 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 * h = 2 * 350 \text{ mm} = 700 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 700 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre barras para 1 m de longitud

$$e = \frac{b_w}{N^{\circ} \text{barras}} = \frac{1000 \text{ mm}}{5}$$

$$e = 200 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 200 \leq 700 \text{ mm}$$

**Cumple**

Armadura por usar

**5 Ø de 20 mm**

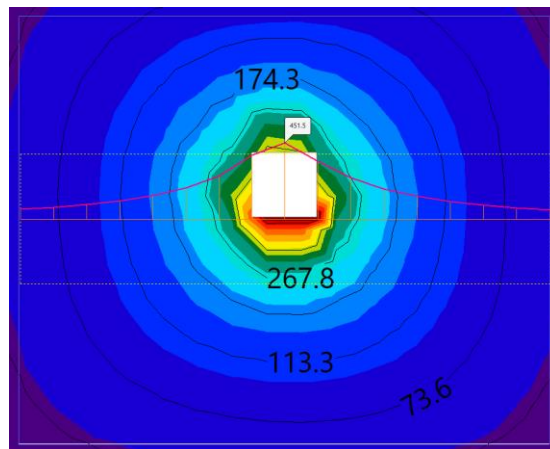
**Diseño del ábaco a punzonamiento**

Datos columna 16:

C1= 500 mm Base

C2= 500 mm Ancho

Figura 3.19: Cortante máximo en dirección mayor de ábaco



Fuente: Cypecad

La resistencia del hormigón debe cumplir con:

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

$$\sqrt{25} < 8,3 \text{ MPa}$$

$$5 < 8,3 \text{ MPa}$$

**Cumple**

La resistencia de cálculo del acero debe cumplir con:

$$fy \leq 420 \text{ MPa}$$

Factor de modificación

Se lo determino en función de la tabla 2.14.

Para un hormigón de peso normal:

$$\lambda = 1$$

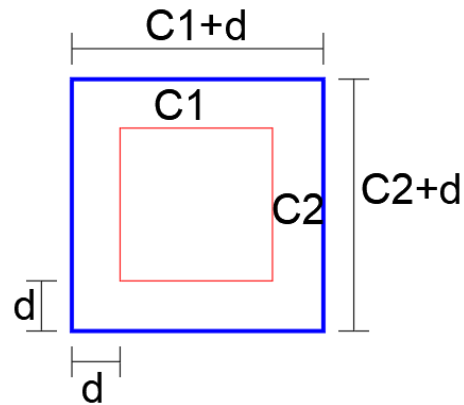
### Factor de reducción de resistencia

Para cortante:

$$\phi_v = 0,75$$

### Sección crítica

Figura 3.20: sección crítica del ábaco



Fuente: Elaboración propia

### Perímetro crítico de la sección

$$b_o = 2 * (C_1 + d) + 2 * (C_2 + d)$$

$$b_o = 2 * (500 + 320) + 2 * (500 + 320)$$

$$b_o = 3280 \text{ mm}$$

### Área crítica de la sección

$$A_c = b_o * d$$

$$A_c = 3280 \text{ mm} * 320 \text{ mm}$$

$$A_c = 1049600 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 10496 \text{ cm}^2$$

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

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

Debido a que la columna es cuadrada

$$J_{cx} = J_{cy} = \frac{320(500 + 320)^3}{6} + \frac{(500 + 320)320^3}{6} + \frac{320(500 + 320)(500 + 320)^2}{2}$$

$$J_{cx} = J_{cy} = 1,22103 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 = 12210346,7 \text{ cm}^4$$

$$b_1 = C_1 + d = 500 + 320 = 820 \text{ mm}$$

$$b_2 = C_2 + d = 500 + 320 = 820 \text{ mm}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{820 \text{ mm}}{820 \text{ mm}}}}$$

$$\gamma_f = 0,40$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0,40$$

$$\gamma_{vx} = \gamma_{vy} = 0,60$$

$$C_x = C_y = \frac{b_1}{2} = \frac{820 \text{ mm}}{2}$$

$$C_x = C_y = 410 \text{ mm}$$

Esfuerzo cortante mayorado afectado por momentos

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

$$V_u = \frac{451,50 \text{ KN}}{10496 \text{ cm}^2} + \frac{0,60 * 167,30 \text{ KN.m} * 100 * 41 \text{ cm}}{12210346,7 \text{ cm}^4} + \frac{0,60 * 202,30 \text{ KN.m} * 100 * 41 \text{ cm}}{12210346,7 \text{ cm}^4}$$

$$V_u = 0,0927 \text{ KN/cm}^2$$

$$V_u = 0,93 \text{ MPa}$$

Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna

$$\beta = \frac{C1}{C2} = \frac{500 \text{ mm}}{500 \text{ mm}} = 1$$

Constante en función del tipo de columna

Para columna interior:

$$\alpha_s = 40$$

Cálculo del esfuerzo a la resistencia nominal a cortante proporcionado por el hormigón

Según la tabla 2.17, existen 3 casos:

Caso a)

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{3} * b_o * d$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{3} * 3280 \text{ mm} * 320 \text{ mm}$$

$$V_c = 1749,33 \text{ KN}$$



Caso b)

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * b_o * d$$
$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 3280 \text{ mm} * 320 \text{ mm}$$
$$V_c = 2624 \text{ KN}$$

Caso c)

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * b_o * d$$
$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{12} \left(2 + \frac{40 * 320 \text{ mm}}{3280 \text{ mm}}\right) * 3280 \text{ mm} * 320 \text{ mm}$$
$$V_c = 2581,33 \text{ KN}$$

Se elige el menor de los 3:

$$V_c = 1749,33 \text{ KN}$$

Verificando que el esfuerzo a la resistencia a cortante proporcionado por el hormigón sea suficiente para resistir el esfuerzo cortante solicitado

$$\phi * V_c \geq V_u$$

$$0,75 * 1749,33 \geq 451,50 \text{ KN}$$

$$1312 \geq 451,50 \text{ KN}$$

**Cumple**

$$V_{cf} = \frac{\phi * V_c}{b_o * d} = \frac{0,75 * 1749,33 \text{ KN}}{3280 \text{ mm} * 320 \text{ mm}}$$

$$V_{cf} = 0,125 \text{ KN/cm}^2$$

$$V_{cf} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$V_{cf} \geq V_u$$

$$1,25 \geq 0,93 \text{ MPa}$$

**Cumple**

La armadura no requiere refuerzo a cortante por lo cual se puede colocar únicamente armadura constructiva en caso de ser necesario.

Tabla 3.20: Comparación del cálculo de armadura manual y en cypecad V-2023.g respecto al ábaco

	Armadura longitudinal negativa en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal negativa en dirección Y (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	1245	1499
<b>Manual</b>	1216,18	1500,06
<b>Variación (%)</b>	2,37	-0,07

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.21: Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto al ábaco

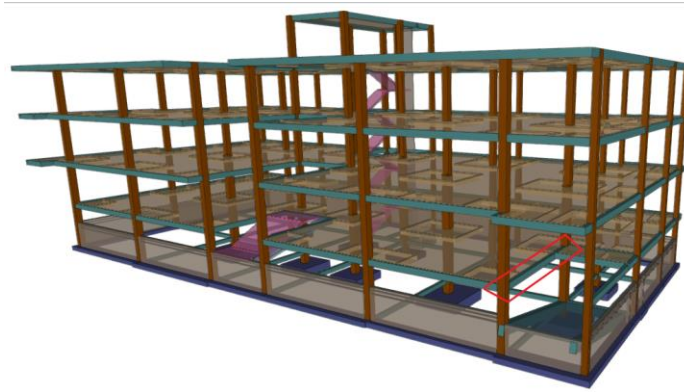
	Armadura longitudinal negativa en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal negativa en dirección Y (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	1344,60	1561,37
<b>Cypecad</b>	3 Ø20 + 2 Ø16 mm	3 Ø20 + 1 Ø16 + 3 Ø12 + 1 Ø10 mm
<b>Manual</b>	1256,64	1570,80
<b>Manual</b>	4 Ø 20 mm	5 Ø 20 mm
<b>Variación (%)</b>	7	-0,60

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.4. Estructura de sustentación de la edificación

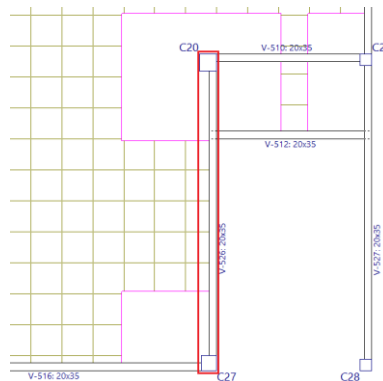
#### 3.5.4.1. Diseño de viga

Figura 3.21: Ubicación de la viga más solicitada V-526



Fuente: Cypecad

Figura 3.22: Vista en planta de la viga V-526



Fuente: Cypecad

Figura 3.23: Información de la viga V-526

Viga plana rectangular
Anchura (b) : 20.0 cm
Altura : 35.0 cm
Plano : Plano base
Flechas: Vano (secante)
Activa : 10.04 mm, L/732 (L: 7.35 m)

A cross-section diagram of the beam V-526. It shows a rectangular cross-section with a width labeled 'b'. The beam is shown in a 3D perspective view, with the cross-section highlighted in orange and red. The width 'b' is indicated by a blue dimension line at the bottom.

Fuente: Cypecad

Datos de diseño:

$h = 350$  mm    Altura viga

$b = 200$  mm    Base viga

$L = 7350$  mm    Longitud de la viga

Esfuerzos de diseño (obtenidos de cypecad)

$Mu(\text{cen}) (+) = 15,30$  KNm

$Vu(\text{izq}) (+) = 30,28$  KN

$Mu(\text{der}) (-) = 47,00$  KNm

$Vu(\text{cen}) (-) = 23,93$  KN

$Mu(\text{izq}) (-) = 39,15$  KNm

$Vu(\text{der}) (-) = 27,02$  KN

### **Comprobación de datos de diseño**

Verificación de altura de la viga

De acuerdo a la tabla 2.19 para un apoyo simple y un extremo continuo.

$$h_{min} = \frac{l}{18,5}$$

$$h_{min} = \frac{7350 \text{ mm}}{18,5} = 397,30 \text{ mm}$$

Para  $f_y$  distinto de 420, el valor  $h_{min}$  se debe multiplicar por:

$$\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) = \left(0,4 + \frac{500 \text{ MPa}}{700}\right) = 1,11$$

$$h_{min} = 397,30 \text{ mm} * 1,11 = 442,70 \text{ mm}$$

Comprobamos que:

$$h \geq h_{min}$$

$$350 \geq 442,70 \text{ mm}$$

**No cumple**

Debido a que no cumple la altura mínima, se debe verificar si cumple la flecha activa máxima:

$$f_{a.max} \leq \frac{L}{480}$$

$$9,99 \text{ mm} \leq \frac{7350 \text{ mm}}{480}$$

$$9,99 \text{ mm} \leq 15,31 \text{ mm}$$

**Cumple**

Por lo tanto, se puede mantener el valor de la altura definida anteriormente.

### Recubrimiento geométrico

Se obtiene de tabla 2.10 para elementos no expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo con armadura  $d_b \leq 40$ .

Para este proyecto se asumió:

$$r_g = 20 \text{ mm}$$

### Recubrimiento mecánico

$$\emptyset \text{ estribo} = 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ long} = 12 \text{ mm}$$

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

$$r_m = 20 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{12 \text{ mm}}{2}$$

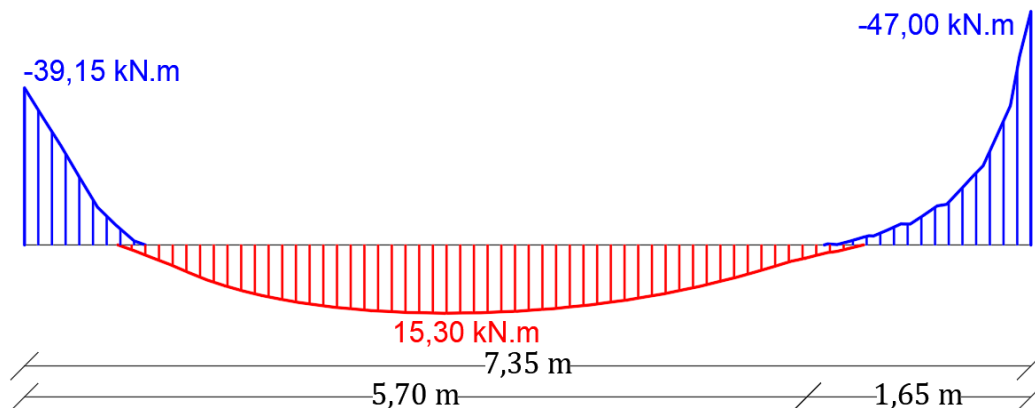
$$r_m = 32 \text{ mm}$$

### Canto útil

$$d = h - r_m = 350 \text{ mm} - 32 \text{ mm}$$

$$d = 318 \text{ mm}$$

Figura 3.24: Diagrama de momentos máximos de la viga V-526



Fuente: Cypecad

### **Diseño a flexión para momento positivo**

$$M_u = 15,30 \text{ KN. m}$$

### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 318 \text{ mm} - \sqrt{318 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 15,30 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 200 \text{ mm}}}$$

$$a = 12,84 \text{ mm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{15,30 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(318 \text{ mm} - \frac{12,84 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 109,12 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima que establece la norma

$$A_{smin} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}}}{4 * 500 \text{ MPa}} * 200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}$$

$$A_{smin} \geq 159 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 159 \text{ mm}^2$$

Armadura máxima

Según la norma se debe cumplir:

$$\rho_{max} \leq 0,025$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,025 * 200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 1590 \text{ mm}^2$$

Verificando que la pieza se encuentre en zona dúctil:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\epsilon_{ty} = \frac{500 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}$$

$$\epsilon_{ty} = 0,0025$$

Cuantía balanceada

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * 0,85 * \left( \frac{0,003}{0,003 + 0,0025} \right) * \left( \frac{25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \right)$$

$$\rho_{balanceada} = \mathbf{0,01970}$$

Cuantía dúctil

$\varepsilon_{ty} = 0,005$  (Valor máximo para cumplir cuantía dúctil)

$$\rho_{ductil} = 0,85 * \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_{ductil} = 0,85 * 0,85 * \left( \frac{0,003}{0,003 + 0,005} \right) * \left( \frac{25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \right)$$

$$\rho_{ductil} = \mathbf{0,01355}$$

Por lo tanto, la armadura máxima para que la pieza sea dúctil y este controlada por tracción debe ser:

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = \mathbf{861,58 \text{ mm}^2}$$

Diseño de barras en dirección solicitada

$\emptyset = 12 \text{ mm}$

$$A_{\emptyset 12} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{12 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 12} = \mathbf{113,097 \text{ mm}^2}$$

Nºbarras= 2

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 12} * N^{\circ}barras = 113,097 \text{ mm}^2 * 2$$

$$A_{sreal} = \mathbf{226,19 \text{ mm}^2}$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{226,19 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = \mathbf{0,00356}$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$861,58 \geq 226,19 \geq 159 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$d_{agg} = 3/4" = 19,05 \text{ mm}$       Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 12 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} * 500 \text{ MPa} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$C_c = \frac{r_m}{2} = \frac{32 \text{ mm}}{2} = 16 \text{ mm}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 * \left( \frac{280}{333,33 \text{ MPa}} \right) * 2,5 * 16 \text{ mm} \\ 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left( \frac{280}{333,33 \text{ MPa}} \right) \end{cases}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 279,2 \text{ mm} \\ 252 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 252 \text{ mm}$$

Separación real entre barras

$$S_{real} = \frac{b - 2 * \phi_{est} - 2 * r_g - N^{\circ} \text{ barras} * \phi_{long}}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

$$S_{real} = \frac{200 \text{ mm} - 2 * 6 \text{ mm} - 2 * 20 \text{ mm} - 2 * 12 \text{ mm}}{2 - 1}$$

$$S_{real} = 124 \text{ mm}$$

Verificando si la separación real cumple

$$S_{min} < S_{real} < S_{max}$$

$$25,40 < 124 < 252 \text{ mm}$$

**Cumple**

Armadura por usar

**2 Ø de 12 mm**



### **Diseño a flexión para momento negativo izquierdo**

$$M_u = 39,15 \text{ KN.m}$$

#### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'_c * b}}$$
$$a = 318 \text{ mm} - \sqrt{318 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 39,15 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 200 \text{ mm}}}$$
$$a = 34,00 \text{ mm}$$

#### Cálculo del acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$
$$A_s = \frac{39,15 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(318 \text{ mm} - \frac{34,00 \text{ mm}}{2}\right)}$$
$$A_s = 289,04 \text{ mm}^2$$

#### Armadura mínima que establece la norma

$$A_{smin} \geq 159 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 289,04 \text{ mm}^2$$

#### Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$
$$A_{smax} = 0,01355 * 200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}$$
$$A_{smax} = 861,58 \text{ mm}^2$$

#### Diseño de barras en dirección solicitada

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\phi 12} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{12 \text{ mm}^2}{4}$$
$$A_{\phi 12} = 113,097 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 3$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\phi 12} * N^{\circ} \text{barras}$$

$$A_{sreal} = 113,097 \text{ mm}^2 * 3$$

$$A_{sreal} = 339,29 \text{ mm}^2$$

### Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{339,29 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00533$$

### Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$861,58 \geq 339,29 \geq 289,04 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

### Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

dagg = 3/4" = 19,05 mm      Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} > \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 12 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

### Espaciamiento máximo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} * 500 \text{ MPa} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$C_c = \frac{r_m}{2} = \frac{32 \text{ mm}}{2} = 16 \text{ mm}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 * \left( \frac{280}{333,33 \text{ MPa}} \right) * 2,5 * 16 \text{ mm} \\ 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left( \frac{280}{333,33 \text{ MPa}} \right) \end{cases}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 279,2 \text{ mm} \\ 252 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 252 \text{ mm}$$

### Separación real

$$S_{real} = \frac{b - 2 * \phi_{est} - 2 * r_g - N^{\circ} \text{ barras} * \phi_{long}}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

$$S_{real} = \frac{200 \text{ mm} - 2 * 6 \text{ mm} - 2 * 20 \text{ mm} - 3 * 12 \text{ mm}}{3 - 1}$$

$$S_{real} = 56 \text{ mm}$$

Verificando si la separación real cumple

$$S_{min} < S_{real} < S_{max}$$

$$25,40 < 56 < 300 \text{ mm}$$

**Cumple**

Armadura por usar

**3 Ø de 12 mm**

**Para momento negativo derecho**

$$Mu = 47,00 \text{ KN.m}$$

Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 318 \text{ mm} - \sqrt{318 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 47,00 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 200 \text{ mm}}}$$

$$a = 41,33 \text{ mm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{47,00 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(318 \text{ mm} - \frac{41,33 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 351,27 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima que establece la norma

$$A_{smin} \geq 159 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{s nec} = 351,27 \text{ mm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = \mathbf{861,58 \text{ mm}^2}$$

#### Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 12} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{12 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 12} = \mathbf{113,097 \text{ mm}^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 2$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{10 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 10} = \mathbf{78,54 \text{ mm}^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 2$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 12} * N^{\circ} \text{barras} + A_{\emptyset 10} * N^{\circ} \text{barras}$$

$$A_{sreal} = 113,097 \text{ mm}^2 * 2 + 78,54 \text{ mm}^2 * 2$$

$$A_{sreal} = \mathbf{383,27 \text{ mm}^2}$$

#### Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{383,27 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = \mathbf{0,00603}$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$\mathbf{861,58 \geq 383,27 \geq 351,27 \text{ mm}^2}$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$$d_{agg} = 3/4" = 19,05 \text{ mm} \quad \text{Diámetro del agregado grueso (asumido)}$$

$$S_{min} > \begin{cases} 25mm \\ d_b = 12 mm \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 mm = 25,40 mm \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 mm$$

Espaciamiento máximo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} * 500 MPa = 333,33 MPa$$

$$C_c = \frac{r_m}{2} = \frac{32 mm}{2} = 16 mm$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 * \left( \frac{280}{333,33 MPa} \right) * 2,5 * 16 mm \\ 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left( \frac{280}{333,33 MPa} \right) \end{cases}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 279,2 mm \\ 252 mm \end{cases}$$

$$S_{max} = 252 mm$$

Separación real

$$S_{real} = \frac{b - 2 * \phi_{est} - 2 * r_g - N^{\circ}_{barras} * \phi_{long}}{N^{\circ}_{barras} - 1}$$

$$S_{real} = \frac{200 mm - 2 * 6 mm - 2 * 20 mm - 2 * 12 mm - 2 * 10 mm}{4 - 1}$$

$$S_{real} = 34,67 mm$$

Verificando si la separación real cumple

$$S_{min} < S_{real} < S_{max}$$

$$25,40 < 34,67 < 300 mm$$

**Cumple**

Armadura por usar

**2 Ø de 12 mm + 2 Ø de 10 mm**

### Longitud de desarrollo de la viga

Para barras corrugadas la longitud debe ser mayor que  $l_d$  o 300 mm.

$$l_d = \frac{12 * f_y * \psi_t * \psi_e}{25 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * d_b$$
$$l_d = \frac{12 * 500 \text{ Mpa} * 1 * 1}{25 * 1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}} * 12 \text{ mm}$$
$$l_d = 748,80 \text{ mm}$$
$$l_d \geq \begin{cases} 748,80 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

### Longitud del gancho

Para patilla doblada a 90° y un diámetro de 12 mm

Diámetro interno de la barra

$$d_{int} = 6 * d_b$$
$$d_{int} = 6 * 12 \text{ mm}$$
$$d_{int} = 72 \text{ mm}$$

Prolongación en el extremo libre

$$l_{ext} = 12 * d_b$$
$$l_{ext} = 12 * 12 \text{ mm}$$
$$l_{ext} = 144 \text{ mm}$$

Longitud real de la barra (medida desde el eje de la columna)

$$l_{barra} = 1120 \text{ mm}$$

Verificando si la longitud de desarrollo cumple

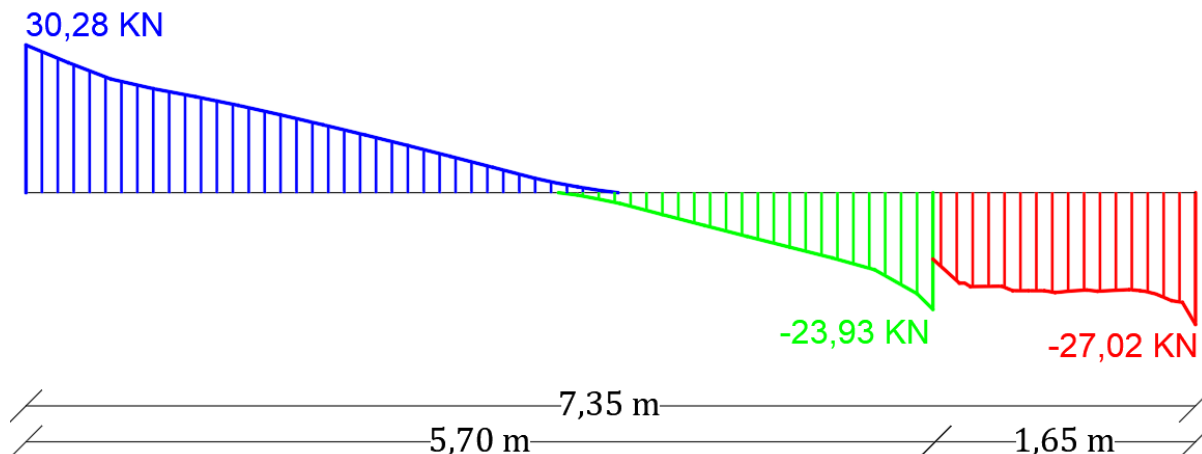
$$l_d \leq l_{barra}$$
$$748,80 \leq 1120 \text{ mm}$$

**Cumple**

## Diseño a cortante

Se realizará el diseño para el esfuerzo cortante mayor de la viga 526 que es la más solicitada.

