

CAPITULO I

ANTECEDENTES

CAPITULO I

1.-ANTECEDENTES

1.1 El problema

1.1.1.- Planteamiento

La situación que presenta la población estudiantil y el sector administrativo en la escuela superior de formación de maestros Juan Misael Saracho, es de extrema deficiencia por las condiciones de hacinamiento y falta de espacio. La falta de un lugar adecuado del sector administrativo, hace que las instalaciones en su mayoría estén esparcidas por todo el campus ya que no se cuenta con una infraestructura destinada a este fin.

La infraestructura actual con la que cuenta la Normal de Canasmóro (Bloque Administrativo) no brinda la seguridad necesaria de forma eficaz, debido a las malas condiciones de la estructura actual del lugar. La administración del centro educativo es muy importante ya que en ese lugar es donde se registra a todos los estudiantes, profesores y trabajadores en general, la cual necesita un espacio más apto para desempeñar un trabajo más eficiente.

La elaboración del proyecto surge de la necesidad, de la falta de una infraestructura propia y adecuada para el óptimo desenvolvimiento del personal que trabaja dentro de la Normal de Canasmóro, ya que en la actualidad las condiciones del sector administrativo cuentan con unas instalaciones muy pequeñas y deterioradas.

Se dispone de planos arquitectónicos y de lugar para emplazar una nueva obra, por tales motivos es óptimo la construcción de un Bloque Administrativo en la escuela superior de formación de maestros Normal de Canasmóro del Departamento de Tarija que brinde un espacio cómodo, que sea una infraestructura adecuada tanto como para los estudiantes, docentes y para el personal administrativo.

1.1.2.- Formulación

Se plantea dos alternativas para solucionar el problema:

La superficie a cubrir será de 625.00 m².

Alternativa (A)

Construcción del Módulo Bloque de Administración

El diseño del bloque solucionara los problemas que tiene el personal administrativo, estudiantes y docentes, se dispondrá de un espacio propio y óptimo para el desenvolvimiento del personal.

Alternativa (B)

Reparación del bloque actual

Esta alternativa es más económica independientemente, pero no solucionaría todos los problemas y a lo largo del tiempo los gastos serán mayores debido al deterioro del bloque por causas de infiltraciones y demás, las instalaciones actuales son pequeñas y el personal administrativo se encuentra disperso por la escuela superior de maestros.

1.1.3.- Sistematización

En base a las hipótesis planteadas anteriormente la alternativa elegida tanto económica como técnicamente sería la alternativa A “Construcción del Bloque de Administración - académico”.

La solución de construir una infraestructura destinada a este fin es la más óptima porque todos los trabajadores del personal administrativo tendrían un espacio adecuado para que su trabajo sea más óptimo y personalmente estén cómodos, también es beneficioso para los estudiantes ya que al hacer tramites o papeleo encuentren todas las oficinas centralizadas en un mismo bloque, también se cuenta con un salón múltiple que usarían para desarrollar actividades.

De la alternativa de solución se realizó un análisis previo de los elementos estructurales que se implementarán en el diseño estructural de la infraestructura, donde se contempló lo siguiente:

Losas. - Losa casetonada, cubierta plana.

Estructura porticada. - Esta contempla vigas y columnas.

Cimientos. - Zapata (cimiento aislado y combinado).

1.2 Objetivos

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1.- Objetivo General

Realizar el diseño y cálculo estructural del Bloque Administración - Académico en la Escuela Superior de Formación de Maestros Juan Misael Saracho, conforme a la Norma Boliviana NB 1225001, de manera que se cumplan los requerimientos de funcionalidad y resistencia brindando a los usuarios seguridad y confort.

1.2.2.- Objetivos Específicos

- Validar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del suelo.
- Validar el estudio topográfico del lugar.
- Realizar el análisis de carga en concordancia con la Norma Boliviana NB 1225001.
- Realizar el diseño y cálculo estructural con el programa de apoyo estructural CYPECAD v.2019 y realizar la verificación manual de los diferentes elementos estructurales tomando en cuenta las solicitaciones más críticas del análisis estructural.
- Realizar cálculos métricos
- Realizar las especificaciones técnicas.
- Realizar el análisis de precios unitarios
- Realizar el presupuesto y cronograma de la obra gruesa del proyecto.