Figura 3.25: Esfuerzos cortantes en la viga 526



Fuente: Cypecad

La resistencia del hormigón debe cumplir con:

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

$$\sqrt{25} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$5 \leq 8,3 \text{ MPa}$$

**Cumple**

La resistencia de cálculo del acero debe cumplir con:

$$f_y \leq 420 \text{ MPa}$$

### Factor de modificación

Se lo determino en función de la tabla 2.14.

Para un hormigón de peso normal:

$$\lambda = 1$$

### Factor de reducción de resistencia

Para cortante:

$$\phi_v = 0,75$$

Cálculo del esfuerzo a la resistencia nominal a cortante proporcionado el hormigón

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} * 200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}$$

$$V_c = 53 \text{ KN}$$

**Para esfuerzo cortante izquierdo**

$$V_u = 30,28 \text{ KN}$$

Las dimensiones de la sección transversal deben cumplir con:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$

$$30,28 \text{ KN} \leq 0,75(53 \text{ KN} + 0,66 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 200 \text{ mm} * 318 \text{ mm})$$

$$30,28 \text{ KN} \leq 197,16 \text{ KN}$$

**Cumple**

Verificando que el esfuerzo a la resistencia a cortante proporcionado por el hormigón sea suficiente para resistir el esfuerzo cortante solicitado

$$\phi * V_c \geq V_u$$

$$0,75 * 53 \geq 30,28 \text{ KN}$$

$$39,75 \geq 30,28 \text{ KN}$$

**Cumple**

La armadura no requiere refuerzo a cortante. Debido a que el esfuerzo cortante mayor de la viga requiere únicamente armadura mínima, toda la pieza tendrá armadura mínima.

Armadura mínima

Se debe colocar un área mínima de armadura para cortante en todas las secciones donde se cumpla:

$$0,5 * \phi * V_c < V_u$$

$$0,5 * 0,75 * 53 < 30,28 \text{ KN}$$

$$19,875 < 30,28 \text{ KN}$$

**Cumple**

Por lo tanto, se debe colocar un  $A_v$  min que cumpla con la tabla 2.15:

Para vigas no pretensadas:

$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} \frac{\sqrt{f'_c} * b}{16 * f_y} = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} * 200 \text{ mm}}{16 * 420 \text{ MPa}} \\ 0,35 * \frac{b}{f_y} = 0,35 * \frac{200 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} \end{cases}$$



$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} 0,149 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ 0,167 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{cases}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 0,17 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Adoptamos una separación entre estribos  $s$  de:

$$S = 150 \text{ mm}$$

Entonces tenemos:

$$A_v = 0,17 \text{ mm}^2/\text{mm} * 150 \text{ mm}$$

$$A_v = 25 \text{ mm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} = \frac{17 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa} * 318 \text{ mm}}{150 \text{ mm}}$$

$$V_s = 22,26 \text{ KN}$$

Separación máxima de armadura transversal

Debe cumplir con la tabla 2.22. Para viga no pretensada

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f'_c} * b * d}{3}$$

$$22,26 \leq \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} * 200 \text{ mm} * 318 \text{ mm}}{3}$$

$$22,26 \leq 106 \text{ KN}$$

**Cumple**

Por lo tanto, se elige el menor de:

$$S_{max} \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{318 \text{ mm}}{2} = 159 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 159 \text{ mm}$$

Verificando si el espaciamiento cumple

$$S_{real} \leq S_{max}$$

$$150 \leq 159 \text{ mm}$$

**Cumple**

Cantidad de estribos

$$L = 7350 \text{ mm}$$

$$S_{nec} = 100 \text{ mm}$$

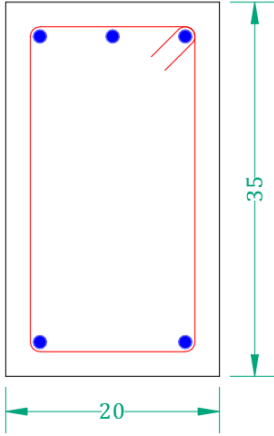
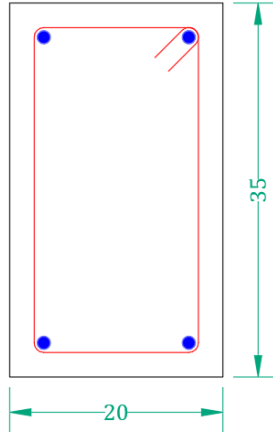
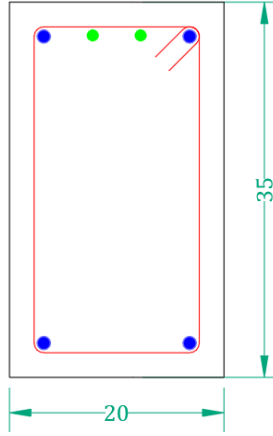
$$N^{\circ}estribos = \frac{L}{S_{nec}} = \frac{7350 \text{ mm}}{150 \text{ mm}}$$

$$N^{\circ}estribos = 49$$

Armadura por usar

**49 Ø 6 mm C/150 mm**

Figura 3.26: Detallamiento de armadura longitudinal de la viga 526

Armadura izquierda	Armadura central	Armadura derecha
3 Ø12 mm	2 Ø12 mm	2 Ø12 mm + 2 Ø10 mm
		
2 Ø de 12 mm	2 Ø de 12 mm	2 Ø de 12 mm

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.22: Comparación del cálculo de armadura longitudinal manual y en cypecad V-2023.g respecto a la viga 526

	Armadura longitudinal negativa izquierda (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal positiva (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal negativa derecha (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	291	159	353
<b>Manual</b>	289,04	159	351,27
<b>Variación (%)</b>	0,68	0	0,49

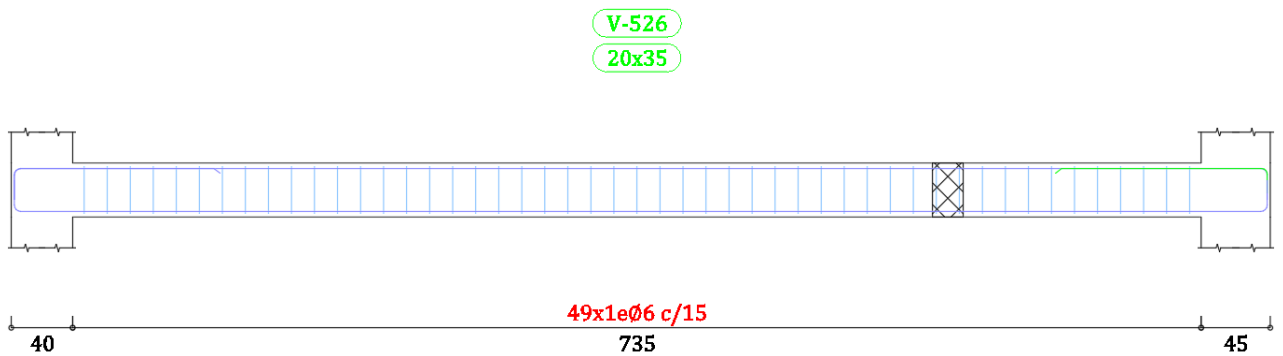
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.23: Comparación del armado constructivo longitudinal realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto a la viga 526

	Armadura longitudinal negativa izquierda (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal positiva (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal negativa derecha (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	339,29	226,19	383,27
<b>Cypecad</b>	3 Ø12 mm	2 Ø12 mm	2 Ø12 + 2 Ø10 mm
<b>Manual</b>	339,29	226,19	383,27
<b>Manual</b>	3 Ø12 mm	2 Ø12 mm	2 Ø12 + 2 Ø10 mm
<b>Variación (%)</b>	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.27: Disposición de armadura transversal en la viga 526



Fuente: Cypecad

Tabla 3.24: Comparación del cálculo de armadura transversal manual y en cypecad V-2023.g respecto a la viga 526

	Armadura transversal izquierda (mm <sup>2</sup> )	Armadura transversal centro (mm <sup>2</sup> )	Armadura transversal derecha (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	25	25	25
<b>Manual</b>	25	25	25
<b>Variación (%)</b>	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

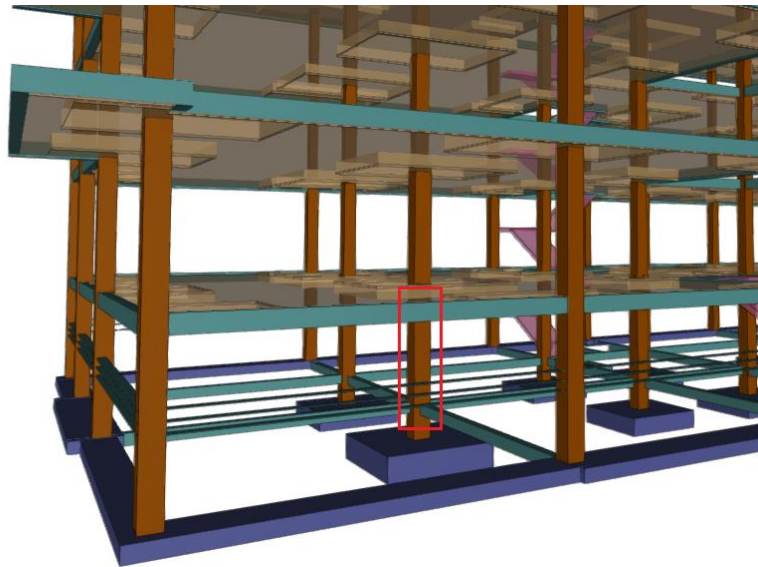
Tabla 3.25: Comparación del armado constructivo transversal realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto a la viga 526

	Armadura transversal izquierda (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	1385,23
<b>Cypecad</b>	49 Ø6 mm C/150 mm
<b>Manual</b>	1385,23
<b>Manual</b>	49 Ø6 mm C/150 mm
<b>Variación (%)</b>	0

Fuente: Elaboración propia

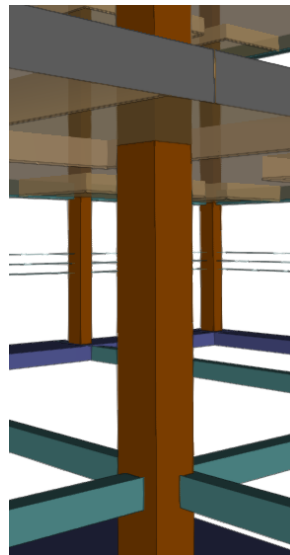
### 3.5.4.2. Diseño de columnas

Figura 3.28: Ubicación de la columna C16



Fuente: Cypecad

Figura 3.29: Esquema de la columna C16



Fuente: Cypecad

Datos de diseño:

b=	500	mm	Ancho columna
h=	500	mm	Largo columna
Lu=	3400	mm	Longitud de columna



Tabla 3.26: Características geométricas de las secciones que concurren a la columna

Elemento	Longitud [m]	b [m]	h [m]	Inercia X [m <sup>4</sup> ]	Inercia Y [m <sup>4</sup> ]
Columna C16(superior)	3400	500	500	5208333333	5208333333
Columna C16(Medio)	3400	500	500	5208333333	5208333333
Columna C16(inferior)	300	500	500	5208333333	5208333333
Viga 1 (superior)	0	0	0	0	0
Viga 2 (superior)	0	0	0	0	0
Viga 3 (superior)	0	0	0	0	0
Viga 4 (superior)	0	0	0	0	0
Viga 107 (inferior)	7300	200	300	450000000	200000000
Viga 108 (inferior)	7500	200	300	450000000	200000000
Viga 112 (inferior)	5580	200	300	450000000	200000000
Viga 113 (inferior)	7100	200	300	450000000	200000000

Fuente: Elaboración propia

$$I_{Cx} = I_{Cy} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{500 * (500)^3}{12} = 5208333333,33 \text{ mm}^4$$

$$I_{vx} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{200 * (300)^3}{12} = 450000000 \text{ mm}^4$$

$$I_{vy} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{300 * (200)^3}{12} = 200000000 \text{ mm}^4$$

Reemplazando los valores de inercias y longitudes en las siguientes ecuaciones:

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{L_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{L_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{L_{v3}} + \frac{I_{vx3}}{L_{v3}}}$$

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{5208333333,33}{3400} + \frac{5208333333,33}{3400}}{\frac{0}{0} + \frac{0}{0} + \frac{0}{0} + \frac{0}{0}}$$

$$\psi_{Ax} = 0$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c1}}}{\frac{I_{vy1}}{L_{v1}} + \frac{I_{vy2}}{L_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{L_{v3}} + \frac{I_{vy3}}{L_{v3}}}$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{5208333333,33}{3400} + \frac{5208333333,33}{3400}}{\frac{0}{0} + \frac{0}{0} + \frac{0}{0} + \frac{0}{0}}$$

$$\psi_{Ay} = 0$$

$$\psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{L_{c3}}}{\frac{I_{vx107}}{L_{v107}} + \frac{I_{vx108}}{L_{v108}} + \frac{I_{vy112}}{L_{v112}} + \frac{I_{vy113}}{L_{v113}}}$$

$$\psi_{Bx} = \frac{\frac{5208333333,33}{3400} + \frac{5208333333,33}{300}}{\frac{450000000}{7300} + \frac{450000000}{7500} + \frac{200000000}{5580} + \frac{200000000}{7100}}$$

$$\psi_{Bx} = 101,76$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{L_{c3}}}{\frac{I_{vx112}}{L_{v112}} + \frac{I_{vx113}}{L_{v113}} + \frac{I_{vy107}}{L_{v107}} + \frac{I_{vy108}}{L_{v108}}}$$

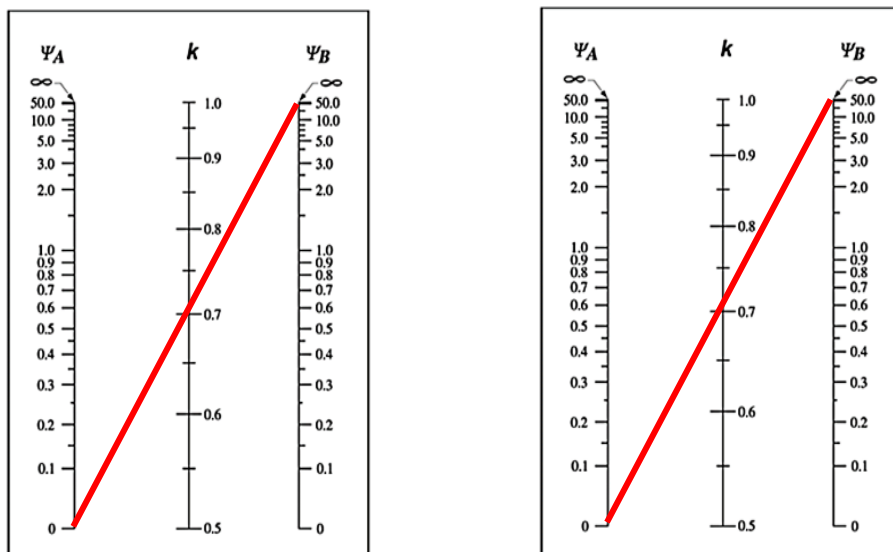
$$\psi_{By} = \frac{\frac{5208333333,33}{3400} + \frac{5208333333,33}{300}}{\frac{450000000}{5580} + \frac{450000000}{7100} + \frac{200000000}{7300} + \frac{200000000}{7500}}$$

$$\psi_{By} = 95,38$$

Figura 3.31: Nomograma para cálculo de pórticos intraslacionales

Para X

Para Y



Fuente: NB1225001. Artículo 6.2.5.1.



De los nomogramas:

$$K_x = K_y = 0,7$$

### Radio de giro

Debido a que la columna es cuadrada, el radio de giro será el mismo en ambas direcciones:

$$A_g = b * h = 500 \text{ mm} * 500 \text{ mm}$$

$$A_g = 250000 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{b * h^3}{12} = \frac{500 \text{ mm} * 500 \text{ mm}^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 5208333333,3333 \text{ mm}^4$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{5208333333,3333 \text{ mm}^4}{250000 \text{ mm}^2}}$$

$$r_x = r_y = 144,34 \text{ mm}$$

### Comprobación de esbeltez

Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

Para X:

$$\frac{k_x * l_u}{r} \leq 22$$
$$\frac{0,7 * 3400 \text{ mm}}{144,34 \text{ mm}} \leq 22$$
$$16,489 \leq 22$$

**Cumple**

Para Y:

$$\frac{k_y * l_u}{r} \leq 22$$
$$\frac{0,7 * 340 \text{ cm}}{144,34 \text{ cm}} \leq 22$$
$$16,489 \leq 22$$

**Cumple**

Debido a que los efectos de esbeltez se desprecian solo se requiere análisis de primer orden.

### Disposición inicial de acero

Tabla 3.27: Disposición inicial de acero para columna C16

Disp.	Ø (mm)	Nº Barras	Área (mm <sup>2</sup> )
Esquinas	20	4	1256,637
Cara X	20	4	1256,637
Cara Y	20	4	1256,637

Fuente: Elaboración propia

$$A_{st} = 3769,91 \text{ mm}^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{st}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{3769,91 \text{ mm}^2}{500 \text{ mm} * 464 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,001625$$

Límites de armadura mínima y máxima

La armadura debe cumplir con:

$$0,006 * A_g \leq A_{st} \leq 0,08 * A_g$$

$$0,006 * A_g = 0,01 * 250000 \text{ mm}^2 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$0,08 * A_g = 0,08 * 250000 \text{ mm}^2 = 20000 \text{ mm}^2$$

$$1500 \leq 3769,91 \leq 20000 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

**Resistencia axial máxima**

$$P_0 = 0,85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

$$P_0 = 0,85 * 25 \text{ MPa} * (250000 \text{ mm}^2 - 3769,91 \text{ mm}^2) + 500 \text{ MPa} * 3769,91 \text{ mm}^2$$

$$P_0 = 7117,35 \text{ KN}$$

$$P_{nmax} = 0,80 * P_0 = 0,80 * 7117,35 \text{ KN}$$

$$P_{nmax} = 5693,88 \text{ KN}$$

$$\phi = 0,65$$

$$\phi * P_{nmax} \geq P_u$$

$$0,65 * 5693,88 \geq 3635,45 \text{ KN}$$

$$3701,022 \geq 3635,45 \text{ KN}$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre barras

$d_{agg} = 3/4" = 19,05 \text{ mm}$       Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} > \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 1,5 * d_b = 1,5 * 20 \text{ mm} = 30 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

**$S_{min} = 40 \text{ mm}$**

Armadura por usar

**12 Ø 20 mm**

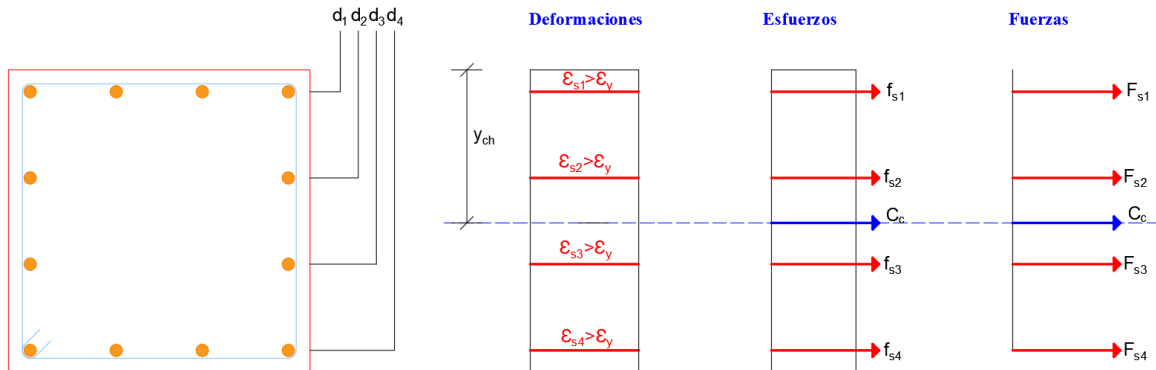
**Diagrama de interacción**

Debido a que la columna es cuadrada y la armadura es la misma en ambas caras, el diagrama de interacción para N-Mx será el mismo que para N-My.

Obtención de los puntos significativos:

Tracción pura

Figura 3.32: Diagramas de la pieza para tracción pura



Fuente: Elaboración propia

$$T_o = A_{st} * f_y$$

$$T_o = 3769,91 \text{ mm}^2 * 500 \text{ MPa}$$

**$T_o = 1884,96 \text{ KN}$**

En este punto no existe momento:

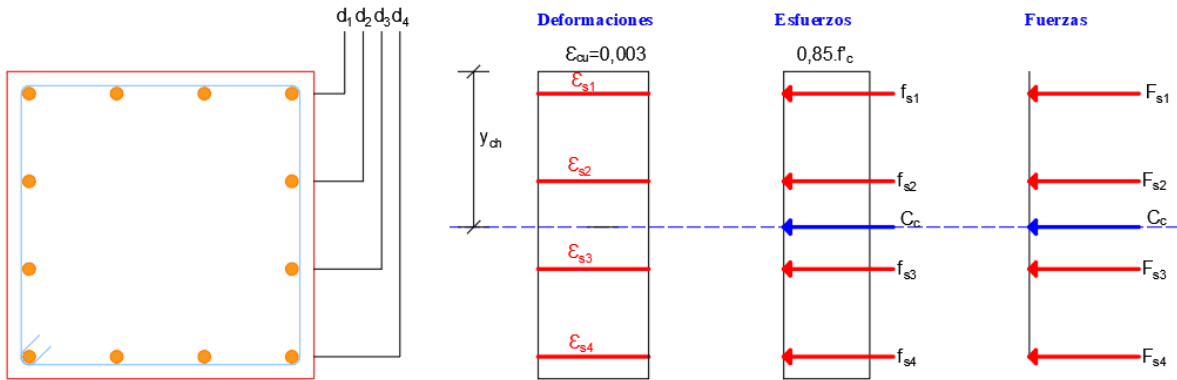
**$M_{T0} = 0 \text{ KN.m}$**

Finalmente, las coordenadas del punto de tracción pura son:

**$P_T(0 \text{ KN.m}; -1884,96 \text{ KN})$**

## Compresión pura

Figura 3.33: Diagramas de la pieza para compresión pura



Fuente: Elaboración propia

$$P_0 = 0,85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

$$P_0 = 0,85 * 25 \text{ MPa} * (250000 \text{ mm}^2 - 3769,91 \text{ mm}^2) + 500 \text{ MPa} * 3769,91 \text{ mm}^2$$

$$P_0 = 7117,35 \text{ KN}$$

En este punto no existe momento:

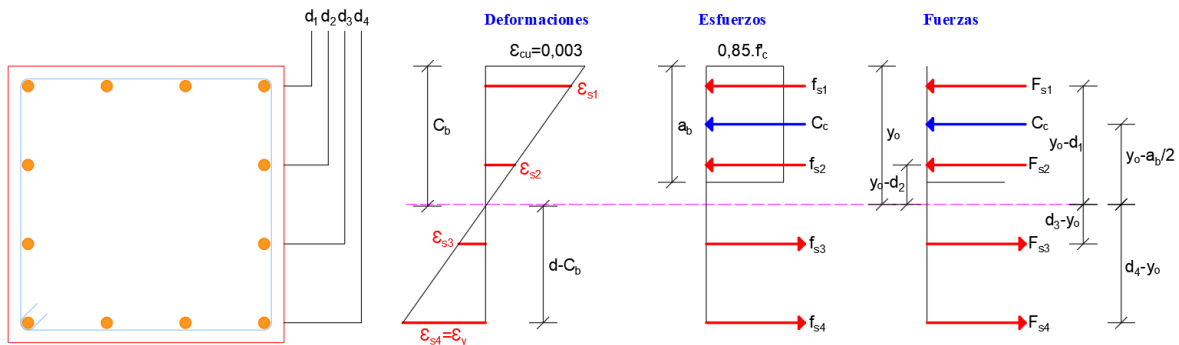
$$M_{P0} = 0 \text{ KN.m}$$

Finalmente, las coordenadas del punto de compresión pura son:

$$P_C(0 \text{ KN.m}; 7117,35 \text{ KN})$$

## Falla balanceada

Figura 3.34: Diagramas de la pieza para falla balanceada



Fuente: Elaboración propia

Distancias a filas de barras

$$d_1 = 36 \text{ mm}$$

$$d_2 = 178,70 \text{ mm}$$

$$d_3 = 321,30 \text{ mm}$$

$$d_4 = 464 \text{ mm}$$

Deformación unitaria por fluencia

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} = 0,0025$$

Profundidad del eje neutro

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{C_b} = \frac{\varepsilon_y}{d_4 - C_b}$$
$$\frac{0,003}{C_b} = \frac{0,0025}{464 \text{ mm} - C_b}$$
$$C_b = 253,09 \text{ mm}$$

Profundidad del bloque de compresiones

$$a_b = \beta_1 * C_b = 0,85 * 253,09 \text{ mm}$$

$$a_b = 215,13 \text{ mm}$$

Cálculo de las deformaciones unitarias

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{C_b} * (C_b - d_1) = \frac{0,003}{253,09 \text{ mm}} * (253,09 - 36 \text{ mm}) = 0,00257$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{C_b} * (C_b - d_2) = \frac{0,003}{253,09 \text{ mm}} * (253,09 - 178,70 \text{ mm}) = 0,000882$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu}}{C_b} * (d_3 - C_b) = \frac{0,003}{253,09 \text{ mm}} * (321,30 - 253,09 \text{ mm}) = 0,000809$$

$$\varepsilon_{s4} = \varepsilon_y = 0,0025$$

Cálculo de los esfuerzos

$$f_{s1} = f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_{s2} = 200000 \text{ MPa} * 0,000882 = 176,40 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = E_s * \varepsilon_{s3} = 200000 \text{ MPa} * 0,000809 = 161,80 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} = f_y = 500 \text{ MPa}$$

Áreas de armadura por fila

$$A_{s1} = 4 * A_{\emptyset 20} = 4 * 314,16 = 1256,637 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2 * A_{\emptyset 20} = 2 * 314,16 = 628,319 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 2 * A_{\emptyset 20} = 2 * 314,16 = 628,319 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 4 * A_{\emptyset 20} = 4 * 314,16 = 1256,637 \text{ mm}^2$$

Cálculo de las fuerzas

$$F_{s1} = A_{s1} * f_{s1} = 1256,637 \text{ mm}^2 * 500 \text{ MPa} = \mathbf{628,32 \text{ KN}}$$

$$F_{s2} = A_{s2} * f_{s2} = 628,319 \text{ mm}^2 * 176,40 \text{ MPa} = \mathbf{110,84 \text{ KN}}$$

$$F_{s3} = A_{s3} * f_{s3} = 628,319 \text{ mm}^2 * 161,805 \text{ MPa} = \mathbf{101,66 \text{ KN}}$$

$$F_{s4} = A_{s4} * f_{s4} = 1256,637 \text{ mm}^2 * 500 \text{ MPa} = \mathbf{628,32 \text{ KN}}$$

$$C_c = 0,85 * f'_c * a_b * b = 0,85 * 25 \text{ MPa} * 215,13 \text{ mm} * 500 \text{ mm} = \mathbf{2285,76 \text{ KN}}$$

Fuerza total en la sección

$$P_{nb} = -F_{s1} - F_{s2} - C_c + F_{s3} + F_{s4}$$

$$P_{nb} = -628,32 - 110,84 - 2285,76 + 101,66 + 628,32 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{nb} = -2294,94 \text{ KN}}$$

Centroide plástico

$$y_o = \frac{h}{2} = \frac{500 \text{ mm}}{2} = 250 \text{ mm}$$

Cálculo de momentos con respecto al centroide plástico

$$M_{s1} = F_{s1} * (y_o - d_1) = 628,32 * (250 - 36 \text{ mm}) = \mathbf{134,46 \text{ KN.m}}$$

$$M_{s2} = F_{s2} * (y_o - d_2) = 110,84 * (250 - 178,70 \text{ mm}) = \mathbf{7,90 \text{ KN.m}}$$

$$M_{s3} = F_{s3} * (d_3 - y_o) = 101,66 * (321,30 - 250 \text{ mm}) = \mathbf{7,25 \text{ KN.m}}$$

$$M_{s4} = F_{s4} * (d_4 - y_o) = 628,32 * (464 - 250 \text{ mm}) = \mathbf{134,46 \text{ KN.m}}$$

$$M_c = C_c * \left( y_o - \frac{a_b}{2} \right) = 2285,76 * \left( 250 - \frac{215,13}{2} \right) = \mathbf{325,57 \text{ KN.m}}$$

Momento total en la sección

$$M_{nb} = M_c + M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4}$$

$$M_{nb} = 325,57 + 134,46 + 7,90 + 7,25 + 134,46 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{nb} = 609,64 \text{ KN.m}}$$

Finalmente, las coordenadas del punto de la falla balanceada son:

$$\mathbf{P_B(609,64 \text{ KN.m}; 2294,94 \text{ KN})}$$

Para encontrar más puntos del diagrama de interacción se procede a asumir valores de C mayores a Cb para encontrar puntos controlados a compresión y menores a Cb para encontrar puntos controlados a tracción.

Una vez realizado el diagrama de interacción nominal, a todos los puntos se les debe aplicar un coeficiente de reducción en función al control que se presente en ese punto tal como se indica en la siguiente figura, para encontrar finalmente el diagrama de diseño.

Tabla 3.28: Factor de reducción de resistencia

Deformación unitaria neta a tracción $\varepsilon_t$	Clasificación	$\phi$			
		Tipo de armadura transversal			
		Espiral que cumplen con 25.7.3		Otros	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	(a)	0,65	(d)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$	Transición [1]	$0,75 + 0,15 \left( \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$	(b)	$0,65 + 0,25 \left( \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$	(e)
$0,005 \leq \varepsilon_t$	Controlada por tracción	0,90	(c)	0,90	(f)

Fuente: NB 1225001. Artículo 21.2.2.

Por ejemplo, para el punto de compresión pura:

Al ser una zona controlada por compresión se debe aplicar un coeficiente de:

$$\phi = 0,65$$

$$P_c(0 \text{ KN.m}; 7117,35 \text{ KN})$$

Aplicando el factor de reducción de resistencia tenemos:

$$P_c(0 \text{ KN.m}; 4626,27 \text{ KN})$$

Tabla de datos obtenidos para el diagrama

Tabla 3.29: Fuerzas y momentos obtenidos para el diagrama de interacción

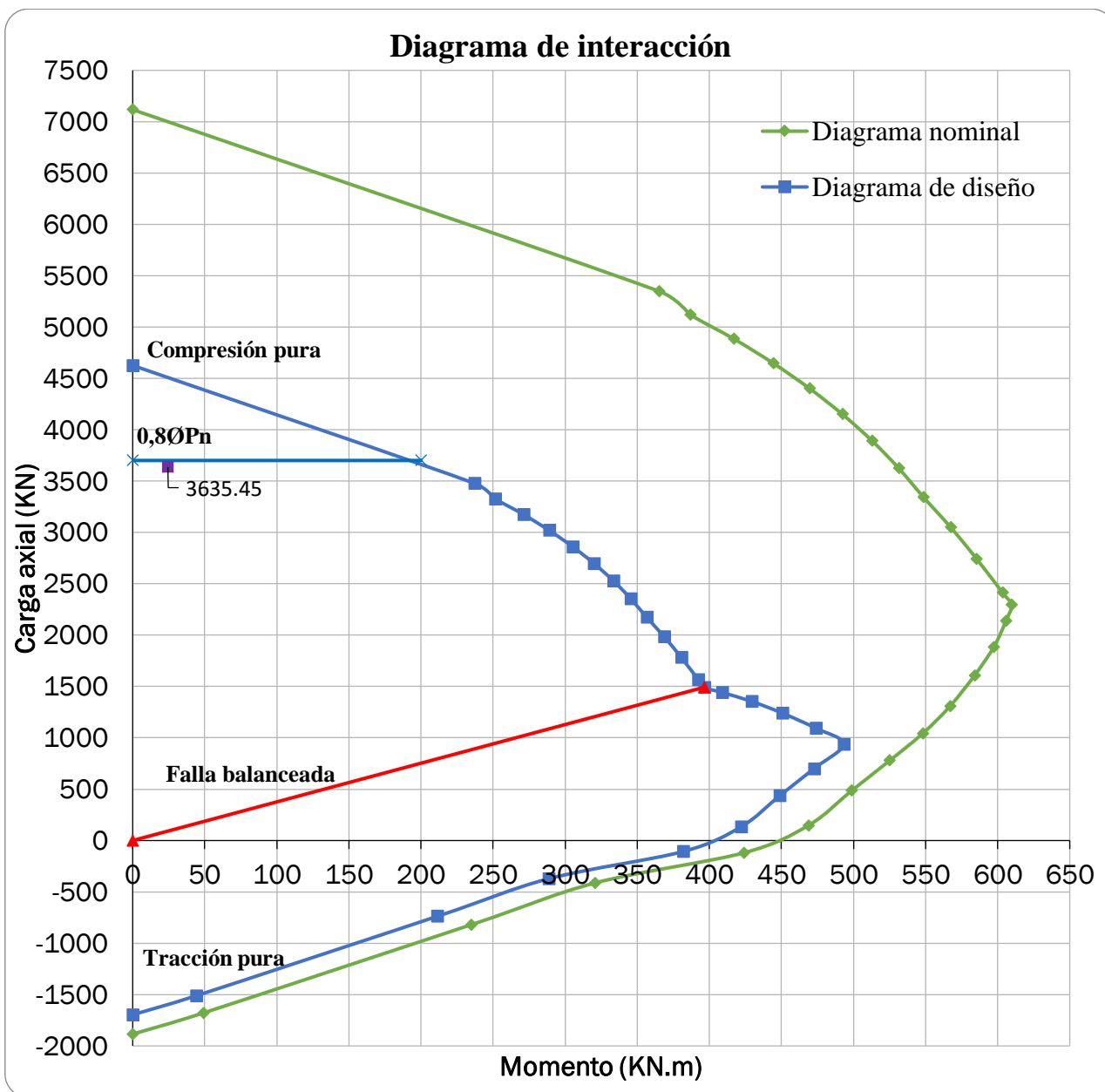
<i>C</i> (mm)	<i>Mn</i> (KN.m)	<i>Pn</i> (KN)	$\phi$	$\phi Mn$ (KN.m)	$\phi Pn$ (KN)
<b>0</b>	0,000	-1884,956	0,90	0,000	-1696,460
<b>20</b>	48,999	-1679,198	0,90	44,099	-1511,278
<b>40</b>	234,767	-819,989	0,90	211,290	-737,990
<b>60</b>	320,652	-413,170	0,90	288,587	-371,853
<b>80</b>	424,063	-119,447	0,90	381,657	-107,503
<b>100</b>	468,678	146,503	0,90	421,810	131,853
<b>120</b>	498,626	484,585	0,90	448,763	436,127
<b>140</b>	525,036	777,930	0,90	472,532	700,137
<b>160</b>	548,043	1042,750	0,90	493,238	938,475
<b>180</b>	566,885	1307,319	0,84	473,963	1093,027
<b>200</b>	583,974	1607,701	0,77	450,633	1240,609
<b>220</b>	597,284	1884,082	0,72	429,398	1354,498

<b>240</b>	605,677	2136,084	0,68	408,832	1441,857
<b>253</b>	609,642	2294,893	0,65	396,267	1491,680
<b>260</b>	603,370	2413,847	0,65	392,191	1569,001
<b>280</b>	585,425	2742,378	0,65	380,527	1782,546
<b>300</b>	567,341	3051,180	0,65	368,772	1983,267
<b>320</b>	548,508	3344,023	0,65	356,530	2173,615
<b>340</b>	531,479	3623,545	0,65	345,461	2355,305
<b>360</b>	512,895	3892,135	0,65	333,381	2529,888
<b>380</b>	492,225	4151,426	0,65	319,947	2698,427
<b>400</b>	469,436	4402,925	0,65	305,133	2861,901
<b>420</b>	444,320	4647,764	0,65	288,808	3021,047
<b>440</b>	416,842	4886,446	0,65	270,947	3176,190
<b>460</b>	386,822	5120,478	0,65	251,434	3328,311
<b>480</b>	365,008	5349,735	0,65	237,255	3477,328
<b>500</b>	0,000	7117,345	0,65	0,000	4626,274

Fuente: Elaboración propia



Figura 3.35: Diagrama de interacción de columna C16

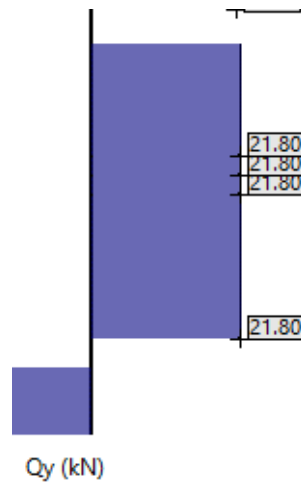


Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que la mayor sollicitación estudiada se encuentra dentro del diagrama de interacción, por lo cual el diseño es correcto.

## Diseño a cortante de la columna C16

Figura 3.36: Valores de cortantes en la columna C16



Fuente: Cypecad

La resistencia del hormigón debe cumplir con:

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

$$\sqrt{25} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$5 \leq 8,3 \text{ MPa}$$

**Cumple**

La resistencia de cálculo del acero debe cumplir con:

$$f_y \leq 420 \text{ MPa}$$

### Factor de modificación

Se lo determino en función de la tabla 2.14.

Para un hormigón de peso normal:

$$\lambda = 1$$

### Factor de reducción de resistencia

Para cortante:

$$\phi_v = 0,75$$

Cálculo del esfuerzo a la resistencia nominal a cortante proporcionado el hormigón

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

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} * \left( 1 + \frac{3635,45 \text{ KN}}{14 * 250000 \text{ mm}^2} \right) * 500 \text{ mm} * 464 \text{ mm}$$

$$V_c = 394,15 \text{ KN}$$

**Para cortante mayor en dirección Y**

$$V_u = 21,80 \text{ KN}$$

Las dimensiones de la sección transversal deben cumplir con:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$

$$21,80 \text{ KN} \leq 0,75(394,15 \text{ KN} + 0,66 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 500 \text{ mm} * 464 \text{ mm})$$

$$21,80 \text{ KN} \leq 869,81 \text{ KN}$$

**Cumple**

Verificando que el esfuerzo a la resistencia a cortante proporcionado por el hormigón sea suficiente para resistir el esfuerzo cortante solicitado

$$\phi * V_c \geq V_u$$

$$0,75 * 394,15 \geq 21,80 \text{ KN}$$

$$295,612 \geq 21,80 \text{ KN}$$

**Cumple**

La armadura no requiere refuerzo a cortante

Armadura mínima

Se debe colocar un área mínima de armadura para cortante en todas las secciones donde se cumpla:

$$0,5 * \phi * V_c < V_u$$

$$0,5 * 0,75 * 394,15 < 21,80 \text{ KN}$$

$$147,81 < 21,80 \text{ KN}$$

**No cumple**

Se debe colocar armadura constructiva.

Por lo tanto, se debe colocar un  $A_v$  min que cumpla con la tabla 2.15:

$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} \frac{\sqrt{f'_c} * b}{16 * f_y} = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} * 500 \text{ mm}}{16 * 420 \text{ MPa}} \\ 0,35 * \frac{b}{f_y} = 0,35 * \frac{500 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} \end{cases}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} 0,372 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ 0,417 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{cases}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 0,42 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Adoptamos una separación entre estribos  $s$  de:

$$S = 200 \text{ mm}$$

Entonces tenemos:

$$A_v = 0,42 \text{ mm}^2/\text{mm} * 200 \text{ mm}$$

$$A_v = 83,33 \text{ mm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} = \frac{83,33 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa} * 464 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}$$

$$V_s = 81,20 \text{ KN}$$

Separación máxima de armadura transversal

Debe cumplir con la tabla 2.22.

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f'_c} * b * d}{3}$$

$$81,20 \leq \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} * 500 \text{ mm} * 464 \text{ mm}}{3}$$

$$81,20 \leq 386,67 \text{ KN}$$

**Cumple**

Por lo tanto, se elige el menor de:

$$S_{max} \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{464 \text{ mm}}{2} = 232 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 232 \text{ mm}$$

Espaciamiento libre mínimo entre estribos

$d_{agg} = 3/4" = 19,05 \text{ mm}$       Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \left\{ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \right.$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre estribos centro a centro

$$S_{max} \leq \begin{cases} 12 * d_{bl} = 12 * 20 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \\ 36 * d_{bt} = 36 * 6 \text{ mm} = 216 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 216 \text{ mm}$$

El diámetro mínimo de la barra del estribo debe ser:

$$d_{be} \geq \begin{cases} 6 \text{ mm} = 6 \text{ mm} \\ 0,25 * d_b = 0,25 * 20 \text{ mm} = 5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\mathbf{d_{min} = 6 \text{ mm}}$$

Verificando si el espaciamiento cumple

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

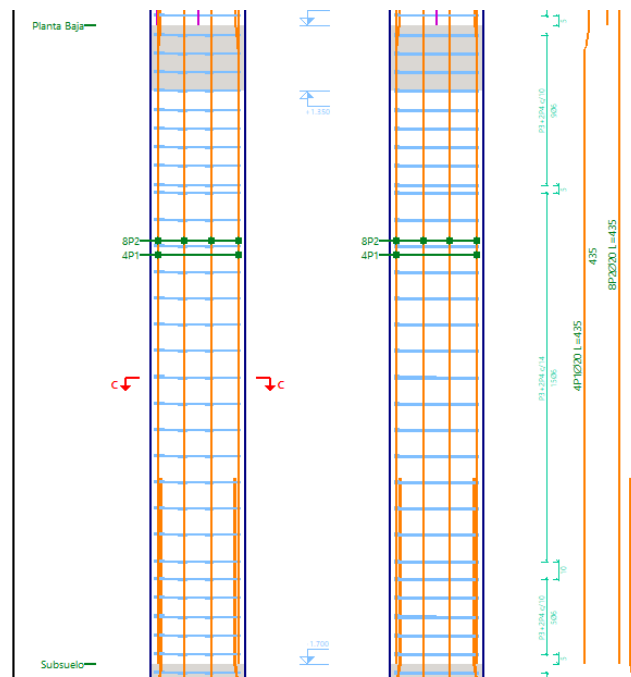
$$25,40 \leq 200 \leq 232 \text{ mm}$$

**Cumple**

Armadura por usar

**Ø 6 mm C/200 mm**

Figura 3.37: Representación gráfica de la columna C16



Fuente: Cypecad

Tabla 3.30: Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto a la columna C16

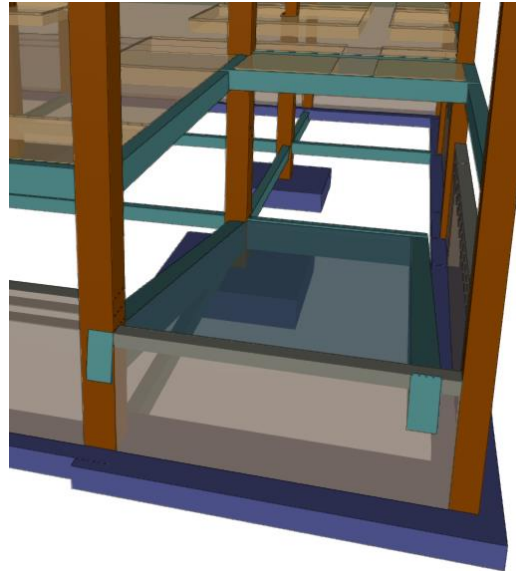
	Armadura longitudinal (mm <sup>2</sup> )	Armadura transversal (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	3769,91	83,33
<b>Cypecad</b>	12 Ø 20 mm	15 Ø 6 mm c/200 mm
<b>Manual</b>	3769,91	83,33
<b>Manual</b>	12 Ø 20 mm	15 Ø 6 mm c/200 mm
<b>Variación (%)</b>	0	0

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.5. Estructuras complementarias

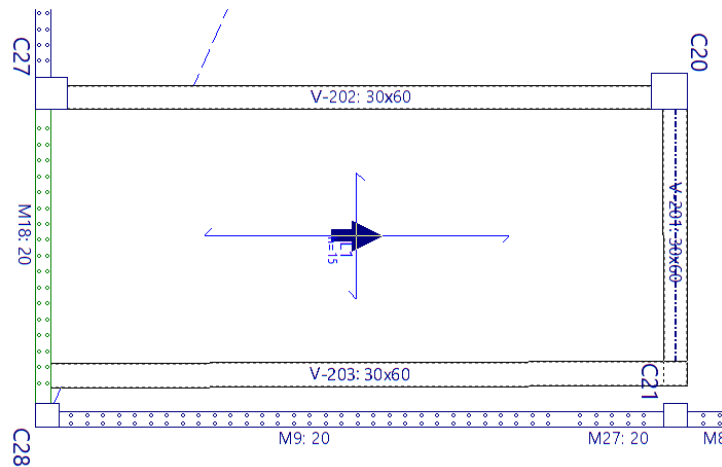
#### 3.5.5.1. Diseño de rampa

Figura 3.38: Vista de la rampa a verificar



Fuente: Cypecad

Figura 3.39: Vista en planta de la rampa a verificar



Fuente: Cypecad

Datos de rampa:

- L1= 7700 mm Lado mayor
- L2= 3180 mm Lado menor
- h= 150 mm Altura total de losa
- b= 1000 mm Base

## Comprobación de datos de diseño

### Verificación de altura de la losa

Relación entre los lados

$$\frac{L_{mayor}}{L_{menor}} = \frac{7700 \text{ mm}}{3180 \text{ mm}} = 2,42 \leq 2$$

La relación es mayor a 2 sin embargo, se realiza el diseño en dos direcciones debido a que losa trabaja de mejor manera y puede ser capaz de resistir más carga.