1.3 Justificación

Las razones por las cuales se plantea el proyecto son las siguientes:

1.3.1 Académica

Es vital para la graduación del universitario, llegando a ser la justificación principal desde este punto de vista, ya que se obtendrá el aporte académico que dejará el estudiante a la universidad, dicho aporte servirá a futuras generaciones.

Se profundizará los conocimientos adquiridos por el estudiante durante su carrera universitaria, en el área de estructuras para poder realizar el diseño estructural, desde la topografía, estudio de suelos, resistencia de materiales y como resultado obtener la licenciatura de la carrera de Ingeniería Civil.

1.3.2.- Técnica

Los ambientes con los que contará el proyecto brindarán las condiciones de seguridad y confort, para que las actividades realizadas dentro de la estructura no sean limitadas por deficiencias estructurales.

1.3.3.- Social

Contribuir al personal administrativo con el diseño estructural del módulo administrativo de la escuela superior de formación de maestros de Canasmóro, para mejorar la actividad pedagógica brindando a los estudiantes, docentes y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, mejorando así la calidad de la formación académica.

1.4 Alcance del proyecto

1.4.1.- Resultados Logrados

- Se validó el estudio de suelos del lugar de emplazamiento de obra proporcionado por el gobierno autónomo municipal de Tarija.
- Se diseñó los elementos estructurales en base a la norma vigente “Norma Boliviana NB 1225001”, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Se generó los planos a detalle de todos los elementos estructurales del Bloque Administrativo de la Escuela superior de maestros Normal de Canasmóro.
- Se realizó cronograma de ejecución, especificaciones técnicas, cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto de la obra gruesa de la construcción del Bloque Administrativo.

1.4.2.- Restricciones

En este proyecto se presentan las siguientes restricciones:

- No se realizó el diseño de instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable, pluviales, debido a que lo primordial es la especialización del estudiante en el diseño de estructural. El presupuesto de obra tampoco contempla estos servicios.

Figura.1. Bloque Administración - Académico.



Fuente: Adaptado de Modelado 3D Arquitectónico.

1.5 Localización.

El proyecto está ubicado en la localidad de Canasmóro perteneciente al municipio de San Lorenzo de la provincia Eustaquio Méndez del Departamento de Tarija; el municipio de San lorenzo limita al norte con la provincia Sud Cinti del Departamento de Chuquisaca, al oeste con el municipio El puente, al este con el municipio de Entre Ríos, y al sur con el municipio de Cercado.

Geográficamente el proyecto está ubicado en una latitud 21° 20' 39" S y una longitud 64° 45' 32" O, a una altitud de 2056 m.s.n.m. y está a 20 km, de la ciudad de Tarija con un viaje aproximado de 30 min. vía terrestre.



Figura.2. Ubicación del proyecto en la localidad de Canasmóro.

Fuente: Adoptado de Google Earth

1.6. Servicios básicos existentes

La comunidad cuenta con todos los servicios básicos; es decir, agua potable, luz eléctrica, alcantarillado y servicio de telefonía local, nacional e internacional. También existen dos líneas de micros “San Lorenzo” y “San Miguel”, que hacen el recorrido diario de la comunidad a la ciudad de Tarija y viceversa, de lunes a domingo y en distintos horarios.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

CAPITULO II

2.-MARCO TEÓRICO.

2.1. Levantamiento topográfico

Definición: Según (Mc. Cormac), la topografía se puede definir como la ciencia que determina las dimensiones y el contorno (o características tridimensionales) de la superficie terrestre a través de la medición de distancias direcciones y elevaciones representados en los planos topográficos. Los planos topográficos tienen la intención de mostrar esta información en conjunto con la ubicación de los elementos artificiales y naturales de la tierra, incluyendo edificaciones, carreteras, corrientes, lagos, bosques, etc. Es evidente que la topografía de un área en particular es muy importante para elaborar planos de grandes proyectos como edificaciones, presa o ductos. Adicionalmente, exceptuando los casos en los que el lector vive en terrenos planos, querrá contar con un plano topográfico del terreno antes de localizar y hacer los planos para la construcción de una vivienda. La topografía también es importante en los proyectos de conservación de suelos, en los planes de aprovechamiento de bosques, en planos geológicos, etc.

El método más común para la representación de la topografía de un área determinada es usar curvas de nivel.