Para losas con vigas entre apoyos en todos los lados, el espesor mínimo de la losa debe cumplir con la tabla 2.24.

Inercia de la losa

En dirección larga:

La base considerada de la losa debe ser la mitad de las que llegan a las vigas más la base de las vigas

$$b_{L1} = \frac{L}{2} + b_v = \frac{7700}{2} + 150 = 3925 \text{ mm}$$
$$I_{losa} = \frac{b_{L1} * h^3}{12} = \frac{3925 \text{ mm} * (150 \text{ mm})^3}{12} = 1103906250 \text{ mm}^4$$

En dirección corta:

La base considerada de la losa debe ser la mitad de las que llegan a las vigas más la base de las vigas

$$b_{L2} = \frac{L}{2} + b_v = \frac{3180}{2} + 150 = 1665 \text{ mm}$$
$$I_{losa} = \frac{b_{L2} * h^3}{12} = \frac{1665 \text{ mm} * (150 \text{ mm})^3}{12} = 468281250 \text{ mm}^4$$

Inercia de las vigas

Se debe incluir una porción de la losa:

$$b_{viga} = b_v + 4 * h_f = 300 + 4 * 150 = 900 \text{ mm}$$

En dirección larga y corta (para vigas de borde)

$$I_{viga} = 1,5 * \frac{b * h^3}{12} = \frac{900 \text{ mm} * (600 \text{ mm})^3}{12} = 16200000000 \text{ mm}^4$$

Relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la de una franja de losa:

$$\alpha_1 = \frac{E_v * I_v}{E_{losa} * I_{losa}}$$



$$\alpha_1 = \frac{200000 \text{ N/mm}^2 * 16200000000 \text{ mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2 * 1103906250 \text{ mm}^2} = 14,675$$

$$\alpha_2 = \frac{E_v * I_v}{E_{losa} * I_{losa}}$$

$$\alpha_2 = \frac{200000 \text{ N/mm}^2 * 16200000000 \text{ mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2 * 468281250 \text{ mm}^2} = 34,595$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{14,675 + 34,595}{2}$$

$$\alpha_{fm} = 24,634 > 2$$

Relación entre luz libre y luz corta:

$$\beta = \frac{L_{mayor}}{L_{menor}} = \frac{7700 \text{ mm}}{3180 \text{ mm}} = 2,42$$

$$h_{min} \geq \frac{l_n * (0,8 + \frac{fy}{1380})}{36 + 9\beta}$$

$$h_{min} \geq \frac{7700 \text{ mm} * (0,8 + \frac{500 \text{ MPa}}{1380})}{36 + 9 * 2,42}$$

$$h_{min} \geq 144,86 \text{ mm}$$

$$h_{min} \geq 100 \text{ mm}$$

Segunda comprobación de altura:

$$h_{min} = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{(2 * 7700 \text{ mm}) + (2 * 3180 \text{ mm})}{180}$$

$$h_{min} = 120,89 \text{ mm}$$

Comprobando si la altura cumple las comprobaciones:

$$150 \geq 144,86 \text{ mm}$$

$$150 \geq 100 \text{ mm}$$

$$150 \geq 120,89 \text{ mm}$$

**Cumple**

Esfuerzos de diseño (obtenidos de cypecad)

$$Mu(xsup) = 3,00 \text{ KNm}$$

$$Mu(yinf) = 6,50 \text{ KNm}$$

$$Mu(ysup) = 20,80 \text{ KNm}$$

$$Vu = 23,1 \text{ KN}$$

$$Mu(xinf) = 11,70 \text{ KNm}$$

$$Nu = 0 \text{ KN}$$

### Recubrimiento geométrico

Se obtiene de tabla 2.10 para elementos no expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo con armadura  $db \leq 40$ .

Para este proyecto se asumió:

$$\mathbf{R_g = 20 \text{ mm}}$$

### Recubrimiento mecánico

$$\emptyset \text{ estribo} = 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ long} = 10 \text{ mm}$$

$$r_{m1} = r_g + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{long}}{2}$$

$$r_{m1} = 20 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{10 \text{ mm}}{2}$$

$$\mathbf{r_{m1} = 31 \text{ mm}}$$

$$r_{m2} = r_g + \frac{\emptyset_{long}}{2}$$

$$r_{m2} = 20 \text{ mm} + \frac{10 \text{ mm}}{2}$$

$$\mathbf{r_{m2} = 25 \text{ mm}}$$

### Canto útil

$$d_1 = h - r_{m1} = 150 \text{ mm} - 31 \text{ mm}$$

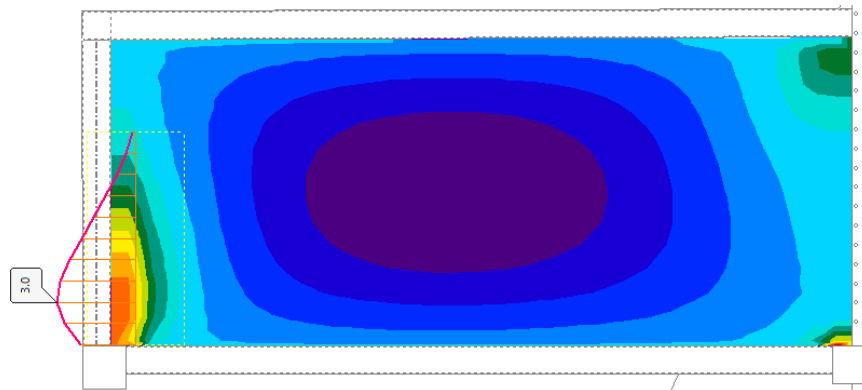
$$\mathbf{d_1 = 119 \text{ mm}}$$

$$d_2 = h - r_{m2} = 150 \text{ mm} - 25 \text{ mm}$$

$$\mathbf{d_2 = 125 \text{ mm}}$$

## Diseño a flexión para momento superior en X

Figura 3.40: Momento máximo superior en dirección X de rampa



Fuente: Cypecad

### Factor de reducción de resistencia

Para flexión:

$$\phi_f = 0,90$$

### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 125 \text{ mm} - \sqrt{125 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 3,00 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}}}$$

$$a = 1,26 \text{ mm}$$

### Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{3,00 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(125 \text{ mm} - \frac{1,26 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 53,60 \text{ mm}^2$$

### Armadura mínima que establece la norma

Área bruta

$$A_g = b * h = 1000 \text{ mm} * 150 \text{ mm}$$

$$A_g = 150000 \text{ mm}^2$$

De tabla 2.13 para barras corrugadas y  $f_y \geq 420$  MPa:

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g = \frac{0,0018 * 420}{500 MPa} * 150000 mm^2 \\ 0,0014 * A_g = 0,0014 * 150000 mm^2 \end{cases}$$
$$A_{smin} \geq \begin{cases} 226,80 mm^2 \\ 210 mm^2 \end{cases}$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 226,80 mm^2$$

Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 1000 mm * 125 mm$$

$$A_{smax} = 1693,75 mm^2$$

Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 10 \quad mm$$

$$A_{\emptyset 10} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{10 mm^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 10} = 78,54 mm^2$$

$$N^{\circ}barras = 3$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 10} * N^{\circ}barras = 78,54 mm^2 * 3$$

$$A_{sreal} = 235,62 mm^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{235,62 mm^2}{1000 mm * 125 mm}$$

$$\rho_{real} = 0,00188$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$1693,75 \geq 235,62 \geq 226,80 mm^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$d_{agg} = 3/4" = 19,05 \text{ mm}$       Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 10 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 * h = 2 * 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 300 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre barras para 1 m de longitud

$$e = \frac{b_w}{N^{\circ}barras} = \frac{1000 \text{ mm}}{3}$$

$$e = 333,33 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 300 \leq 300 \text{ mm}$$

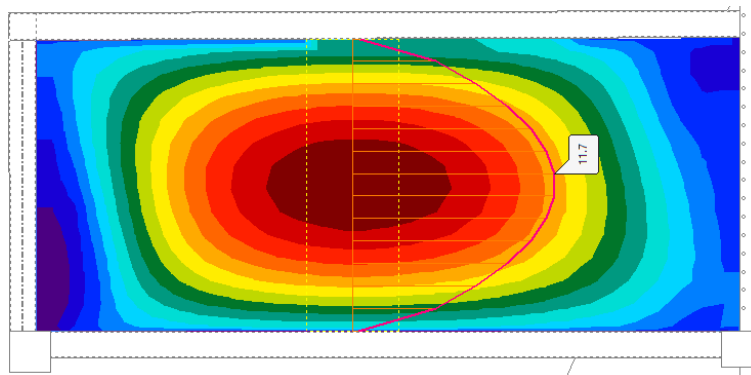
**Cumple**

Armadura por usar

**3 Ø de 10 mm c/300 mm**

**Diseño a flexión para momento inferior en X**

Figura 3.41: Momento máximo inferior en dirección X de rampa



Fuente: Cypecad

Factor de reducción de resistencia

Para flexión:

$$\phi_f = 0,90$$

### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'_c * b}}$$
$$a = 125 \text{ mm} - \sqrt{125 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 11,70 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}}}$$
$$\mathbf{a = 4,99 \text{ mm}}$$

### Cálculo del acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$
$$A_s = \frac{11,70 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(125 \text{ mm} - \frac{4,99 \text{ mm}}{2}\right)}$$
$$\mathbf{A_s = 212,24 \text{ mm}^2}$$

### Armadura mínima que establece la norma

Área bruta

$$A_g = b * h = 1000 \text{ mm} * 150 \text{ mm}$$
$$\mathbf{A_g = 150000 \text{ mm}^2}$$

De tabla 2.13 para barras corrugadas y  $f_y \geq 420 \text{ MPa}$ :

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g = \frac{0,0018 * 420}{500 \text{ MPa}} * 150000 \text{ mm}^2 \\ 0,0014 * A_g = 0,0014 * 150000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$
$$A_{smin} \geq \begin{cases} \mathbf{226,80 \text{ mm}^2} \\ \mathbf{210 \text{ mm}^2} \end{cases}$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$\mathbf{A_{snec} = 226,80 \text{ mm}^2}$$

### Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$
$$A_{smax} = 0,01355 * 1000 \text{ mm} * 125 \text{ mm}$$
$$\mathbf{A_{smax} = 1693,75 \text{ mm}^2}$$

### Diseño de barras en dirección solicitada

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{10 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 10} = 78,54 \text{ mm}^2$$

Nºbarras= 3

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 10} * N^{\circ}barras = 78,54 \text{ mm}^2 * 3$$

$$A_{sreal} = 235,62 \text{ mm}^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{235,62 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} * 125 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00188$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$1693,75 \geq 235,62 \geq 226,80 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

dagg= 3/4" = 19,05 mm      Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 10 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 * h = 2 * 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 300 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre barras para 1 m de longitud

$$e = \frac{b_w}{N^{\circ}barras} = \frac{1000 \text{ mm}}{3}$$

$$e = 333,33 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 300 \leq 300 \text{ mm}$$

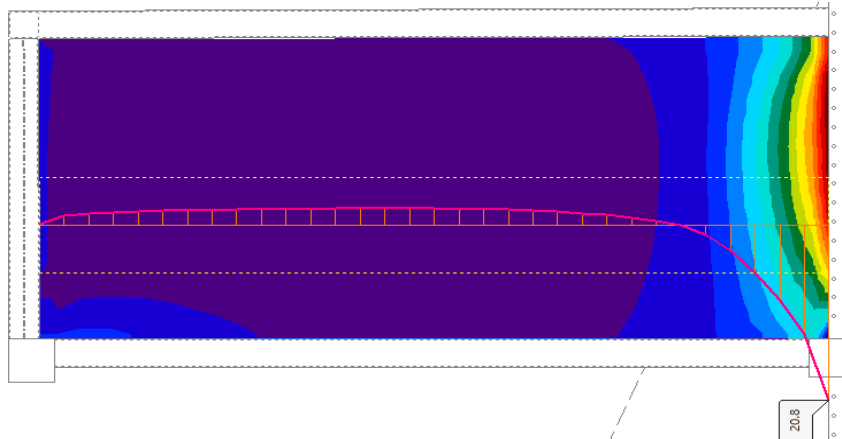
**Cumple**

Armadura por usar

**3 Ø de 10 mm c/300 mm**

**Diseño a flexión para momento superior en Y**

Figura 3.42: Momento máximo inferior en dirección Y de rampa



Fuente: Cypecad

Para flexión:

$$\phi_f = 0,90$$

Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 119 \text{ mm} - \sqrt{119 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 20,80 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}}}$$

$$a = 9,52 \text{ mm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{20,80 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(119 \text{ mm} - \frac{9,52 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 404,61 \text{ mm}^2$$



### Armadura mínima que establece la norma

Área bruta

$$A_g = b * h = 1000 \text{ mm} * 150 \text{ mm}$$

$$A_g = \mathbf{150000 \text{ mm}^2}$$

De tabla 2.13 para barras corrugadas y  $f_y \geq 420 \text{ MPa}$ :

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g = \frac{0,0018 * 420}{500 \text{ MPa}} * 150000 \text{ mm}^2 \\ 0,0014 * A_g = 0,0014 * 150000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \mathbf{226,80 \text{ mm}^2} \\ \mathbf{210 \text{ mm}^2} \end{cases}$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{s nec} = \mathbf{404,61 \text{ mm}^2}$$

### Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 1000 \text{ mm} * 119 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = \mathbf{1612,45 \text{ mm}^2}$$

### Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{10 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 10} = \mathbf{78,54 \text{ mm}^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 6$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 10} * N^{\circ} \text{barras} = 78,54 \text{ mm}^2 * 6$$

$$A_{sreal} = \mathbf{471,24 \text{ mm}^2}$$

### Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{471,24 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} * 119 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = \mathbf{0,00396}$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$1612,45 \geq 235,62 \geq 226,80 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$d_{agg} = 3/4" = 19,05 \text{ mm}$       Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 10 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 * h = 2 * 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 300 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre barras para 1 m de longitud

$$e = \frac{b_w}{N^{\circ}barras} = \frac{1000 \text{ mm}}{6}$$

$$e = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 150 \leq 300 \text{ mm}$$

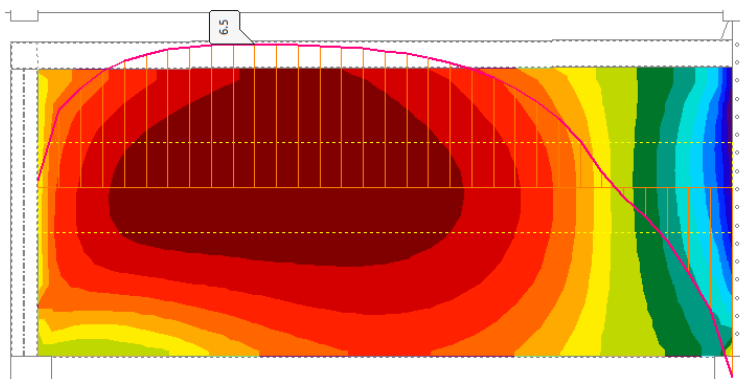
**Cumple**

Armadura por usar

**6 Ø de 10 mm c/150 mm**

**Diseño a flexión para momento inferior en Y**

Figura 3.43: Momento máximo inferior en dirección Y para rampa



Fuente: Cypecad

Para flexión:

$$\phi_f = 0,90$$

Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'_c * b}}$$
$$a = 119 \text{ mm} - \sqrt{119 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 6,50 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}}}$$
$$a = 2,89 \text{ mm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$
$$A_s = \frac{6,50 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(119 \text{ mm} - \frac{2,89 \text{ mm}}{2}\right)}$$
$$A_s = 122,87 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima que establece la norma

Área bruta

$$A_g = b * h = 1000 \text{ mm} * 150 \text{ mm}$$
$$A_g = 150000 \text{ mm}^2$$

De tabla 2.13 para barras corrugadas y  $f_y \geq 420 \text{ MPa}$ :

$$A_{smin} \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g = \frac{0,0018 * 420}{500 \text{ MPa}} * 150000 \text{ mm}^2 \\ 0,0014 * A_g = 0,0014 * 150000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$
$$A_{smin} \geq \begin{cases} 226,80 \text{ mm}^2 \\ 210 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 226,80 \text{ mm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$
$$A_{smax} = 0,01355 * 1000 \text{ mm} * 119 \text{ mm}$$
$$A_{smax} = 1612,45 \text{ mm}^2$$

Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{10 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 10} = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 3$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 10} * N^{\circ} \text{barras} = 78,54 \text{ mm}^2 * 3$$

$$A_{sreal} = 235,62 \text{ mm}^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{235,62 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} * 119 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00198$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$1612,45 \geq 235,62 \geq 226,80 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

dagg = 3/4" = 19,05 mm      Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 10 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 * h = 2 * 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 300 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre barras para 1 m de longitud

$$e = \frac{b_w}{N^{\circ} \text{barras}} = \frac{1000 \text{ mm}}{3}$$

$$e = 333,33 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 300 \leq 300 \text{ mm}$$

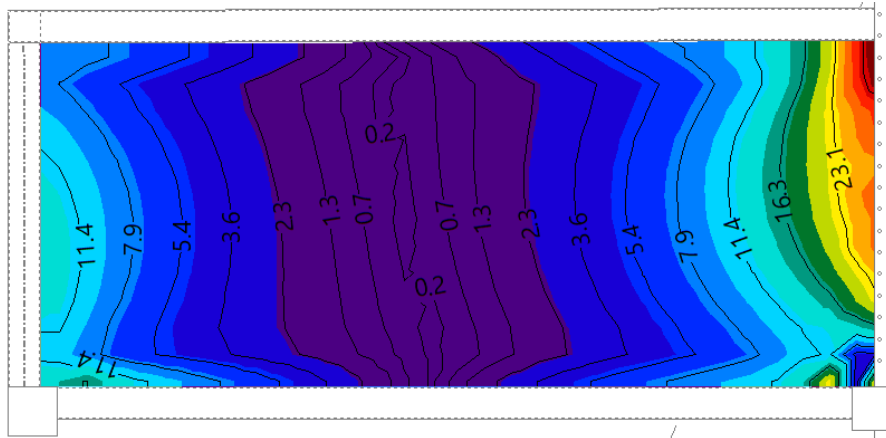
**Cumple**

Armadura por usar

**3 Ø de 10 mm c/300 mm**

**Diseño a cortante en dirección Y**

Figura 3.44: Cortante máximo en dirección Y de rampa



Fuente: Cypecad

La resistencia del hormigón debe cumplir con:

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

$$\sqrt{25} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$5 \leq 8,3 \text{ MPa}$$

**Cumple**

La resistencia de cálculo del acero debe cumplir con:

$$f_y \leq 420 \text{ MPa}$$

Factor de modificación

Se lo determino en función de la tabla 2.14.

Para un hormigón de peso normal:

$$\lambda = 1$$

Factor de reducción de resistencia

Para cortante:

$$\phi_v = 0,75$$

Cálculo del esfuerzo a la resistencia nominal a cortante proporcionado el hormigón

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$
$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} * 1000 \text{ mm} * 125 \text{ mm}$$
$$V_c = 104,17 \text{ KN}$$

Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$$V_u = 23,10 \text{ KN}$$

Las dimensiones de la sección transversal deben cumplir con:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$
$$23,10 \text{ KN} \leq 0,75(104,17 \text{ KN} + 0,66 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 1000 \text{ mm} * 125 \text{ mm})$$
$$23,10 \text{ KN} \leq 387,50 \text{ KN}$$

**Cumple**

Verificando que el esfuerzo a la resistencia a cortante proporcionado por el hormigón sea suficiente para resistir el esfuerzo cortante solicitado

$$\phi * V_c \geq V_u$$
$$0,75 * 104,17 \geq 23,10 \text{ KN}$$
$$78,125 \geq 23,10 \text{ KN}$$

**Cumple**

La armadura no requiere refuerzo a cortante

Armadura mínima

Se debe colocar un área mínima de armadura para cortante en todas las secciones donde se cumpla:

$$0,5 * \phi * V_c < V_u$$
$$0,5 * 0,75 * 104,17 < 23,10 \text{ KN}$$
$$39,063 < 23,10 \text{ KN}$$

**No cumple**

Se debe colocar armadura constructiva.

Por lo tanto, se debe colocar un  $A_v$  min que cumpla con la tabla 2.15:

Para losas no presentadas:

$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} \frac{\sqrt{f'_c} * b}{16 * f_y} = \frac{\sqrt{25 MPa} * 1000 mm}{16 * 420 MPa} \\ 0,35 * \frac{b}{f_y} = 0,35 * \frac{1000 mm}{420 MPa} \end{cases}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} 0,744 mm^2/mm \\ 0,833 mm^2/mm \end{cases}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \mathbf{0,83 mm^2/mm}$$

Adoptamos una separación entre estribos  $s$  de:

$$\mathbf{S = 250 mm}$$

Entonces tenemos:

$$\mathbf{A_v = 0,83 mm^2/mm * 250 mm}$$

$$\mathbf{A_v = 208,33 mm^2}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} = \frac{208,33 mm^2 * 420 MPa * 125 mm}{250 mm}$$

$$\mathbf{V_s = 43,75 KN}$$

Separación máxima de armadura transversal

Debe cumplir con la tabla 2.16. Para medición paralela a la cara de la columna con espaciamento entre las ramas verticales de los estribos:

$$S_{max} \leq 2 * d$$

$$S_{max} \leq 2 * 125 mm$$

$$\mathbf{S_{max} \leq 250 mm}$$

Verificando si el espaciamento cumple

$$S_{real} \leq S_{max}$$

$$\mathbf{250 \leq 250 mm}$$

**Cumple**

Armadura por usar

$$\mathbf{\varnothing 6 mm C/250 mm}$$

Tabla 3.31: Comparación del cálculo de armadura manual y en cypecad V-2023.g respecto a la rampa

	Armadura longitudinal negativa en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal positiva en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal negativa en dirección Y (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal positiva en dirección Y (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	227	230	420	227
<b>Manual</b>	226,80	226,80	404,61	226,80
<b>Variación (%)</b>	0,09	1,41	3,80	0,09

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.32: Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto a la rampa

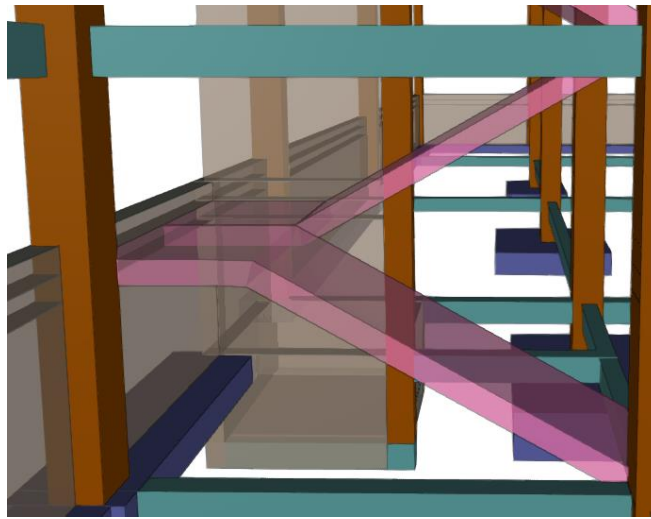
	Armadura longitudinal negativa en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal positiva en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal negativa en dirección Y (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal positiva en dirección Y (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	235,62	235,62	471,24	235,62
<b>Cypecad</b>	3 Ø 10 mm	3 Ø 10 mm	6 Ø 10 mm	3 Ø 10 mm
<b>Manual</b>	235,62	235,62	471,24	235,62
<b>Manual</b>	3 Ø 10 mm	3 Ø 10 mm	6 Ø 10 mm	3 Ø 10 mm
<b>Variación (%)</b>	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia



### 3.5.5.2. Diseño de escalera

Figura 3.45: Vista de escalera subsuelo-planta baja



Fuente: Cypecad

Datos de la geometría de la escalera:

a= 1,30 m Ancho

h= 0,20 m Altura

H=0,30 m Huella

CH= 0,17 m Contrahuella

z= 3,40 m Desnivel que salva

N°esc= 20 Número de escalones

Datos de la sección:

h= 200 mm

b= 1300 mm

#### **Comprobación de datos de diseño**

##### Verificación de la altura mínima

Debe cumplir con la tabla 2.25:

Para condición simplemente apoyada:

$$h_{min} = \frac{l}{20}$$

$$h_{min} = \frac{300}{20}$$

$$h_{min} = 150 \text{ mm}$$

$$h \geq h_{min}$$

$$200 \geq 150 \text{ mm}$$

**Cumple**

### Cálculo de las cargas y esfuerzos que actúan en la escalera

#### Para rampa

Tabla 3.33: Resumen de cargas que actúan sobre la rampa de la escalera

Carga	Tipo de carga	Peso (KN/m <sup>2</sup> )	Ancho (m)	Peso (KN/m)
Muerta	Losa	4,91	1,30	6,383
	Peldaño	1,81		2,353
	Solado	1		1,30
	Baranda (KN/m)	0,3		0,30
				<b>CM=</b>
Viva	Sobrecarga	5	1,30	6,50
				<b>CV=</b>

Fuente: Elaboración propia

Aplicando la combinación más desfavorable:

$$Q_{rampa} = 1,2 * CM + 1,6 * CV$$

$$Q_{rampa} = 1,2 * 10,336 \text{ KN/m} + 1,6 * 6,50 \text{ KN/m}$$

$$Q_{rampa} = 22,80 \text{ KN/m}$$

#### Para descanso

Tabla 3.34: Resumen de cargas que actúan sobre el descanso de la escalera

Carga	Tipo de carga	Peso (KN/m <sup>2</sup> )	Ancho (m)	Peso (KN/m)
Muerta	Losa	4,91	1,30	6,383
	Solado	1		1,30
				<b>CM=</b>
Viva	Sobrecarga	5	1,30	6,50
				<b>CV=</b>

Fuente: Elaboración propia

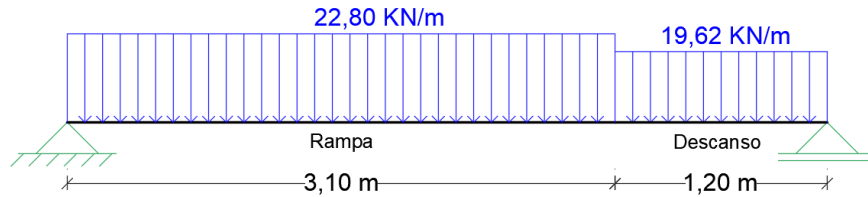
Aplicando la combinación más desfavorable:

$$Q_{descanso} = 1,2 * CM + 1,6 * CV$$

$$Q_{descanso} = 1,2 * 7,683 \text{ KN/m} + 1,6 * 6,50 \text{ KN/m}$$

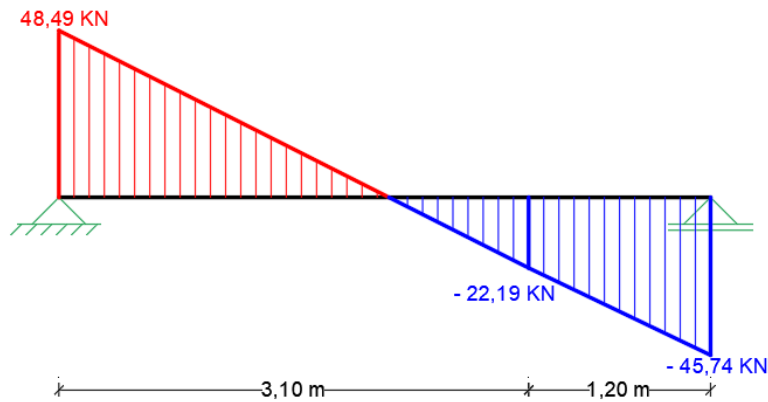
$$Q_{descanso} = 19,62 \text{ KN/m}$$

Figura 3.46: Diagrama de distribución de cargas en la escalera



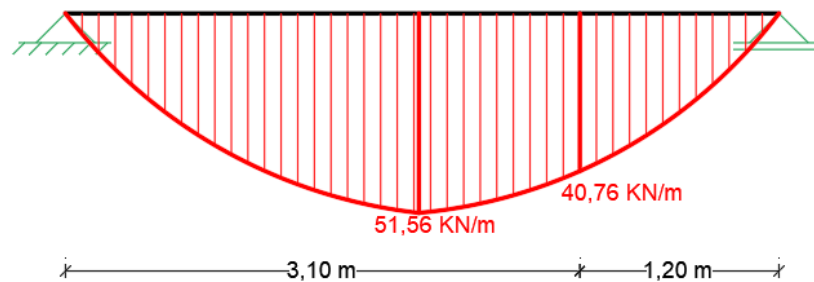
Fuente: Elaboración propia

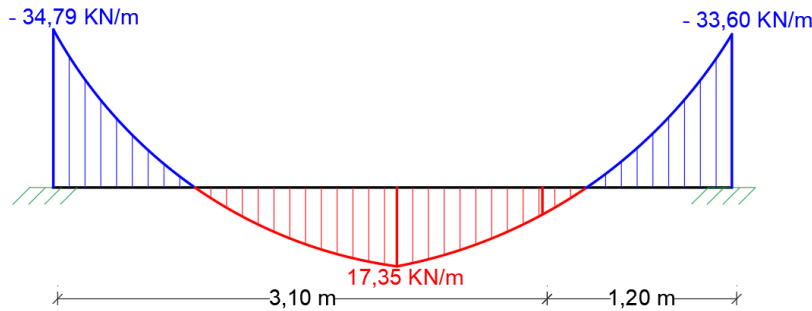
Figura 3.47: Diagrama de cortantes máximos presentados en la escalera



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.48: Diagrama de momentos máximos presentados en la escalera





Fuente: Elaboración propia

### Esfuerzos de diseño

$$M_u(\text{inf}) = 51,56 \text{ KNm}$$

$$V_u = 48,49 \text{ KN}$$

$$M_u(\text{sup})_{\text{izq}} = 34,79 \text{ KNm}$$

$$N_u = 0 \text{ KN}$$

$$M_u(\text{sup})_{\text{der}} = 33,60 \text{ KNm}$$

### Recubrimiento geométrico

Se obtiene de tabla 2.10 para elementos no expuestos a la intemperie ni en contacto con el suelo con armadura  $d_b \leq 40$ .

Para este proyecto se asumió:

$$r_g = 30 \text{ mm}$$

### Recubrimiento mecánico

$$\emptyset_{\text{long}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$r_m = 30 \text{ mm} + \frac{10 \text{ mm}}{2}$$

$$r_m = 35 \text{ mm}$$

### Canto útil

$$d = h - r_m = 200 \text{ mm} - 35 \text{ mm}$$

$$d = 165 \text{ mm}$$

### **Diseño a flexión para momento positivo**

$$M_u = 51,56 \text{ KN.m}$$

### Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 165 \text{ mm} - \sqrt{165 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 51,56 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 1300 \text{ mm}}}$$

$$a = 13,09 \text{ mm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{51,56 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(165 \text{ mm} - \frac{13,09 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 723,09 \text{ mm}^2$$

Armatura mínima que establece la norma

$$A_{smin} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}}}{4 * 500 \text{ MPa}} * 1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm}$$

$$A_{smin} \geq 536,25 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 723,09 \text{ mm}^2$$

Armatura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 2905,80 \text{ mm}^2$$

Diseño de barras en dirección solicitada

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\phi 12} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{12 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\phi 12} = 113,097 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 7$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\phi 12} * N^{\circ} \text{barras} = 113,097 \text{ mm}^2 * 7$$

$$A_{sreal} = 791,68 \text{ mm}^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{791,68 \text{ mm}^2}{1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00369$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$2905,80 \geq 791,68 \geq 723,09 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

dagg = 3/4" = 19,05 mm      Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 12 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} * 500 \text{ MPa} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$C_c = \frac{r_m}{2} = \frac{35 \text{ mm}}{2} = 17,50 \text{ mm}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 * \left( \frac{280}{333,33 \text{ MPa}} \right) * 2,5 * 17,50 \text{ mm} \\ 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left( \frac{280}{333,33 \text{ MPa}} \right) \end{cases}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 275,45 \text{ mm} \\ 252 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 252 \text{ mm}$$

Separación real entre barras

$$S_{real} = \frac{b - 2 * r_g - N^{\circ} \text{ barras} * \phi_{long}}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

$$S_{real} = \frac{1300 \text{ mm} - 2 * 30 \text{ mm} - 7 * 12 \text{ mm}}{7 - 1}$$

$$S_{real} = 192,67 \text{ mm}$$

Verificando si la separación real cumple

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 192,67 \leq 252 \text{ mm}$$

**Cumple**

Armadura por usar

**7 Ø de 12 mm**

**Diseño a flexión para momento negativo mayor**

$$M_u = 34,79 \text{ KN.m}$$

Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

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

$$a = 165 \text{ mm} - \sqrt{165 \text{ mm}^2 - \frac{2 * 34,79 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 1300 \text{ mm}}}$$

$$a = 8,71 \text{ mm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

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

$$A_s = \frac{34,79 \text{ KN.m} * 1000^2}{0,90 * 500 \text{ MPa} * \left(165 \text{ mm} - \frac{8,71 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 481,26 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima que establece la norma

$$A_{smin} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}}}{4 * 500 \text{ MPa}} * 1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm}$$

$$A_{smin} \geq 536,25 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 536,25 \text{ mm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 2905,80 \text{ mm}^2$$

Diseño de barras en dirección solicitada

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{10 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 10} = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 7$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 10} * N^{\circ} \text{barras} = 78,54 \text{ mm}^2 * 7$$

$$A_{sreal} = 549,78 \text{ mm}^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{549,78 \text{ mm}^2}{1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00256$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$2905,80 \geq 549,78 \geq 536,25 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Espaciamiento mínimo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

dagg = 3/4" = 19,05 mm      Diámetro del agregado grueso (asumido)

$$S_{min} \geq \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ d_b = 10 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 19,05 \text{ mm} = 25,40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} = 25,40 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo entre ejes de barras de refuerzo a tracción

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} * 500 \text{ MPa} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$C_c = \frac{r_m}{2} = \frac{35 \text{ mm}}{2} = 17,50 \text{ mm}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 * \left( \frac{280}{333,33 \text{ MPa}} \right) * 2,5 * 17,50 \text{ mm} \\ 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left( \frac{280}{333,33 \text{ MPa}} \right) \end{cases}$$



$$S_{max} \leq \begin{cases} 275,45 \text{ mm} \\ 252 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 252 \text{ mm}$$

Separación real entre barras

$$S_{real} = \frac{b - 2 * r_g - N^{\circ} \text{ barras} * \phi_{long}}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

$$S_{real} = \frac{1300 \text{ mm} - 2 * 30 \text{ mm} - 7 * 10 \text{ mm}}{7 - 1}$$

$$S_{real} = 195 \text{ mm}$$

Verificando si la separación real cumple

$$S_{min} \leq S_{real} \leq S_{max}$$

$$25,40 \leq 195 \leq 252 \text{ mm}$$

**Cumple**

Armadura por usar

**7 Ø de 10 mm**

**Diseño de armadura por retracción y temperatura**

Cuantía mínima de armadura

Se obtiene de la tabla 2.26 para barras corrugadas con  $f_y \geq 420 \text{ MPa}$ :

$$\rho \geq \begin{cases} \frac{0,0018 * 420}{f_y} = \frac{0,0018 * 420}{500 \text{ MPa}} \\ 0,0014 = 0,0014 \end{cases}$$

$$\rho \geq \begin{cases} 0,001512 \\ 0,0014 \end{cases}$$

$$\rho = 0,01512$$

Cálculo de la armadura

$$A_{st} = \rho * b * d$$

$$A_{st} = 0,01512 * 1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 324,32 \text{ mm}^2$$

Diseño de barras

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$A_{\phi 8} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{8 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\phi 8} = 50,27 \text{ mm}^2$$

Nºbarras= 7

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 8} * N^{\circ}barras = 50,27 \text{ mm}^2 * 7$$

$$A_{sreal} = \mathbf{351,86 \text{ mm}^2}$$

Separación real entre barras

$$S_{real} = \frac{b - 2 * r_g - N^{\circ}barras * \emptyset_{long}}{N^{\circ}barras - 1}$$
$$S_{real} = \frac{1300 \text{ mm} - 2 * 30 \text{ mm} - 7 * 8 \text{ mm}}{7 - 1}$$
$$S_{real} = \mathbf{197,33 \text{ mm}}$$

Espaciamiento máximo entre barras

$$S_{max} \leq \begin{cases} 5 * h = 5 * 200 = 1000 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$
$$S_{max} = \mathbf{450 \text{ mm}}$$

Armadura por usar

**7 Ø de 8 mm**

**Diseño a cortante**

La resistencia del hormigón debe cumplir con:

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

$$\sqrt{25} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{5 \leq 8,3 \text{ MPa}}$$

**Cumple**

La resistencia de cálculo del acero debe cumplir con:

$$fy \leq \mathbf{420 \text{ MPa}}$$

Factor de modificación

Se lo determino en función de la tabla 2.14.

Para un hormigón de peso normal:

$$\lambda = 1$$

Factor de reducción de resistencia

Para cortante:

$$\emptyset_v = 0,75$$

Cálculo del esfuerzo a la resistencia nominal a cortante proporcionado el hormigón

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$
$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} * 1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm}$$
$$V_c = 178,75 \text{ KN}$$

Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$$V_u = 48,49 \text{ KN}$$

Las dimensiones de la sección transversal deben cumplir con:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0,66 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$
$$48,49 \text{ KN} \leq 0,75(178,75 \text{ KN} + 0,66 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 1300 \text{ mm} * 165 \text{ mm})$$
$$48,49 \text{ KN} \leq 664,95 \text{ KN}$$

**Cumple**

Verificando que el esfuerzo a la resistencia a cortante proporcionado por el hormigón sea suficiente para resistir el esfuerzo cortante solicitado

$$\phi * V_c \geq V_u$$
$$0,75 * 178,75 \geq 48,49 \text{ KN}$$
$$134,06 \geq 48,49 \text{ KN}$$

**Cumple**

La armadura no requiere refuerzo a cortante

Armadura mínima

Se debe colocar un área mínima de armadura para cortante en todas las secciones donde se cumpla:

$$0,5 * \phi * V_c < V_u$$
$$0,5 * 0,75 * 178,75 < 48,49 \text{ KN}$$
$$67,03 < 48,49 \text{ KN}$$

**No cumple**

Se debe colocar armadura constructiva.

Por lo tanto, se debe colocar un  $A_v$  min que cumpla con la tabla 2.15:

Para vigas no pretensadas:

$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} \frac{\sqrt{f'_c} * b}{16 * f_y} = \frac{\sqrt{25 MPa} * 1300 mm}{16 * 420 MPa} \\ 0,35 * \frac{b}{f_y} = 0,35 * \frac{1300 mm}{420 MPa} \end{cases}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} \geq \begin{cases} 0,967 mm^2/mm \\ 1,083 mm^2/mm \end{cases}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \mathbf{1,083 mm^2/mm}$$

Adoptamos una separación entre estribos  $s$  de:

$$\mathbf{S = 80 mm}$$

Entonces tenemos:

$$A_v = 1,083 mm^2/mm * 80 mm$$

$$\mathbf{A_v = 86,67 mm^2}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} = \frac{86,67 mm^2 * 420 MPa * 165 mm}{80 mm}$$

$$\mathbf{V_s = 75,075 KN}$$

Separación máxima de armadura transversal

Debe cumplir con la tabla 2.22. Para viga no pretensada

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f'_c} * b * d}{3}$$

$$75,075 \leq \frac{\sqrt{25 MPa} * 1300 mm * 165 mm}{3}$$

$$\mathbf{75,075 \leq 357,50 KN}$$

**Cumple**

Por lo tanto, se elige el menor de:

$$S_{max} \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{165 mm}{2} = 82,50 mm \\ 600 mm \end{cases}$$

$$\mathbf{S_{max} = 82,50 mm}$$

Verificando si el espaciamiento cumple

$$S_{real} \leq S_{max}$$

$$\mathbf{80 \leq 82,50 mm}$$

**Cumple**

Cantidad de estribos

$$L = 1470 \text{ mm}$$

$$S_{nec} = 100 \text{ mm}$$

$$N^{\circ}estribos = \frac{L}{S_{nec}} = \frac{1470 \text{ mm}}{80 \text{ mm}}$$

$$N^{\circ}estribos = 14,7 \cong 15$$

Armadura por usar

**Ø 6 mm C/80 mm**

Tabla 3.35: Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto a la escalera subsuelo-planta baja

	Armadura longitudinal superior (mm2)	Armadura longitudinal inferior(mm2)	Armadura por retracción y temperatura (mm2)
<b>Cypecad</b>	628,23	904,78	402,12
<b>Cypecad</b>	8 Ø10 mm	8 Ø12 mm	8 Ø8 mm
<b>Manual</b>	549,78	791,68	351,86
<b>Manual</b>	7 Ø10 mm	7 Ø12 mm	7 Ø8 mm
<b>Variación (%)</b>	14,27	14,29	14,28

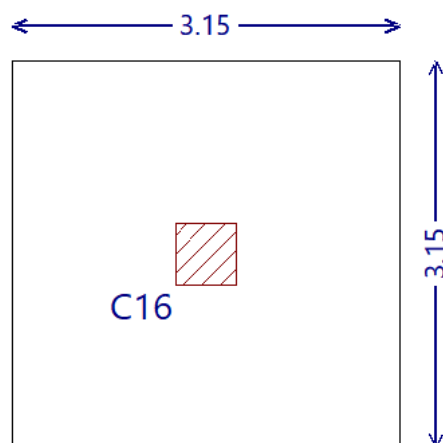
Fuente: Elaboración propia

### 3.5.6. Fundaciones

#### 3.5.6.1. Diseño de zapatas

Se realizará el diseño de la zapata aislada que recibe la mayor cantidad de cargas de parte de la estructura.