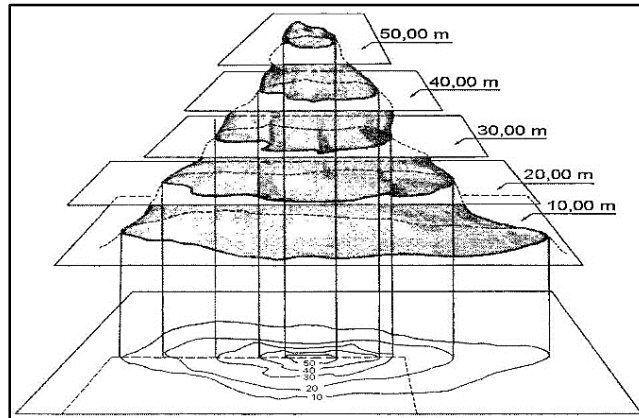
Curvas de nivel

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

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuales, al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representaran el relieve del terreno¹. El concepto de las curvas de nivel se ilustra en la **figura 3**.

¹ ftp://ftp.fao.org/Fi/CDrom/FAO_training/FAO_training/general/x6707s/x6707s07.htm

Figura.1. Representación del concepto de curva de nivel



Fuente: Página FAO

Validación del Estudio Topográfico

La validación de un estudio topográfico es un proceso crucial para garantizar la confiabilidad y precisión de la información contenida en el mismo.

1. Revisión de la información:

Verificar la documentación: El estudio topográfico debe estar acompañado de una serie de documentos que avalan la metodología empleada, los equipos utilizados y la competencia del topógrafo responsable.

2. Verificación de campo:

Inspección del sitio: Es recomendable realizar una inspección de campo del área objeto del estudio topográfico para verificar la existencia de los mojones o hitos señalados en el plano y para identificar cualquier anomalía o irregularidad en el terreno que no haya sido considerada en el estudio.

3. Evaluación de la metodología:

Analizar la metodología empleada: Es importante evaluar si la metodología empleada para el levantamiento topográfico es adecuada para el tipo de terreno y para el nivel de precisión requerido.

La validación de un estudio topográfico es un proceso importante para garantizar la calidad de la información y para proteger los intereses de las partes involucradas en un proyecto.

2.2. Estudio de suelos

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar.

¿Para qué sirve un Estudio de Suelo?

El Estudio de Suelo tiene una función muy práctica y te permitirá conocer:

Las características físicas, químicas y mecánicas del suelo donde estás pensando construir tu casa.

- Su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad.
- Ubicación de cuerpos de agua si las hay.
- La profundidad a la que deberás de hacer las fundaciones (Nivel de fundación)

Etapas del Estudio de Suelo

Un Estudio de Suelo tiene 3 etapas claramente definidas:

- **Trabajo de Terreno.**
- **Trabajo de Laboratorio.**
- **Redacción del Informe Final.**

A. Trabajo de Terreno.

En esta primera etapa es donde se inspecciona y toman las muestras de terreno, las que luego irán al laboratorio. Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. además de ser muy económico.

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

Los penetrómetros utilizados para el estudio del suelo de fundación se hincan o se hacen penetrar a presión en el suelo, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más

ampliamente utilizada in situ es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincada del vástago, dejando caer una maza de 140 libras (65 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (75cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el vástago 1 pie (30cm.).

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

Presión admisible. - Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa estas relaciones:

Tabla 1. Relación de Resistencia para las Arcillas

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple
		kg/cm ²
2	Muy blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 – 0,50
3 - 8	Media	0,50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

Fuente: Mecánica de suelos, Braja M. Das, 1982

Tabla 2. Relación de Resistencia para Las Arenas

N	Compacidad de la Arena
0 – 4	Muy suelta

4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Fuente: Mecánica de suelos, Braja M. Das, 1982

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utilizan los ábacos de la **figura 4 y figura 5** según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