Figura 3.49: Vista en planta de la zapata correspondiente a la columna C16



Fuente: Cypecad

Esfuerzos Columna 16:

Estado de servicio

$P = 2778,23 \text{ KN}$

$M_x = -2,02 \text{ KN-m}$

$M_y = -4,05 \text{ KN-m}$

Estado limite ultimo

$P_u = 3672,07 \text{ KN}$

$M_{ux} = -2,06 \text{ KN-m}$

$M_{uy} = -5,40 \text{ KN-m}$

Esfuerzo admisible obtenido del estudio de suelos:

$$\sigma_{adm} = 300,00 \text{ KN/m}^2$$

Datos de la columna C16:

$b_1 = 500 \text{ mm} = 0,50 \text{ m}$

$b_2 = 500 \text{ mm} = 0,50 \text{ m}$

#### Comprobación de datos de diseño

Después de un análisis comparativo del esfuerzo admisible del suelo obtenido del estudio de suelos ( $300 \text{ KN/m}^2$ ) y la verificación teórica que se realizó por el método de Terzaghi ( $369 \text{ KN/m}^2$ ) se decidió trabajar con el valor menor que es el más desfavorable.

Se adoptará un peso aproximado de la zapata de 5% del peso de la normal en servicio

$$P_p = 0,05 * 2778,23 = 138,91 \text{ KN}$$

### Peso total de la zapata

$$P_T = P + P_p = 2778,23 \text{ KN} + 138,91 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_T = 2917,14 \text{ KN}}$$

### Cálculo del área requerida

$$A = \frac{P_T}{q_{adm.}} = \frac{2917,14 \text{ KN}}{300 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{A = 9,72 \text{ m}^2}$$

Considerando que será una zapata cuadrada (B=L)

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{9,72} = 3,11 \text{ m}$$

Asumimos un valor constructivo

$$\mathbf{B = L = 3,15 \text{ m}}$$

### Cálculo de excentricidades

$$e_x = \frac{M_y}{P_T} < \frac{B}{6}$$

$$e_x = \frac{-4,05 \text{ KN.m}}{2917,14 \text{ KN}} < \frac{3,15 \text{ m}}{6}$$

$$\mathbf{e_x = -0,0014 < 0,525 \text{ m}}$$

**Cumple**

$$e_y = \frac{M_x}{P_T} < \frac{L}{6}$$

$$e_y = \frac{-2,02 \text{ KN.m}}{2917,14 \text{ KN}} < \frac{3,15 \text{ m}}{6}$$

$$\mathbf{e_y = -0,00069 < 0,525 \text{ m}}$$

**Cumple**

### Cálculo de la capacidad del suelo

$$q_{suelo} = \frac{P_T}{A} * \left( 1 + \frac{6 * e_x}{B} + \frac{6 * e_y}{L} \right)$$

$$q_{suelo} = \frac{2917,14 \text{ KN}}{3,15 \text{ m} \times 3,15 \text{ m}} * \left( 1 + \frac{6 * (0,0014 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} + \frac{6 * (0,00069 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} \right)$$

$$\mathbf{q_{suelo} = 292,83 \text{ KN/m}^2}$$

Como el esfuerzo actuante en el suelo es muy próximo al esfuerzo admisible se diseñará con las dimensiones de la zapata asumidas.

## Diagrama de cimentación del suelo bajo esfuerzos últimos

Cálculo de las excentricidades

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{-5,40 \text{ KN.m}}{3672,07 \text{ KN}} = -0,0015 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{-2,06 \text{ KN.m}}{3672,07 \text{ KN}} = -0,00056 \text{ m}$$

Cálculo del esfuerzo en el terreno

$$q_1 = \frac{P_u}{A} * \left( 1 + \frac{6 * e_x}{B} + \frac{6 * e_y}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{3672,07 \text{ KN}}{3,15 \text{ m} * 3,15 \text{ m}} * \left( 1 + \frac{6 * (-0,0015 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} + \frac{6 * (-0,00056 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} \right)$$

$$\mathbf{q_1 = 368,64 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_2 = \frac{P_u}{A} * \left( 1 + \frac{6 * e_x}{B} - \frac{6 * e_y}{L} \right)$$

$$q_2 = \frac{3672,07 \text{ KN}}{3,15 \text{ m} * 3,15 \text{ m}} * \left( 1 + \frac{6 * (-0,0015 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} - \frac{6 * (-0,00056 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} \right)$$

$$\mathbf{q_2 = 369,41 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_3 = \frac{P_u}{A} * \left( 1 - \frac{6 * e_x}{B} - \frac{6 * e_y}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{3672,07 \text{ KN}}{3,15 \text{ m} * 3,15 \text{ m}} * \left( 1 - \frac{6 * (-0,0015 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} - \frac{6 * (-0,00056 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} \right)$$

$$\mathbf{q_3 = 371,53 \text{ KN/m}^2}$$

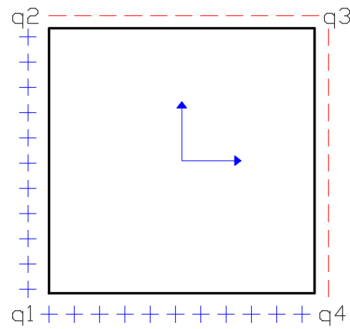
$$q_4 = \frac{P_u}{A} * \left( 1 - \frac{6 * e_x}{B} + \frac{6 * e_y}{L} \right)$$

$$q_4 = \frac{3672,07 \text{ KN}}{3,15 \text{ m} * 3,15 \text{ m}} * \left( 1 - \frac{6 * (-0,0015 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} + \frac{6 * (-0,00056 \text{ m})}{3,15 \text{ m}} \right)$$

$$\mathbf{q_4 = 370,74 \text{ KN/m}^2}$$



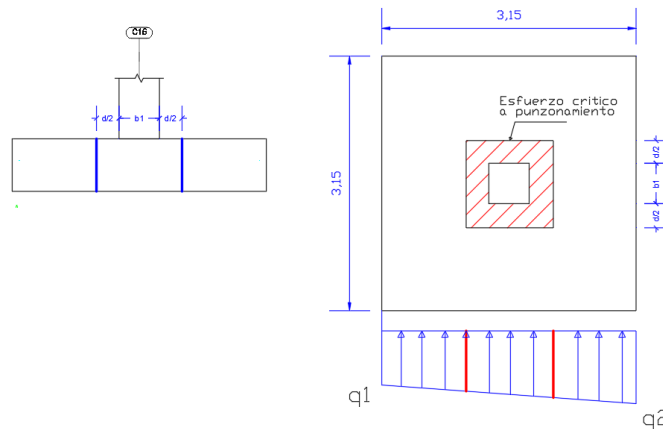
Figura 3.50: Distribución de esfuerzos en la zapata



Fuente: Elaboración propia

### Cortante por punzonamiento

Figura 3.51: Localización de esfuerzo crítico por punzonamiento en la zapata



Fuente: Elaboración propia

Nos adoptamos una altura

$$h = 0,65 \text{ m}$$

#### Recubrimiento geométrico

Se obtiene de tabla 2.10 para elementos construidos contra el suelo y permanentemente en contacto con él.

$$r_g = 0,040 \text{ m}$$

#### Recubrimiento mecánico

Para este proyecto se asumió:

$$r_m = 0,070 \text{ m}$$

#### Canto útil

$$d = h - r_m = 0,65 \text{ m} - 0,070 \text{ m} = 0,58 \text{ m}$$

### Factor de reducción de resistencia

Suponiendo que la sección está controlada por tracción:

$$\phi = 0,90$$

### Cálculo de la fuerza por punzonamiento

$$V_{up} = P_u - \frac{q_2 + q_1}{2} * [(b_1 + d) * (b_2 + d)]$$
$$V_{up} = 3672,08 \text{ KN} - \frac{369,41 + 368,64}{2} * [(0,5 + 0,58) * (0,5 + 0,58)]$$
$$V_{up} = \mathbf{3241,99 \text{ KN}}$$

### Esfuerzo cortante por punzonamiento

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 * d}$$

### Perímetro crítico

$$b_0 = 2 * ((b_1 + d) + (b_2 + d))$$
$$b_0 = 2 * ((0,5 + 0,58 \text{ m}) + (0,5 + 0,58 \text{ m}))$$
$$b_0 = \mathbf{4,32 \text{ m}}$$

$$U_{up} = \frac{3241,99 \text{ KN}}{4,32 \text{ m} * 0,58 \text{ m}}$$

$$U_{up} = \mathbf{1293,90 \text{ KN/m}^2 = 1,29 \text{ MPa}}$$

### Esfuerzo que resiste el hormigón

Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna

$$\beta = \frac{C1}{C2} = \frac{0,5 \text{ m}}{0,5 \text{ m}} = 1$$

Constante en función del tipo de columna

Para columna interior:

$$\alpha_s = 40$$

Cálculo de  $V_c$

Caso a)

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{3} * b_o * d$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{3} * 4320 \text{ mm} * 580 \text{ mm}$$

$$V_c = 4176 \text{ KN}$$

Caso b)

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

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 4320 \text{ mm} * 580 \text{ mm}$$

$$V_c = 6264 \text{ KN}$$

Caso c)

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

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{12} \left(2 + \frac{40 * 580 \text{ mm}}{4320 \text{ mm}}\right) * 4320 \text{ mm} * 580 \text{ mm}$$

$$V_c = 7694,67 \text{ KN}$$

Se elige el menor de los 3:

$$V_c = 4176 \text{ KN}$$

Verificando que el esfuerzo a la resistencia a cortante proporcionado por el hormigón sea suficiente para resistir el esfuerzo cortante solicitado

$$V_c \geq V_{up}$$

$$4176 \geq 3241,99 \text{ KN}$$

$$4176 \geq 3241,99 \text{ KN}$$

**Cumple**

$$V_{cf} = \frac{V_c}{b_o * d} = \frac{4176 \text{ KN} * 1000}{4320 \text{ mm} * 580 \text{ mm}}$$

$$V_{cf} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$V_{cf} \geq U_{up}$$

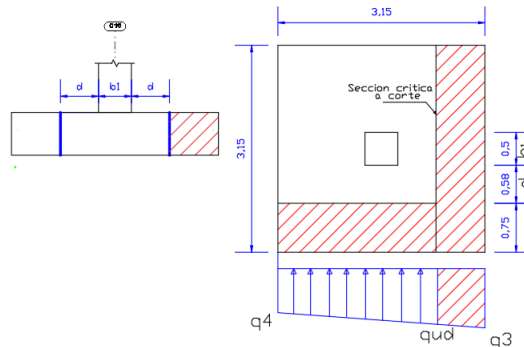
$$1,67 \geq 1,29 \text{ MPa}$$

**Cumple**

La armadura no requiere refuerzo a cortante por lo cual se puede colocar únicamente armadura constructiva en caso de ser necesario.

### Cálculo del esfuerzo a corte crítico

Figura 3.52: Localización del esfuerzo crítico por corte en la zapata



Fuente: Elaboración propia

$$q_{ud} = q_3 - \frac{q_3 - q_4}{L} \left[ \frac{(L - b_1)}{2} - d \right]$$

$$q_{ud} = 371,53 \text{ KN/m}^2 - \frac{371,53 - 370,74}{3,15 \text{ m}} \left[ \frac{(3,15 - 0,5 \text{ m})}{2} - 0,58 \text{ m} \right]$$

$$\mathbf{q_{ud} = 371,34 \text{ KN/m}^2}$$

### Cálculo de la fuerza cortante

$$q_{ud} = \frac{q_3 + q_{ud}}{2} \left[ \frac{(L - b_1)}{2} - d \right] * L$$

$$q_{ud} = \frac{371,53 + 371,34}{2} \left[ \frac{(3,15 - 0,50)}{2} - 0,58 \right] * 3,15$$

$$\mathbf{q_{ud} = 871,67 \text{ KN}}$$

### Cálculo del esfuerzo cortante

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L * d} = \frac{871,67 \text{ KN}}{3,15 \text{ m} * 0,58 \text{ m}}$$

$$\mathbf{U_{up} = 477,10 \text{ KN/m}^2 = 0,48 \text{ MPa}}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el hormigón:

$$U_{up} \leq \frac{\phi * \sqrt{f'_c}}{6}$$

$$0,48 \text{ MPa} \leq \frac{0,85 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6}$$

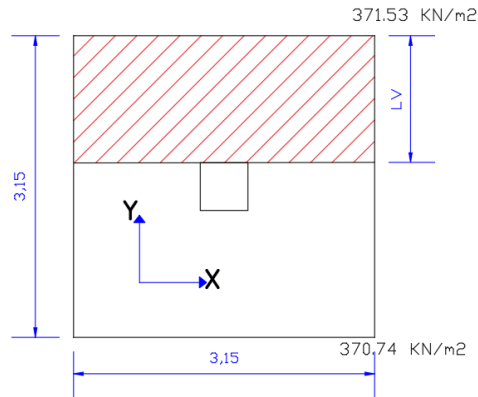
$$\mathbf{0,48 \leq 0,71 \text{ MPa}}$$

**Cumple**

### Diseño a flexión sección crítica cara de la columna X

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

Figura 3.53: Diseño a flexión en dirección X de la zapata



Fuente: Elaboración propia

$$q_{uf} = q_{u \max} - \left( \frac{q_{u \max} - q_{u4}}{L} \right) \left( \frac{L - b_1}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 371,53 \text{ KN/m}^2 - \left( \frac{371,53 - 370,74}{3,15 \text{ m}} \right) \left( \frac{3,15 - 0,50 \text{ m}}{2} \right)$$

$$\mathbf{q_{uf} = 371,20 \text{ KN/m}^2}$$

$$L_v = \frac{L - b_2}{2} = \frac{3,15 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{2}$$

$$\mathbf{L_v = 1,325 \text{ m}}$$

$$M_u = \left[ \left( \frac{q_{u \max} - q_{uf}}{2} \right) * \left( \frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} * \frac{L_v^2}{2} \right] * B$$

$$M_u = \left[ \left( \frac{371,53 - 371,20}{2} \right) * \left( \frac{2 * 1,325^2 \text{ m}^2}{3} \right) + 371,20 * \frac{1,325^2 \text{ m}^2}{2} \right] * 3,15$$

$$M_u = 1027,02 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_u = 102,70 \times 10^7 \text{ N.mm}}$$

Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

$$a = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 580 \text{ mm} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 102,70. 10^7 \text{ N. mm}}{0,9 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 3150 \text{ mm} * 580 \text{ mm}^2}} \right]$$

$$a = 30,18 \text{ mm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 25 \text{ MPa} * 30,18 \text{ mm} * 3150 \text{ mm}}{500 \text{ MPa}}$$

$$A_s = 4040,35 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima que establece la norma

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}}}{4 * 500 \text{ MPa}} * 3150 \text{ mm} * 580 \text{ mm}$$

$$A_{smin} = 4567,50 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 4567,50 \text{ mm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$

$$A_{smax} = 0,01355 * 3150 \text{ mm} * 580 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 24755,85 \text{ mm}^2$$

Diseño de barras en dirección X

$$\emptyset = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 20} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{20 \text{ mm}^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 20} = 314,159 \text{ mm}^2$$

$$N^\circ \text{barras} = 15$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 20} * N^\circ \text{barras}$$

$$A_{sreal} = 314,159 \text{ mm}^2 * 15$$

$$A_{sreal} = 4712,39 \text{ mm}^2$$

Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$

$$\rho_{real} = \frac{4712,39 \text{ mm}^2}{3150 \text{ mm} * 580 \text{ mm}}$$

$$\rho_{real} = 0,00258$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$

$$24755,85 \geq 4712,39 \geq 4567,50 \text{ mm}^2$$

**Cumple**

Separación real

$$S_{real} = \frac{b - 2 * r_m - N^{\circ} \text{ barras} * \phi_{long}}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

$$S_{real} = \frac{3150 \text{ mm} - 2 * 70 \text{ mm} - 15 * 20 \text{ mm}}{15 - 1}$$

$$S_{real} = 193,57 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

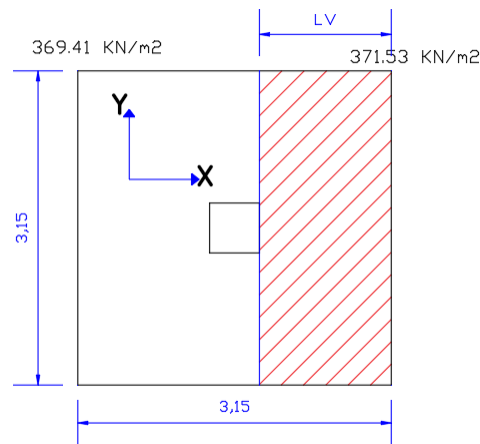
Armadura por usar

**15 Ø de 20 mm/c 200 mm**

**Diseño a flexión sección crítica cara de la columna Y**

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

Figura 3.54: Diseño a flexión en dirección Y de la zapata



Fuente: Elaboración propia

$$q_{uf} = q_{u \max} - \left( \frac{q_{u \max} - q_{u2}}{B} \right) \left( \frac{B - b_1}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 371,53 \text{ KN/m}^2 - \left( \frac{371,53 - 369,41}{3,15 \text{ m}} \right) \left( \frac{3,15 - 0,50 \text{ m}}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 370,64 \text{ KN/m}^2$$

$$L_v = \frac{B - b_2}{2} = \frac{3,15 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{2}$$

$$L_v = 1,325 \text{ m}$$

$$M_u = \left[ \left( \frac{q_{u \max} - q_{uf}}{2} \right) * \left( \frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} * \frac{L_v^2}{2} \right] * B$$

$$M_u = \left[ \left( \frac{371,53 - 370,64}{2} \right) * \left( \frac{2 * 1,325^2 \text{ m}^2}{3} \right) + 370,64 * \frac{1,325^2 \text{ m}^2}{2} \right] * 3,15$$

$$M_u = 1026,50 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 102,65 * 10^7 \text{ N.mm}$$

Cálculo de la altura del bloque rectangular de compresiones

$$a = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 560 \text{ mm} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 102,65 * 10^7 \text{ N.mm}}{0,9 * 0,85 * 25 \text{ MPa} * 3150 \text{ mm} * 560^2 \text{ mm}^2}} \right]$$

$$a = 31,30 \text{ mm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 25 \text{ MPa} * 31,30 \text{ mm} * 3150 \text{ mm}}{500 \text{ MPa}}$$

$$A_s = 4190,29 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima que establece la norma

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}}}{4 * 500 \text{ MPa}} * 3150 \text{ mm} * 560 \text{ mm}$$

$$A_{smin} = 4410 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, el área necesaria será la mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_{snec} = 4410 \text{ mm}^2$$



### Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{ductil} * b * d$$
$$A_{smax} = 0,01355 * 3150 \text{ mm} * 560 \text{ mm}$$
$$A_{smax} = \mathbf{23902,20 \text{ mm}^2}$$

### Diseño de barras en dirección Y

$$\emptyset = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 20} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{20 \text{ mm}^2}{4}$$
$$A_{\emptyset 20} = \mathbf{314,159 \text{ mm}^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 15$$

Área real de armadura para dirección solicitada

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 20} * N^{\circ} \text{barras}$$
$$A_{sreal} = 314,159 \text{ mm}^2 * 15$$
$$A_{sreal} = \mathbf{4712,39 \text{ mm}^2}$$

### Cuantía real

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b * d}$$
$$\rho_{real} = \frac{4712,39 \text{ mm}^2}{3150 \text{ mm} * 560 \text{ mm}}$$
$$\rho_{real} = \mathbf{0,00267}$$

Comparamos el área real con el área necesaria y el área máxima

$$A_{smax} \geq A_{sreal} \geq A_{snec}$$
$$\mathbf{23902,20 \geq 4712,39 \geq 4410 \text{ mm}^2}$$

**Cumple**

### Separación real

$$S_{real} = \frac{b - 2 * r_m - N^{\circ} \text{barras} * \emptyset_{long}}{N^{\circ} \text{barras} - 1}$$
$$S_{real} = \frac{3150 \text{ mm} - 2 * 70 \text{ mm} - 15 * 20 \text{ mm}}{15 - 1}$$
$$S_{real} = \mathbf{193,57 \text{ mm} = 200 \text{ mm}}$$

Armadura por usar

**15 Ø de 20 mm/c 200 mm**

### Cálculo de la longitud de anclaje

$$l_d = \frac{12 * f_y * \alpha * \beta}{25 * \sqrt{f'_c}} * d_b$$

$$l_d = \frac{12 * 500 \text{ MPa} * 1 * 1}{25 * \sqrt{25 \text{ MPa}}} * 20$$

$$l_d = 960 \text{ mm}$$

Verificando si se necesita ganchos

$$l_d \geq \left( \frac{B - b_1}{2} \right) - r_m$$

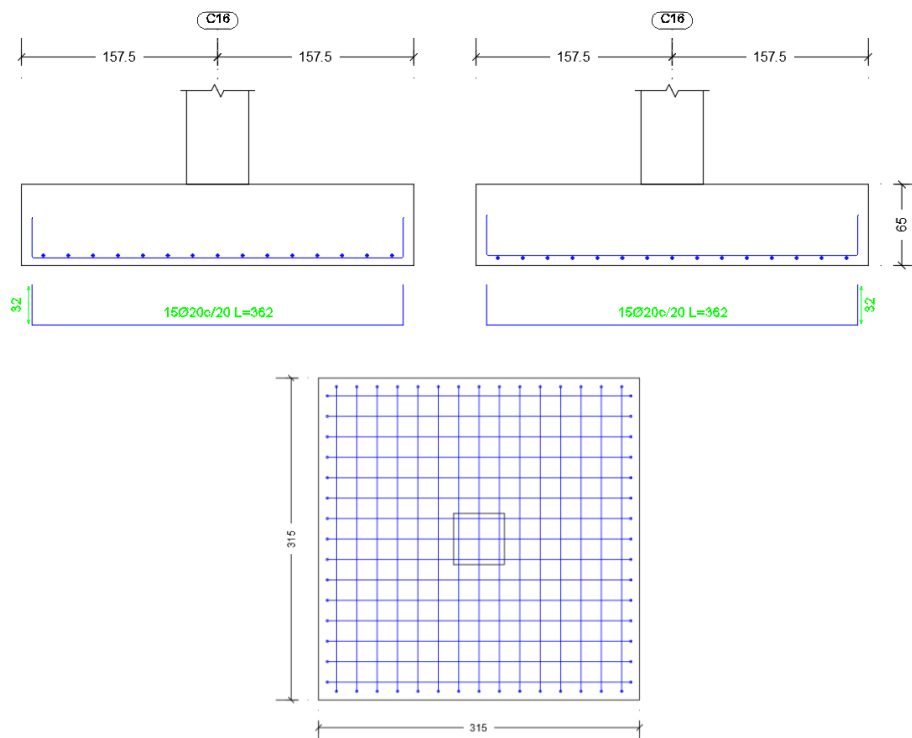
$$l_d \geq \left( \frac{3150 \text{ mm} - 500 \text{ mm}}{2} \right) - 70 \text{ mm}$$

$$960 \text{ mm} \leq 1255 \text{ mm}$$

**Cumple**

No se requiere colocar ganchos.

Figura 3.55: Distribución de la armadura de la zapata en ambas direcciones



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.36: Comparación del cálculo de armadura longitudinal manual y en cypecad V-2023.g respecto a la zapata

	Armadura longitudinal en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal en dirección Y (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	4202,10	4202,10
<b>Manual</b>	4567,50	4410
<b>Variación (%)</b>	8	4,71

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.37: Comparación del armado constructivo longitudinal realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto a la zapata

	Armadura longitudinal en dirección X (mm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal en dirección Y (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	4712,39	4712,39
<b>Cypecad</b>	15 Ø20 mm c/20 cm	15 Ø20 mm c/20 cm
<b>Manual</b>	4712,39	4712,39
<b>Manual</b>	15 Ø20 mm c/20 cm	15 Ø20 mm c/20 cm
<b>Variación (%)</b>	0	0

Fuente: Elaboración propia

### **3.6.Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto**

#### **3.6.1. Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas de cada ítem de este proyecto se muestran a detalle en el Anexo A-3

#### **3.6.2. Cálculos métricos**

Los cálculos métricos de cada ítem contemplado fueron realizados a través de una hoja de cálculo de Excel y los resultados se muestran detallados en el Anexo A-4

#### **3.6.3. Precios unitarios**

Los precios unitarios correspondientes a este proyecto se muestran a detalle en el Anexo A-5

#### **3.6.4. Presupuesto**

El presupuesto general del proyecto correspondiente a los módulos de trabajos preliminares y obra gruesa sin tomar en cuenta obra fina ni instalaciones asciende a 4.173.526,10 Bs, el cual se puede ver resumido en el Anexo A-6

#### **3.6.5. Planeamiento y cronograma**

En relación a la planificación y programación de la obra, en primer lugar, se procedió a establecer los plazos de programación. Este proceso se llevó a cabo mediante la utilización conjunta de una tabla de rendimientos y una hoja de cálculo en formato Excel. A partir de los plazos de programación determinados para cada actividad en el proyecto, se empleó el software Microsoft Project para la programación de obras. Utilizando esta herramienta, se obtuvo un cálculo de 236 días calendario para la ejecución del proyecto en lo que concierne al diseño estructural (ver Anexo A-7).

## **4. APORTE ACADEMICO**

### **4.1.Marco conceptual**

Como aporte académico del presente proyecto se tiene el cálculo de los muros de sótano presentes en el proyecto, puesto que en nuestro medio no es muy frecuente el uso de estos tipos de estructuras, o planillas de cálculo y verificación para el mismo.

### **4.2.Alcance del aporte académico**

El aporte académico contempla el cálculo y verificación del muro de contención de sótano, junto a la planilla de cálculo y guía de utilización.

### **4.3.Objetivos**

#### **4.3.1. Objetivo general del aporte académico**

Realizar la verificación del muro de sótano, mediante el cálculo manual y elaboración de una planilla mathcad.

#### **4.3.2. Objetivos específicos del aporte académico**

- Definir las dimensiones del muro de contención.
- Verificar la estabilidad al vuelco.
- Verificar la estabilidad al deslizamiento.
- Verificar la resistencia al cortante.
- Verificar las presiones de contacto con la capacidad de carga admisible del suelo.
- Diseñar el armado del muro de contención.

### **4.4.Marco teórico del aporte académico**

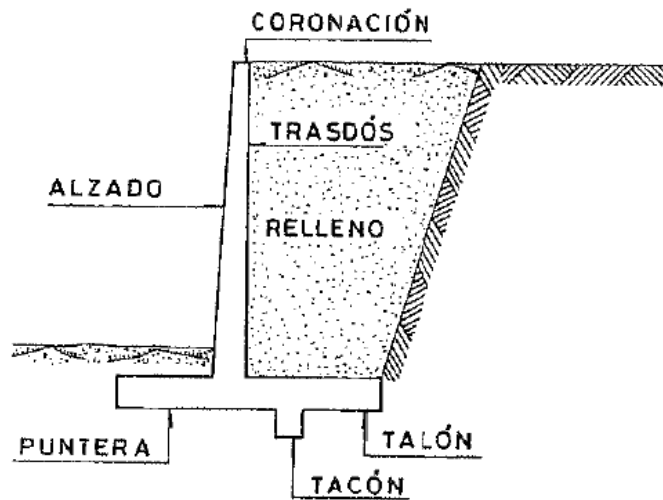
#### **4.4.1. Muros de contención y su funcionamiento**

Un muro de contención es una estructura especialmente diseñada y construida para retener o suministrar cierto grado de confinamiento lateral (fuerza de empuje) al suelo o a otro tipo de materiales sueltos debido a que estos tienden a intentar volcar o desplazar el muro, evitando así deslizamientos de suelo o la erosión en un terreno inclinado.

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía.

Por ejemplo, en la construcción de vías férreas o de carreteras el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho. De manera similar, los muros de sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano.

Figura 4.1: Partes de un muro de contención



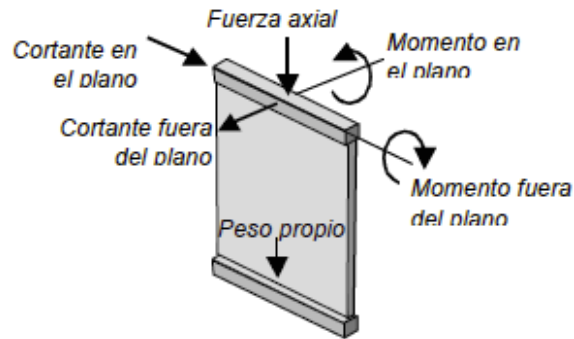
Fuente: Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, José Calavera. 2º edición.

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

El proyecto de los muros de contención consiste en:

- a) Selección del tipo de muro y dimensiones
- b) Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso de que la estructura seleccionada no sea satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevos cálculos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.
- c) Diseño de los elementos o partes del muro.

Figura 4.2: Fuerzas que actúan en el muro dentro y fuera del plano



Fuente: NB 1225001. Artículo 11.4.1.3.

El espesor mínimo del muro debe cumplir con la siguiente tabla:

Tabla 4.1: Espesor mínimo del muro,  $h$

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, $h$		
De carga [1]	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones [1]		200 mm	(e)
[1] Sólo se aplica a muros diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de 11.5.3			

Fuente: NB 1225001. Artículo 11.3.1.

#### 4.4.2. Estabilidad

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto suelo - muro.

El peso propio del muro es una fuerza que actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión

disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida.

En un muro pueden fallar las partes individuales por no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, para diseñar contra esta posibilidad se requiere la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes.

En el caso de muros de contención de hormigón armado, se puede emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por la norma NB 1225001, para el proyecto y construcción de obras en hormigón estructural.

#### **4.4.3. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento**

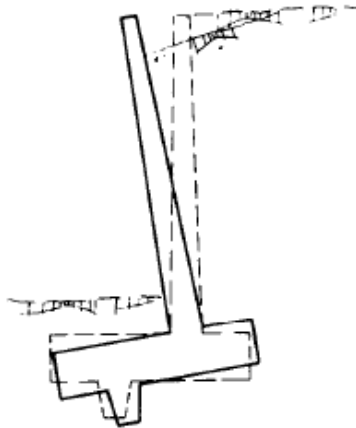
Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes  $M_e$ , producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento  $M_v$ , producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento  $FS_v$ , esta relación debe ser mayor de 1,50.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,50$$



Figura 4.3: Muro de contención sometido a volcamiento



Fuente: Muros de contención y muros de sótano, Florentino Regalado. 2° edición.

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizamiento (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento  $FS_d$ , esta relación debe ser igualmente mayor que 1,50. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice este durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir.

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,50$$

Fuerza de rozamiento:

$$F_r = \mu * (R_v + E_v) + c' * B + E_p$$

Donde:

Fr: fuerza de rozamiento

Rv: resultante de las fuerzas verticales

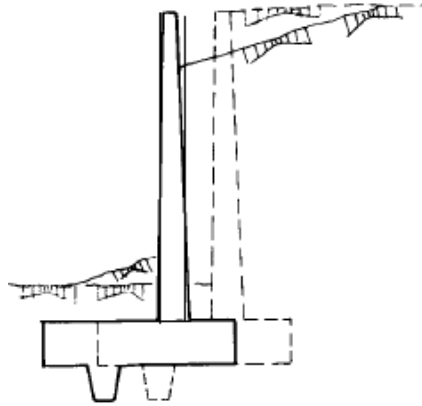
Ev: componente vertical del empuje

B: ancho de la base del muro

c': cohesión corregida o modificada  $c' = (0,50 \text{ a } 0,70) * c$

$\mu$ : coeficiente de fricción suelo – muro.

Figura 4.4: Muro de contención sometido a deslizamiento



Fuente: Muros de contención y muros de sótano, Florentino Regalado. 2° edición.

#### 4.4.4. Presiones de contacto

La capacidad admisible del suelo de fundación debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto máxima transmitida al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo. La excentricidad  $e_x$  de la fuerza resultante vertical  $R_v$ , medida desde el centro de la base del muro  $B$ , no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante  $R_v$  coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

Si:  $e_x \leq \frac{B}{6}$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{B}\right)$$

Si:  $\frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$

$$\sigma_{max} = \frac{2 * R_v}{3\left(\frac{B}{2} - |e_x|\right)}$$

$$\sigma_{min} = 0$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la punta y el talón.

#### **4.5.Verificación de la resistencia a corte y flexión de los elementos que componen el muro**

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto y estando conformes con ellas, se debe verificar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por la norma.

El diseño a flexión y cortante se realiza de la misma manera que para el resto de los elementos estructurales, el cual ya fue expuesto con fórmulas y paso a paso en el capítulo 2 sin embargo existen algunas consideraciones específicas para muros que se presentan a continuación:

Espaciamiento máximo de la armadura longitudinal y horizontal:

$$s \leq \begin{cases} 3 * h \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Armadura mínima transversal para muros:

Tabla 4.2: Armadura transversal mínima para muros con  $V_u \leq 0,5 \phi V_c$

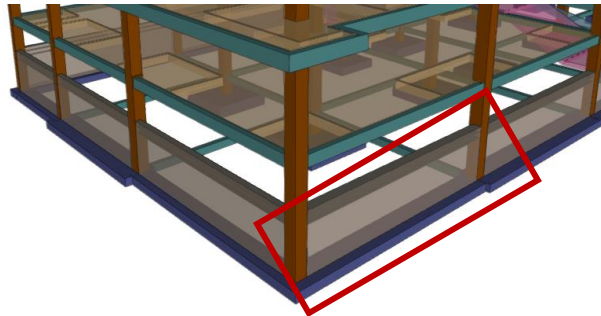
Tipo de muro	Tipo de armadura no pretensada	Tamaño de la barra o alambre	$f_{yt}$ , MPa	Armadura longitudinal mínima <sup>[1]</sup> , $\rho_t$	Armadura horizontal mínima, $\rho_t$
Construido en obra	Barras corrugadas	$d_s \leq 16$ mm	$\geq 420$	0,0012	0,0020
			$< 420$	0,0015	0,0025
		$d_s > 16$ mm	Cualquiera	0,0015	0,0025
	Armadura de alambre electrosoldado	$\leq$ MW200 ó MD200	Cualquiera	0,0012	0,0020
Prefabricado [2]	Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	0,0010	0,0010

Fuente: NB 1225001. Artículo 11.6.

#### 4.6. Memoria de cálculo del aporte académico

Se realizó la verificación del muro M14 como se muestra a continuación:

Figura 4.5: Vista en 3D de muro M14



Fuente: Cypecad

##### 4.6.1. Datos definidos para el proyecto

Resistencia característica del hormigón:  $f'_c = 25$  MPa

Resistencia característica del acero de refuerzo:  $f_y = 500$  MPa

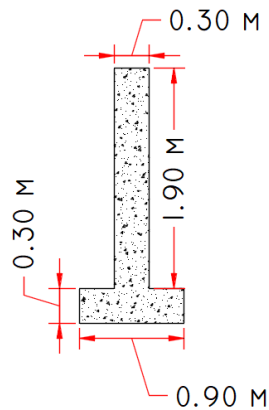
Peso específico considerado para el relleno del trasdós:  $\gamma_{rt} = 17$  kN/m<sup>3</sup>

Angulo de fricción interna del suelo:  $\theta = 37^\circ$

Capacidad de carga admisible del terreno:  $q_{adm} = 300$  kN/m<sup>2</sup>

Peso específico del hormigón armado:  $\gamma_h = 25$  kN/m<sup>3</sup>

Figura 4.6: Dimensiones del muro de contención



Fuente: Elaboración propia

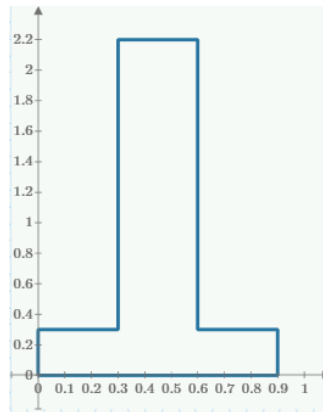
#### 4.6.2. Análisis de cargas

El análisis de cargas se realizó para las cargas verticales y horizontales que están en contacto con el muro.

##### 4.6.2.1. Cargas verticales

a) Peso propio del muro:

Figura 4.7: Gráfico de ayuda para determinar el peso propio del muro



Fuente: Elaboración propia

Debido a que el muro tiene figuras geométricas conocidas, se procede a sacar el área del mismo:

$$A_m = (0,90 \text{ m} * 0,30 \text{ m}) + (1,90 \text{ m} * 0,30 \text{ m})$$

$$A_m = 0,84 \text{ m}^2$$

La distancia desde la izquierda de la figura al centro de gravedad se obtiene con la ayuda de la siguiente formula:

$$x_2 := \frac{1}{A_m} \cdot \left( \sum_{i=0}^{n-2} \left( \frac{y_{i+1} - y_i}{8} \right) \cdot \left( (x_{i+1} + x_i)^2 + \frac{(x_{i+1} - x_i)^2}{3} \right) \right)$$

$$X_2 = 0,45 \text{ m}$$

Brazo de palanca:

$$X_{pp} = B - X_2 = 0,90 \text{ m} - 0,45 \text{ m}$$

$$X_{pp} = 0,45 \text{ m}$$

$$R_{pp} = Area * \gamma_h$$

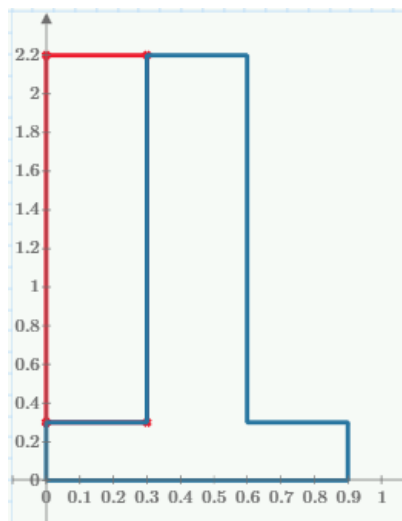
$$R_{pp} = 0,84 \text{ m}^2 * 25 \text{ KN/m}^3$$

La reacción por peso propio por metro es de:

$$R_{pp} = 21 \text{ KN/m}$$

b) Peso del relleno en el trasdós

Figura 4.8: Gráfico de ayuda para determinar el peso del relleno en el trasdós



Fuente: Elaboración propia

Área del relleno en el trasdós:

$$A_{rt} = 0,57 \text{ m}^2$$

La distancia desde la izquierda al centro de gravedad del relleno se obtiene con la ayuda de la siguiente formula:

$$x_2 := \frac{1}{A_m} \cdot \left( \sum_{i=0}^{n-2} \left( \frac{y_{i+1} - y_i}{8} \right) \cdot \left( (x_{i+1} + x_i)^2 + \frac{(x_{i+1} - x_i)^2}{3} \right) \right)$$

$$X_{2rt} = -0,15 \text{ m}$$

Brazo de palanca:

$$X_{rp} = B - X_{rt} = 0,90 \text{ m} - 0,15 \text{ m}$$

$$X_{rp} = 0,75 \text{ m}$$

La reacción por peso del relleno del trasdós por metro es de:

$$R_t = A_{rt} * \gamma_{rt}$$

$$R_t = 0,57 \text{ m}^2 * 17 \text{ KN/m}^3$$

$$R_t = 9,69 \text{ KN/m}$$

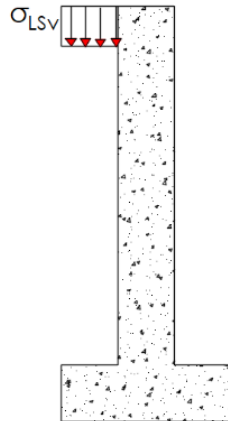
c) Sobrecarga viva vertical

Según el libro de muros de contención y muros de sótano de J. Calavera pág.56. podemos adoptar una carga repartida equivalente. La práctica ha demostrado que la sobrecarga de 0,5 ton/m<sup>2</sup> cubre a estos efectos el caso del tráfico en la ciudad.

$$\sigma_{LSv} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Esta carga actúa en la longitud del talón como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 4.9: Sobrecarga viva vertical del muro



Fuente: Elaboración propia

It: Vuelo izquierdo y derecho de la base del muro

$$L' = l_t = 0,30 \text{ m}$$

Ancho en el que actúa la sobrecarga viva vertical:

$$L_{Sv} = \sigma_{LSv} * l_t$$

$$L_{Sv} = 5 \text{ KN/m}^2 * 0,30 \text{ m}$$

$$L_{Sv} = \mathbf{1,50 \text{ KN/m}}$$

Brazo de palanca:

$$X_{lsv} = B - \frac{B - b_m}{2} = 0,90 \text{ m} - \frac{0,90 \text{ m} - 0,30 \text{ m}}{2}$$

$$X_{lsv} = \mathbf{0,60 \text{ m}}$$

**Momento resistente o estabilizante**

$$M_{est} = R_{pp} * x_{pp} + R_{rt} * x_{rt} + L_{Sv} * x_{LSv}$$

$$M_{est} = 21 \text{ KN/m} * 0,45 \text{ m} + 9,69 \text{ KN/m} * 0,75 \text{ m} + 1,50 \text{ KN/m} * 0,60 \text{ m}$$

$$M_{est} = \mathbf{17,62 \text{ KN. m/m}}$$



#### 4.6.2.2. Cargas horizontales

##### a) Empuje horizontal del suelo

Para el cálculo del empuje horizontal del suelo debemos calcular el coeficiente de presión activa del suelo, en función del ángulo de fricción del suelo de relleno.

Según el libro de fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja Das: el ángulo de fricción interna en suelos cohesivos (según Bjerrum y Simons, 1960, Kenney 1959) se puede observar que disminuye con el aumento del índice de plasticidad entre  $37^\circ$  y  $38^\circ$  con un IP de 10 a 25 aproximadamente. Según el estudio de suelos se tiene índices de plasticidad de 12,9 y 15,7.