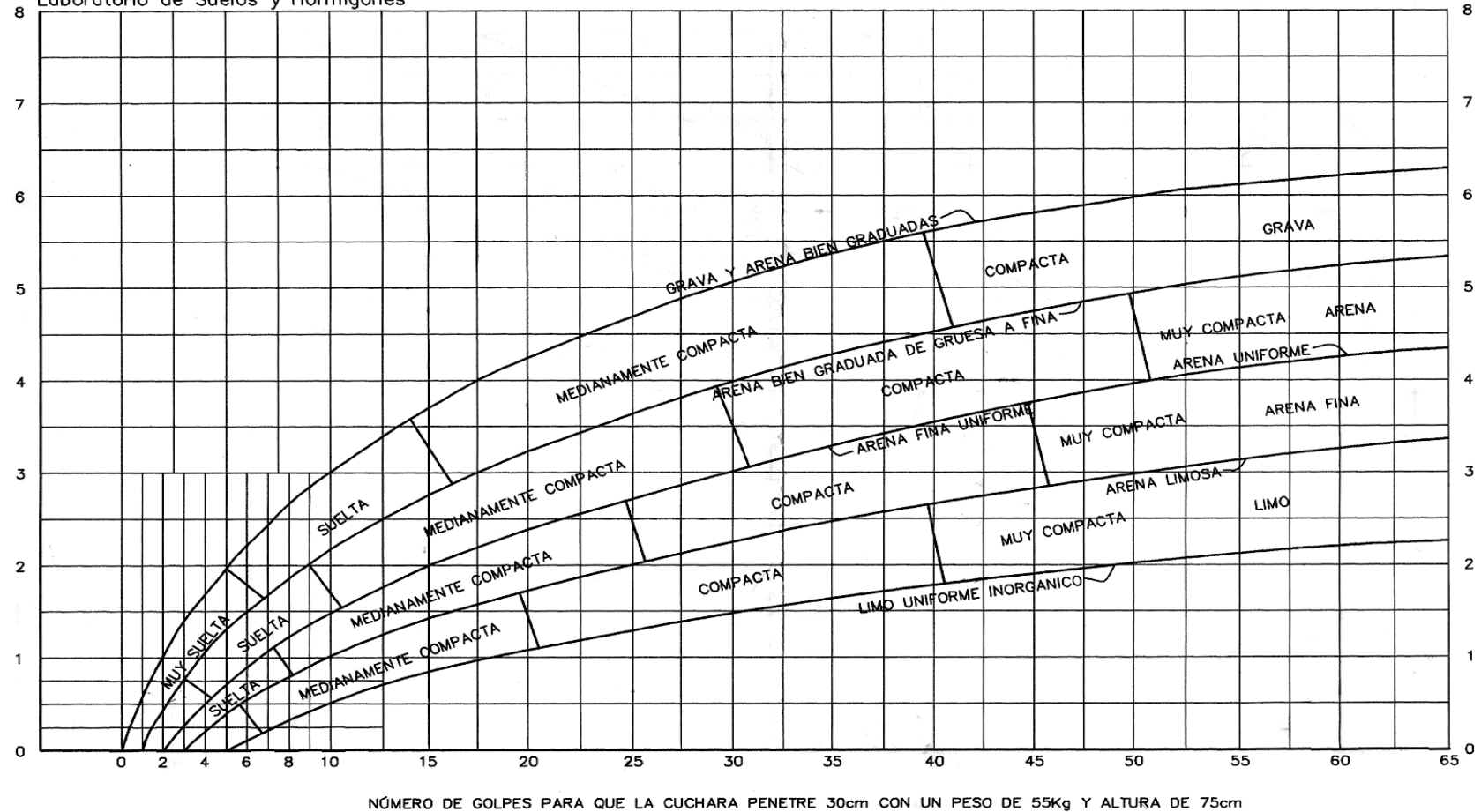


Figura.2. Capacidad portante para diferentes tipos de suelos.

Fuente: Guía de Laboratorio de Suelos, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho

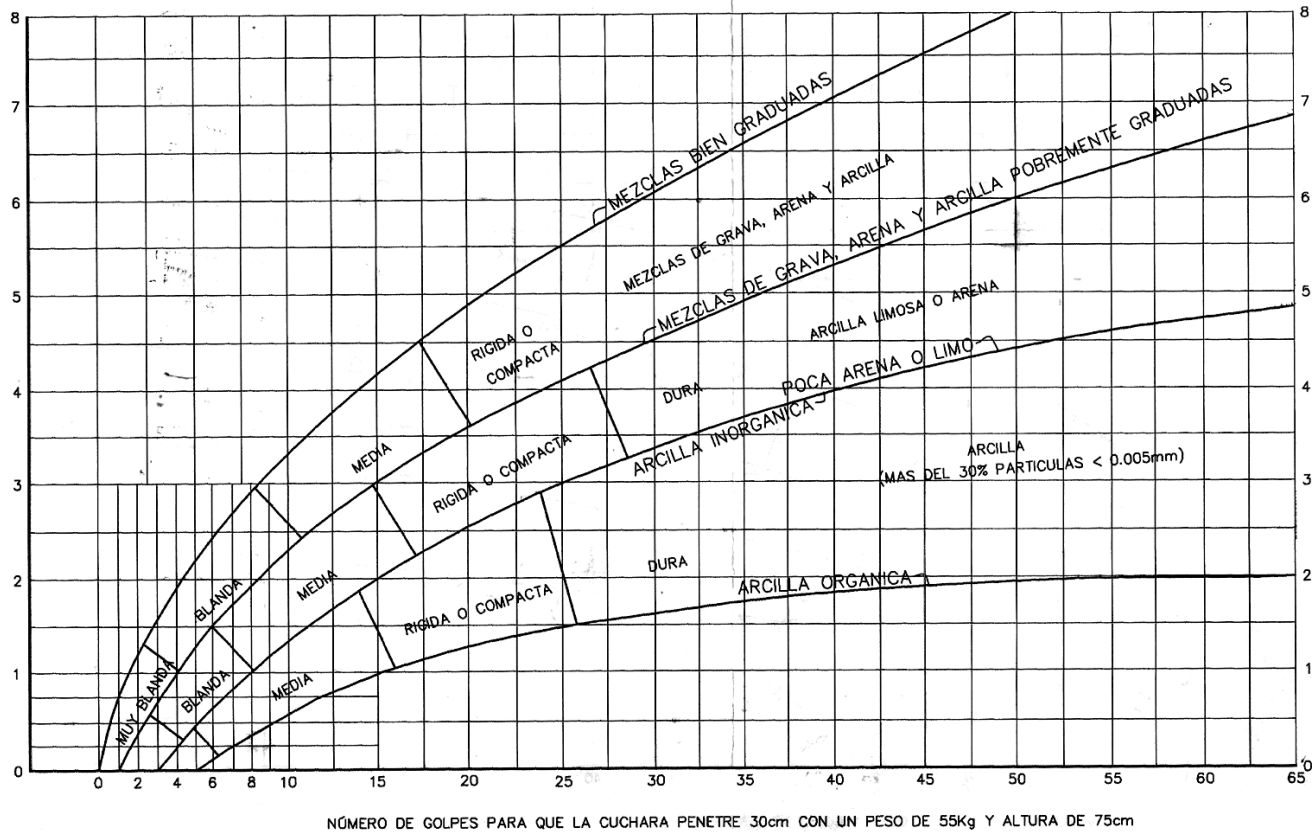


Figura.3. Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos.

Fuente: Guía de Laboratorio de Suelos, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho

B. Trabajo de Laboratorio.

Una vez hecho el trabajo en terreno, la muestra es llevada al laboratorio para realizar el ensayo correspondiente, algunos tipos de ensayos básicos son:

B.1. Caracterización

Este ensayo busca determinar la granulometría por tamizado, consiste en hacer pasar una muestra de suelo por tamices de diferente área de apertura véase **tabla 4**, para determinar la proporción es decir el porcentaje de distintos tamaños de árido de la muestra analizada.

Tabla 3. Serie de tamices A.S.T.M.

Tamiz	3"	2"	1½"	1"	¾"	½"	⅜"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
φmm	75.00	50.00	37.50	25.00	19.00	12.50	9.50	4.75	2.00	0.475	0.075

Fuente: Guía de Laboratorio de Suelos, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren al porcentaje, en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semi-logarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica).