Por lo tanto, para el proyecto se asume un valor de ángulo de fricción de  $37^\circ$

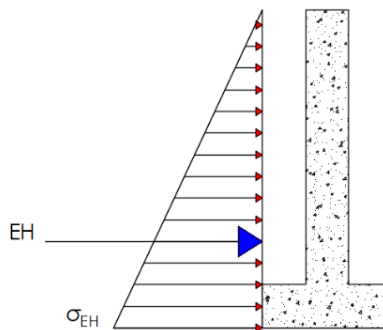
Coeficiente de empuje activo:

$$k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{37}{2} \right)$$

$$k_a = 0,249$$

Figura 4.10: Empuje horizontal del suelo



Fuente: Elaboración propia

El empuje horizontal será:

$$EH = \frac{1}{2} * k_a * H_t^2 * \gamma_{rt}$$

$$EH = \frac{1}{2} * 0,249 * (2,20 \text{ m})^2 * 17 \text{ KN/m}^3$$

$$EH = 10,23 \text{ KN/m}$$

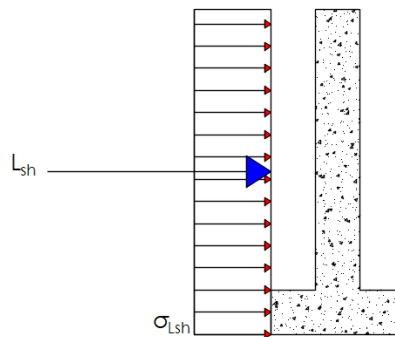
Brazo de palanca:

$$y_{eh} = \frac{H}{3} = \frac{2,20 \text{ m}}{3}$$

$$y_{eh} = 0,73 \text{ m}$$

a) Empuje por sobrecarga viva:

Figura 4.11: Empuje por sobrecarga viva



Fuente: Elaboración propia

$$L_{Sh} = \sigma_{Lsv} * H_t * k_a$$

$$L_{Sh} = 5 \text{ KN/m}^2 * 2,20 \text{ m} * 0,249$$

$$L_{Sh} = 2,73 \text{ KN/m}$$

Brazo de palanca:

$$y_{LS} = \frac{H}{2} = \frac{2,20 \text{ m}}{2}$$

$$y_{LS} = 1,10 \text{ m}$$

**Momento desestabilizante**

$$M_v = EH * y_{eh} + L_{Sh} * y_{Lsh}$$

$$M_v = 10,23 \text{ KN/m} * 0,73 \text{ m} + 2,73 \text{ KN/m} * 1,10 \text{ m}$$

$$M_v = 10,51 \text{ KN.m/m}$$

#### 4.6.3. Verificación de estabilidad al vuelco

$$FS_v = \frac{M_{est}}{M_v} \geq 1,50$$

$$FS_v = \frac{17,62}{10,51} \geq 1,50$$

$$1,677 \geq 1,50$$

**Cumple**

#### 4.6.4. Verificación de estabilidad al deslizamiento

Cálculo de la cohesión en función del número de golpes

$$N = 30$$

Corrección del número de golpes:

$$\eta_H: \text{eficiencia del martinete} \quad \eta_H = 1$$

$$\eta_B: \text{corrección por diámetro de la perforación} \quad \eta_B = 1$$

$$\eta_s: \text{corrección del muestreador} \quad \eta_s = 1$$

$$\eta_R: \text{corrección por longitud de la barra} \quad \eta_R = 0,75$$

$$N_{60} = N * \eta_H * \eta_B * \eta_s * \eta_R$$

$$N_{60} = 30 * 1 * 1 * 1 * 0,75$$

$$N_{60} = 22,50$$

Cálculo de la cohesión (Hara 1971):

$$C' = 29 \text{ KPa} * N_{60}^{0,72} = 29 \text{ KPa} * 22,50$$

$$C' = 272,88 \text{ KPa}$$

Coefficiente de rozamiento:

$$\mu = \tan(\theta)$$

$$\mu = \tan(37^\circ)$$

$$\mu = 0,754$$

Carga resistente:

$$R_v = R_{pp} + R_t + L_{sv} = 21 + 9,69 + 1,50 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{R_v = 32,19 \text{ KN/m}}$$

Fuerza de rozamiento:

$$F_r = \mu * (R_v) + C' * B + E_p$$

$$F_r = 0,754 * (32,19 \text{ KN/m}) + 272,88 \text{ KPa} * 0,90 \text{ m} + 0$$

$$\mathbf{F_r = 269,85 \text{ KN/m}}$$

Empuje horizontal:

$$E_h = EH + L_{sh} = 10,23 + 2,73 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{E_h = 12,96 \text{ KN/m}}$$

Se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} = \frac{269,85}{12,96} \geq 1,50$$

$$\mathbf{20,82 \geq 1,50}$$

**Cumple**

#### **4.6.5. Verificación de la capacidad portante del suelo**

Punto de aplicación de la resultante:

$$X_r = \frac{M_{est} - M_v}{R_v} = \frac{17,62 - 10,51 \text{ KN.m/m}}{32,19 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{X_r = 0,22 \text{ m}}$$

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r = \frac{0,90 \text{ m}}{2} - 0,22 \text{ m}$$

$$e_x = 0,23 \text{ m}$$

Si:

$$\frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$$

$$0,15 \leq 0,23 \leq 0,45 \text{ m}$$

**Cumple**

Por lo tanto, el esfuerzo máximo será:

$$\sigma_{max} = \frac{(2 * R_v)}{3 * \left(\frac{B}{2} - |e_x|\right)} = \frac{(2 * 32,19 \text{ KN/m})}{3 * \left(\frac{0,90 \text{ m}}{2} - |0,23 \text{ m}|\right)}$$

$$\sigma_{max} = 97,16 \text{ KN/m}^2$$

Verificando si el esfuerzo máximo es menor al esfuerzo admisible:

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

$$97,16 < 300 \text{ KN/m}^2$$

**Cumple**

#### 4.6.6. Diseño de la pantalla a flexión

Calculando las cargas de empujes de carga y sobrecarga para 1 metro de ancho de muro

$$EH_p = \frac{1}{2} * k_a * h_m^2 * \gamma_{rt} * 1 = \frac{1}{2} * 0,249 * (1,90 \text{ m})^2 * 17 \text{ KN/m}^3 * 1 \text{ m}$$

$$EH_p = 7,63 \text{ KN}$$

$$L_{Shp} = \sigma_{LSv} * h_m * k_a * 1 = 5 \text{ KN/m}^2 * 1,90 \text{ m} * 0,249 * 1 \text{ m}$$

$$L_{Shp} = 2,36 \text{ KN}$$

### Cálculo del momento último mayorado

$$M_u = 1,2 * D + 1,6 * L$$

$$M_u = 1,2 * \left( EH * \frac{h_m}{3} \right) + 1,6 * \left( L_{Sh} * \frac{h_m}{2} \right)$$

$$M_u = 1,2 * \left( 7,63 \text{ KN} * \frac{1,90 \text{ m}}{3} \right) + 1,6 * \left( 2,36 \text{ KN} * \frac{1,90 \text{ m}}{2} \right)$$

$$\mathbf{M_u = 9,39 \text{ KN.m}}$$

Base del muro:  $b_m = 0,30 \text{ m} = 300 \text{ mm}$

Cuantía geométrica mínima:  $\rho_{min} = 0,0018$

### Recubrimiento geométrico

Para estructuras en contacto con terreno en función a la tabla 2.10:

$$\mathbf{r_g = 50 \text{ mm}}$$

### Canto útil

$$d = b_m - r_g - \Phi_{12}$$

$$d = 300 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 12 \text{ mm}$$

$$\mathbf{d = 238 \text{ mm}}$$

### Área de acero mínimo

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 0,0018 * 300 \text{ mm} * 238 \text{ mm}$$

$$\mathbf{A_{smin} = 428,40 \text{ mm}^2}$$

Separación asumida:

$$S = 250 \text{ mm}$$

Numero de barras:

$$N_B = \frac{1000 \text{ mm}}{S} = \frac{1000 \text{ mm}}{250 \text{ mm}}$$

$$N_B = 4 \text{ barras}$$

Área real de armadura

$$A_{\emptyset 12} = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{sreal} = A_{\emptyset 12} * N_B = 113 \text{ mm}^2 * 4$$

$$A_{sreal} = 452 \text{ mm}^2$$

Fuerza debido a la armadura

$$T_s = A_{sreal} * f_y = 452 \text{ mm}^2 * 500 \text{ MPa}$$

$$T_s = 226 \text{ KN}$$

Fuerza de hormigón

$$N_c = 0.85 * f'_c * b * y$$

$$T_s = N_c$$

Profundidad del bloque de compresiones

$$y = \frac{T_s}{0.85 * f'_c * b} = \frac{226 \text{ KN}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 300 \text{ mm}}$$

$$y = 10,64 \text{ mm}$$

Factor de reducción de resistencia

Para flexión:

$$\emptyset_f = 0,90$$

Momento nominal

$$M_n = \emptyset * T_s * \left(d - \frac{y}{2}\right)$$

$$M_n = 0,90 * 226 \text{ KN} * \left(238 \text{ mm} - \frac{10,64 \text{ mm}}{2}\right)$$

$$M_n = 47,33 \text{ KN.m}$$

Verificando si el momento nominal es mayor al momento último

$$M_n \geq M_u$$

$$47,33 \text{ KN.m} \geq 9,39 \text{ KN.m}$$

**Cumple**

Armadura por usar

**Ø 12 mm C/250 mm**

#### **4.6.7. Verificación al corte**

La resistencia del hormigón debe cumplir con:

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

$$\sqrt{25} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$5 \leq 8,3 \text{ MPa}$$

**Cumple**

La resistencia de cálculo del acero debe cumplir con:

$$f_y \leq 420 \text{ MPa}$$

Factor de modificación

Se lo determino en función de la tabla 2.14.

Para un hormigón de peso normal:

$$\lambda = 1$$

Factor de reducción de resistencia

Para cortante:

$$\phi_v = 0,75$$

Cálculo del esfuerzo a la resistencia nominal a cortante proporcionado el hormigón



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

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25 \text{ MPa}}}{6} * 300 \text{ mm} * 238 \text{ mm}$$

$$V_c = \mathbf{198,33 \text{ KN}}$$

Cortante máximo mayorado producido por las cargas

$$V_u = 1,2 * EH + 1,6 * L_{Sh}$$

$$V_u = 1,2 * 7,63 \text{ KN} + 1,6 * 2,36 \text{ KN}$$

$$V_u = \mathbf{12,93 \text{ KN}}$$

Cortante nominal

$$V_n = V_c$$

$$V_n = \mathbf{198,33 \text{ KN}}$$

Debe cumplir:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

$$12,93 \text{ KN} \leq 0,75 * 198,33 \text{ KN}$$

$$\mathbf{12,86 \leq 148,75 \text{ KN}}$$

**Cumple**

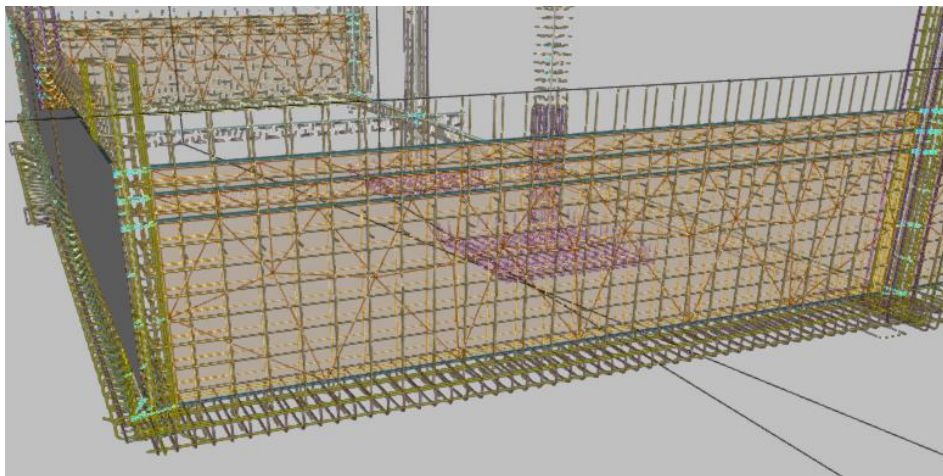
Por lo tanto, no se necesita colocar armadura transversal.

Tabla 4.3: Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en cypecad V-2023.g respecto al muro de contención M14

	Armadura vertical para 1 m (mm <sup>2</sup> )	Armadura horizontal para 1 m (mm <sup>2</sup> )
<b>Cypecad</b>	452	565
<b>Cypecad</b>	4 Ø12 C/250 mm	5 Ø12 mm C/200 mm
<b>Manual</b>	452	452
<b>Manual</b>	4 Ø12 mm C/250 mm	4 Ø12 mm C/250 mm
<b>Variación (%)</b>	0	25

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.12: Representación gráfica de la armadura del muro de contención M14



Fuente: StruBIM Shear Walls

## 4.7. Manual del usuario de planilla de calculo

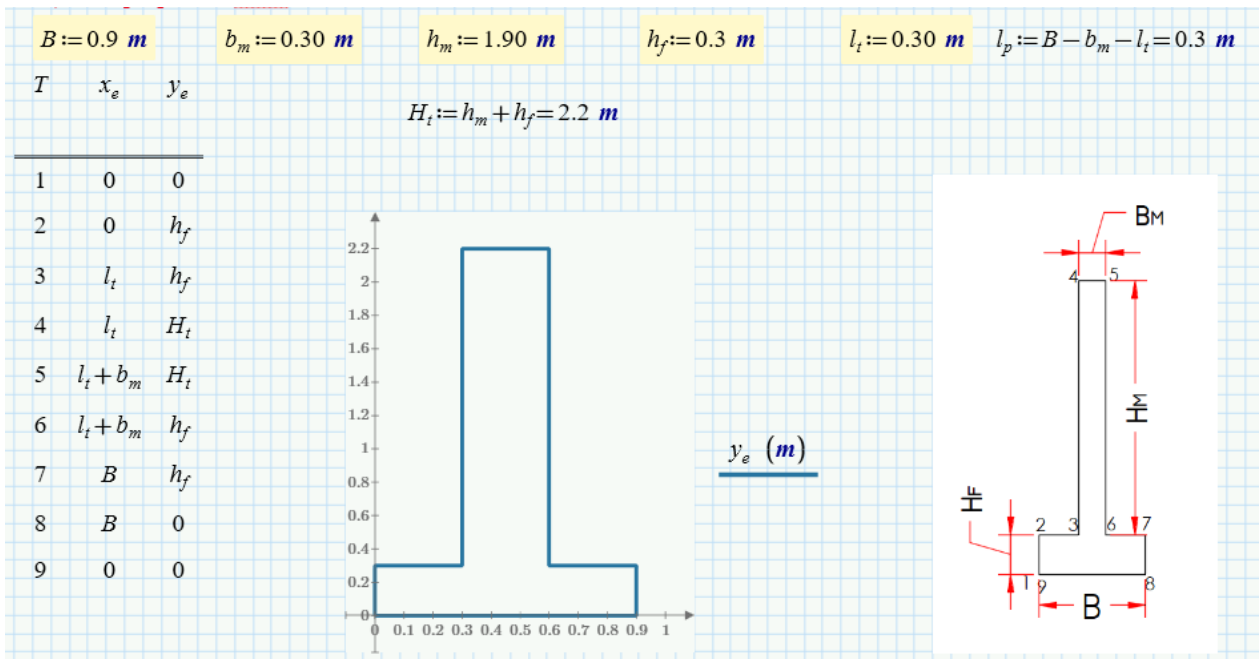
### Paso 1

Se deben introducir todos los datos necesarios para el cálculo, previamente establecidos en el proyecto.

Resistencia característica del hormigón:	$f_c := 25 \text{ MPa}$
Resistencia característica del acero:	$f_y := 500 \text{ MPa}$
Peso específico considerado para trasdós (relleno):	$\gamma_{rt} := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Angulo de fricción interna:	$\theta := 37^\circ$
Capacidad de carga admisible del terreno:	$q_{adm} := 3.0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Peso específico del hormigón:	$\gamma_H := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

### Paso 2

Definir las dimensiones del muro de contención o muro de sótano según el esquema que presenta la planilla de cálculo:



### Paso 3

Verificar brazos de palanca de las fuerzas, tanto de peso propio como del relleno en el trasdós:

$$x_{2rt} := \frac{1}{A_{rt}} \cdot \left( \sum_{i=0}^{n-2} \left( \frac{y_{i+1} - y_i}{8} \right) \cdot \left( (x_{i+1} + x_i)^2 + \frac{(x_{i+1} - x_i)^2}{3} \right) \right)$$

$$x_{2rt} = 0.15 \text{ m}$$

$$R_t := A_{rt} \cdot \gamma_{rt}$$

$$R_t = 9.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Brazo de palanca.

$$x_{Rp} := B - x_{2rt} \quad x_{Rp} = 0.75 \text{ m}$$

### Paso 4

Verificar la estabilidad al vuelco y al deslizamiento, debe decir que se cumple la condición:

$$FS_v := \frac{M_{ez}}{M_v} \quad FS_v = 1.512$$

Vuelco = "cumple"

$$F_r := \mu \cdot (R_t) + C' \cdot B \quad F_r = 267.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$FS_d := \frac{F_r}{E_n} = 19.01$$

Deslizamiento = "cumple"

### Paso 5

Verificar que se cumpla las presiones de contacto con la capacidad de carga admisible:

c) Verificación de la capacidad portante del suelo, presiones de contacto:

$$q_{adm} = 294.2 \text{ kPa} \quad FS := 3 \quad q_n := q_{adm} \cdot FS \quad q_n = 9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

NOTA: La capacidad portante del suelo es provista por el informe geológico, producto del ensayo de penetración estándar.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$X_v := \frac{M_{ez} - M_v}{R_v} = 0.19 \text{ m} \quad e_x := \frac{B}{2} - X_v = 0.26 \text{ m}$$

Si:  $e_x \leq \frac{B}{6}$  entonces  $\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad \frac{B}{6} = 0.15 \text{ m}$

Si:  $\frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$  entonces  $\sigma_{max} = \frac{2 \cdot R_v}{3 \cdot \left( \frac{B}{2} - |e_x| \right)} \quad \frac{B}{2} = 0.45 \text{ m}$

---


$$q_{adm} = 294.2 \text{ kPa} \quad \sigma_{max} = 112.16 \text{ kPa} \quad \text{verificacion} = \text{"cumple"}$$

## Paso 6

Diseño de la pantalla de hormigón armado, debemos definir el diámetro de armadura a utilizar, y la separación a la cual se va a disponer dicha armadura:

**Diseño a flexión**

$A_\phi :=$    $f_y = 500 \text{ MPa}$   $\phi :=$    $f_c = 25 \text{ MPa}$

Separación (asumida):  $s := 200 \text{ mm}$

Posteriormente se debe verificar que el momento ultimo no supere al momento resistente nominal.

$M_{nf} = 58.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{np} > M_u$   $M_u = 26.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\text{verificacion} := \text{if}(M_{nf} > M_u, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$   $\text{verificacion} = \text{"cumple"}$

## Paso 7

Finalmente se debe verificar que cumpla el cortante en la pantalla:

**4. VERIFICACION AL CORTE.**

Resistencia al corte del hormigón:  $V_c := \left( \frac{\lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot 1 \text{ MPa}}{6} \right) \cdot b \cdot d_f$  Concreto de peso normal:  $\lambda := 1$

$V_c = 198.33 \text{ kN}$

Cortante producido por las cargas:  $V_u := 1.2 \cdot EH_p + 1.6 \cdot LS_{hp}$   $V_u = 14.02 \text{ kN}$

La resistencia al corte debe cumplir:

$\phi := 0.75$   $V_u \leq \phi \cdot V_n$   $V_s := 0 \text{ kN}$  Sin armadura transversal. (muro)

$V_n = V_c + V_s$   $V_n := V_c + V_s = 198.33 \text{ kN}$

$\text{cortante} = \text{"cumple"}$

## **4.8. Conclusiones y recomendaciones del aporte académico**

### **4.8.1. Conclusiones del aporte académico**

- Se definió las dimensiones del muro de contención en función del cálculo y las solicitaciones de estabilidad que requiere el muro.
- Se verifico la estabilidad al vuelco, teniendo un valor superior a 1,50 indicado por la bibliografía.
- De igual manera se realizó la verificación al deslizamiento obteniendo un factor de seguridad mayor a 1,50 como indica la bibliografía.
- Se obtuvo un cortante nominal superior al cortante producido por las cargas actuantes, en este caso las cargas horizontales.
- Se realizo la verificación de las presiones de contacto, teniendo valores inferiores al de la capacidad portante admisible del suelo de 300 KN/m<sup>2</sup>
- Se realizo el diseño del armado estructural de la pantalla del muro, con la combinación más crítica de cargas mayoradas.

### **4.8.2. Recomendaciones del aporte académico**

- Se recomienda asumir valores considerables en el talón, en este tipo de muros, puesto que en la parte del subsuelo no tendrá algún apoyo por la arquitectura del proyecto, es por eso que se debe utilizar el relleno del trasdós a favor del cálculo estructural.
- Las cargas deben ser determinadas cuidadosamente, puesto que estas influyen en gran medida en el cálculo y dimensionamiento estructural.
- Según normativa, se debe disponer de un recubrimiento mínimo de 40 mm en los laterales de estructuras de fundación, puesto que estas están en contacto con el terreno y posible humedad, que a la larga puede afectar al acero estructural.
- En caso de no cumplir la estabilidad al vuelco, se recomienda aumentar el ancho de la base, dando prioridad al talón del muro.
- En caso de no cumplir la estabilidad al deslizamiento, se debe colocar un dentellón en la parte inferior del muro, de manera que se produzca un empuje pasivo favorable en contra del deslizamiento.

## CONCLUSIONES

- El estudio topográfico permitió concluir que el terreno de emplazamiento, situado a una altitud de 1903 metros sobre el nivel del mar, es prácticamente plano, con variaciones de cotas despreciables. Además, una visita al terreno también me permitió verificar lo mismo. Por lo tanto, no se requiere ningún movimiento de tierras para nivelarlo.
- Se realizó una comparación entre el estudio de suelos in situ y el método teórico de Terzaghi. En el estudio de suelos, se obtuvo una resistencia de capacidad portante de 300 KN/m<sup>2</sup> a una profundidad de 2,70 metros. En contraste, el método teórico arrojó una resistencia de 286,91 KN/m<sup>2</sup> a la misma profundidad. Como resultado, se decidió utilizar el valor menor obtenido en el estudio de suelos in situ. Es importante destacar que el ensayo in situ es la opción que mejor refleja las condiciones reales del terreno y, por lo tanto, se considera más precisa en este contexto.
- El estudio de suelos se debe realizar hasta una profundidad total de 7,50 metros desde el nivel del suelo debido a que hasta ese punto se encuentran las presiones del suelo generadas por la estructura y es importante conocer el perfil estratigráfico del suelo que resistirá dicha presión.
- Para el terreno presentado en el proyecto, la opción de fundación más adecuada es el uso de zapatas aisladas para las columnas y corridas para los muros. Estas opciones no solo son más económicas, sino que también satisfacen las necesidades del proyecto. Aunque normalmente en edificios con subsuelo se utiliza una losa de fundación, en este caso, dado que el terreno muestra una buena resistencia, se consideró conveniente utilizar zapatas.
- Se llevó a cabo el análisis de carga de la estructura conforme al plano arquitectónico, teniendo en cuenta las cargas de servicio de cada espacio.
- Las columnas del edificio tienen una sección transversal que es tanto rectangular como cuadrada, lo que asegura una rigidez adecuada. El diseño se realizó considerando la carga axial, momentos y fuerzas cortantes, lo que permitió definir la disposición de refuerzos y elaborar un diagrama de interacción con la armadura seleccionada. Al introducir las solicitaciones máximas en el diagrama de interacción, se verifica que estas se encuentran dentro de los límites de diseño, confirmando así la validez del mismo.
- El uso de losa reticular es aconsejable en todos los paños del proyecto debido a que existen luces que superan los 7 metros.

- Se colocaron ábacos de hormigón armado cerca de las columnas en las losas reticulares en dos direcciones para resistir los elevados esfuerzos de punzonamiento generados en esas zonas. La decisión de reemplazar las vigas interiores por ábacos se basó en la imposibilidad de descolgar las vigas por consideraciones arquitectónicas y en la falta de resistencia de las vigas planas.
- Las escaleras se diseñaron como vigas simplemente apoyadas de dos tramos, y se proyectó la luz inclinada horizontalmente para facilitar los cálculos. Se aplicaron coeficientes de mayoración tal como indica la norma, para aumentar las cargas, incluyendo las debidas a las barandas, el solado y la sobrecarga, asegurando así que el diseño cumple con los estándares de seguridad y resistencia requeridos.
- Se ha verificado que la diferencia entre el armado obtenido mediante el software Cypecad y el armado realizado de forma manual es mínima. Esta comprobación se realizó a través de un análisis detallado de cada elemento crítico.
- Se elaboraron las especificaciones técnicas para cada ítem que forma parte del diseño estructural, abarcando exclusivamente la obra gruesa y excluyendo la obra fina y cualquier tipo de instalación.
- El presupuesto general de la obra ascendió a 4.173.526,10 Bs. Es importante destacar que este monto es referencial, ya que para obtener un presupuesto más preciso se requeriría realizar un análisis más detallado de los precios unitarios incluyendo la obra fina y todas las instalaciones necesarias.
- Finalmente, utilizando el software Microsoft Project, se elaboró el cronograma de ejecución de la obra planificada en el presente proyecto. El resultado se representó mediante un diagrama de Gantt con una duración total de 236 días calendario.