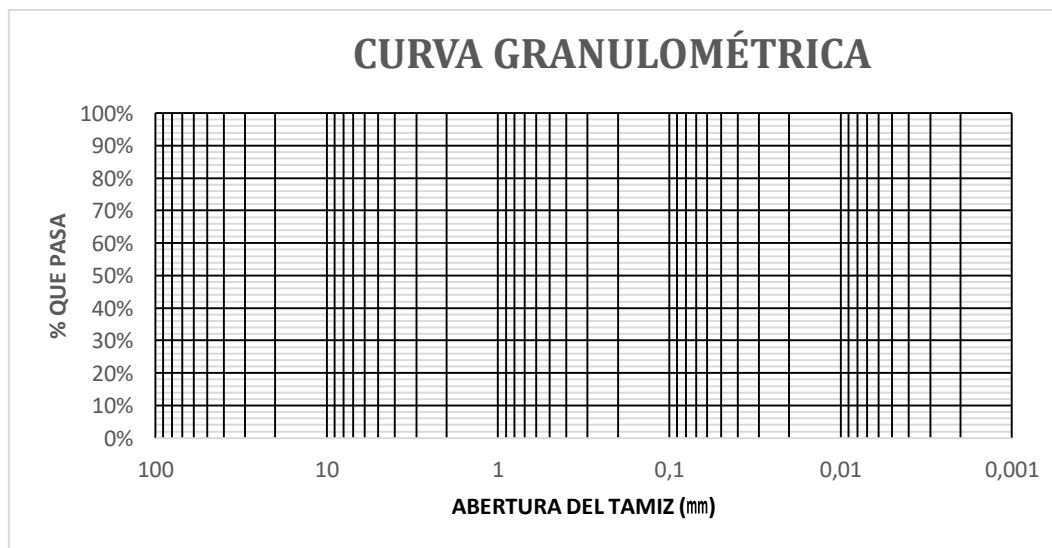


Figura.4. Curva granulométrica

Fuente: Guía de Laboratorio de Suelos, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho

Tabla 4. Clasificación de suelos por el método A.A.S.H.T.O.

CLASIFICACION GENERAL	Materiales Granulares (igual o menor del 35% pasa el tamiz N° 200)							Materiales Limo - Arcillosos (más del 35% que pasa el tamiz N° 200)			
GRUPOS	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
SUB - GRUPOS	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
											A-7-6
% que pasa el Tamiz:											
N° 10	50 máx.										
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.								
N° 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del Material que pasa el tamiz N° 40											
Límite Líquido			NO PLÁSTICO	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 máx.
Índice de Plasticidad	6máx	6 máx.		10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Tipos de Material	fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de Fundación	Excelente a Bueno					Regular a Deficiente					

NOTA: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su Límite Líquido 30, el de los A-7-6 mayor que su Límite Líquido (fig. 1) se halla indicada la relación ente lo LL e IP de los materiales finos. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 ó A-7-6 dependiendo del Límite Plástico (L.P.)

Si el $LP \geq 30$, la clasificación es A-7-6

Si el $LP < 30$, la clasificación es A-7-5

Fuente: Guía de Laboratorio de Suelos, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

Sistema de clasificación unificado S.U.C.S

Este sistema fue creado para la clasificación de suelos en la Construcción de Aeropuertos, aunque en el mundo se utiliza en casi todas las obras civiles.

El método también considera dividir al suelo en dos partes, (grueso y fino), la división la realiza el Tamiz N° 200.

Primer grupo: se encuentran las gravas, arenas o suelos gravosos arenosos con poco o nada de material fino (limo y arcilla), son designados de la siguiente manera.

G = Grava o suelo gravoso.

S = Arena o suelo arenoso

W = Bien graduado

C = Arcilla inorgánica

P = Mal graduado

M = Limo inorgánico o arena fina.

Segundo Grupo, Se encuentran los suelos finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad, son designados de la siguiente manera.

M = Limo inorgánico o arena muy fina.

C = Arcilla

O = Limos, arcillas y mezclas con alto contenido de material orgánico.

L = Baja a mediana compresibilidad. ($LL < 50\%$)

H = Alta compresibilidad. ($LL > 50\%$).

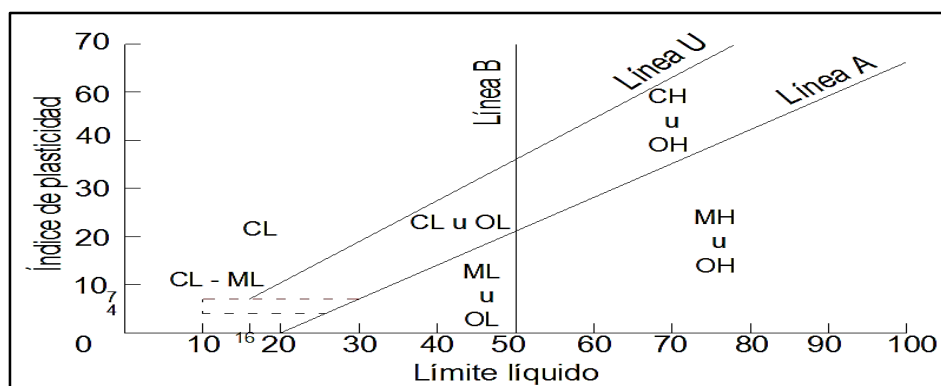
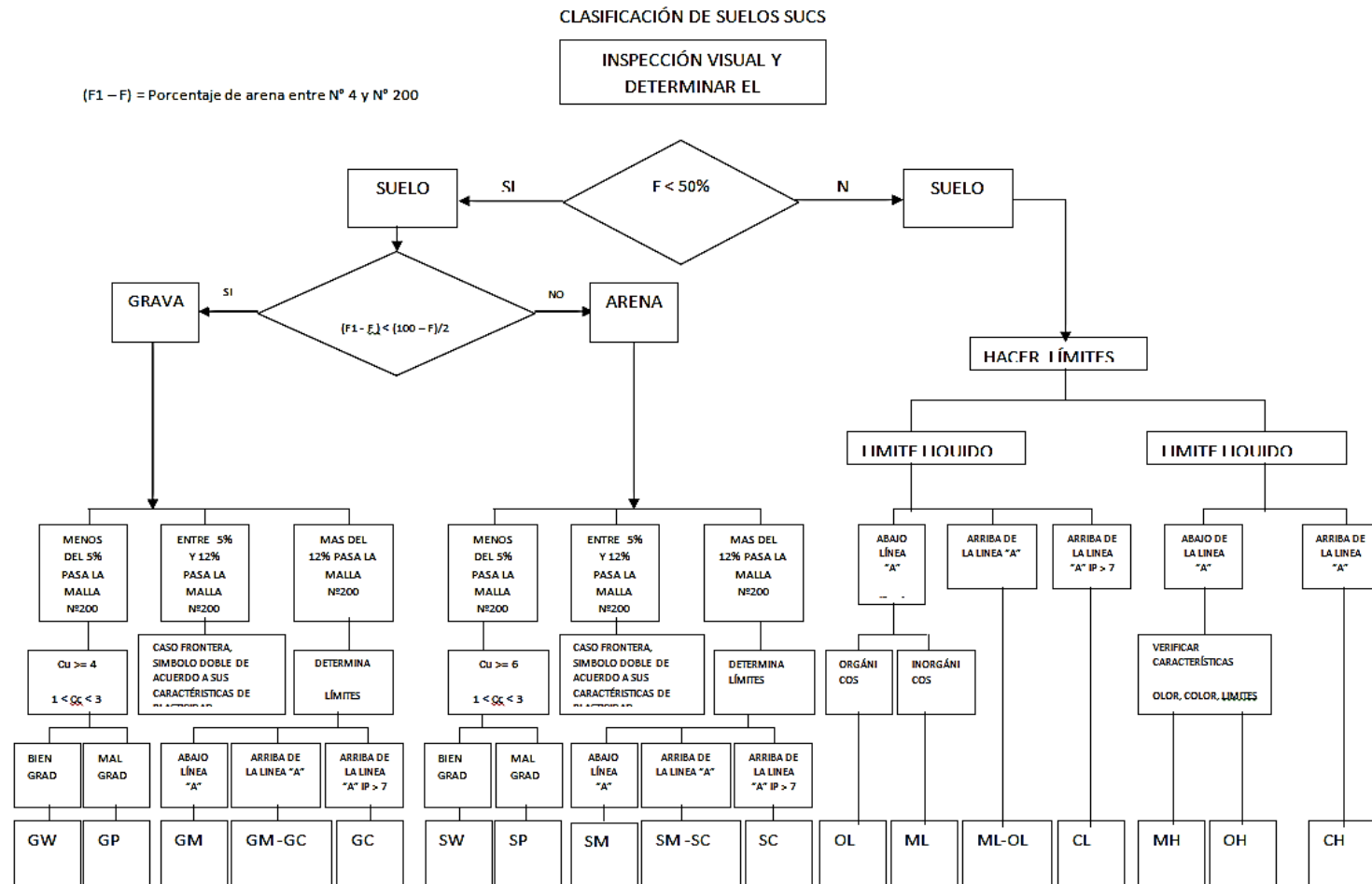


Figura.5. Carta de plasticidad

Fuente: Guía de Laboratorio de suelos, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho

Tabla 5. Clasificación de suelos por el método S.U.C.S.



Fuente: Guía de laboratorio de Suelos, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

C. Redacción del Informe Final

Finalmente se redacta el documento técnico final que, en este informe se encuentra toda la información recabada, los parámetros más importantes y un diagnóstico acerca del comportamiento del terreno².

El estudio de suelos fue realizado y entregado por el Gobierno Autónomo Departamental de Tarija a través de la consultora EOLO S.R.L.

2.2.1.- Como validar el estudio de suelos- El presente estudio que es entregado por la empresa será validado, mediante la comparación de los resultados mostrados al realizar los estudios en el campo y laboratorio, con lo que dice la teoría, para así verificar que dichos resultados cumplan con los parámetros de acuerdo al tipo de suelo que se tenga.

Los parámetros que se tomarán en cuenta para validar el estudio de suelo serán:

- El análisis granulométrico.
- Capacidad portante del suelo

En función de esto se hará la constatación de los datos si estos son consistentes para ser usados en el cálculo.

Ensayo de Penetración Normal (S.P.T.)

Consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma-muestras (cuchara partida) de 45 a 60 cm aproximadamente de largo, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de 140 lb. (33.5 Kg) y una altura de caída de 30 plg. (76,2 cm.). Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda. No es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

2.2.4. Capacidad admisible del suelo de fundación

El cálculo de la capacidad admisible del suelo de fundación, a partir del número de golpes “N” obtenidos en el ensayo SPT. Se puede determinar con la bibliografía Braja M. Das “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” y Terzaghi, K. & Peck “Soil Mechanics in Engineering Practice”. Donde relacionan el número de penetración estándar corregido (N₆₀) con la resistencia al corte no drenado para suelos cohesivos.

² <http://blog.about-haus.com/estudio-de-suelo/>

Número de penetración estándar corregido (N60)

Es importante señalar que hay varios factores que contribuyen a la variación de la cantidad de penetración estándar “N” a una determinada profundidad de perfiles de suelos similares. Estos factores incluyen la prueba de penetración (SPT), la eficiencia de martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y el factor de longitud de la varilla. Los dos tipos más comunes de martillos SPT utilizados en campo son el martillo de seguridad y el martillo de anillos. Comúnmente se dejan caer por una cuerda con dos vueltas alrededor de una polea. Con base en las observaciones de campo parece razonable estandarizar el número estándar de penetración de campo basado en la energía de conducción de entrada y su disipación en torno a la toma de muestras en el suelo circundante.

$$N_{60} = \frac{N * \eta_h * \eta_b * \eta_s * \eta_r}{60} \quad (1)$$

Donde:

N_{60} : número de penetración estándar corregido para condiciones de campo.

N : número de penetración medido.

η_h : eficiencia del martillo (%).

η_b : corrección para el diámetro de la perforación.

η_s : corrección del muestreador.

η_r : corrección para la longitud de la varilla.

Capacidad de carga para cimentaciones superficiales

La capacidad de carga total última se puede determinar con la ecuación propuesta por Meyerhof (1963) usada para cimentaciones superficiales.

$$q_u = cN_c * F_{cs} * F_{cd} * G_{ci} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} * f_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma B N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2)$$

Un factor de seguridad adecuado debe usarse para calcular la capacidad de carga admisible. Para losas sobre arcilla, el factor de seguridad no debe ser menor que 3 bajo carga muerta y carga viva máxima. Sin embargo, bajo las condiciones más extremas, el factor de seguridad debe ser por lo menos entre 1.75 y 2.

2.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se lo realiza considerando: la morfología, funcionalidad y estética, siendo plena responsabilidad del arquitecto.

El diseño arquitectónico es el concepto que se centra en los componentes o elementos de una estructura o sistema y los unifica en un todo coherente y funcional, de acuerdo con un enfoque particular para lograr los objetivos bajo las restricciones o limitaciones dadas.

El diseño también debe ser económico, por este motivo el diseño arquitectónico del proyecto contempla una estructura sencilla, segura y con la funcionalidad requerida para las actividades del personal de educación en la normal de Canasmóro, de esa manera se plasmó la arquitectura del presente proyecto en planos (**ver anexo A.10.** Arquitectura del proyecto.)

2.4. Idealización de las estructuras

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura es necesario idealizar la estructura de manera vinculada y con el sistema de cargas más desfavorable. Los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran a detalle, el análisis de una estructura será más complicado.

El proceso de vincular una estructura real con un sistema posible y con el análisis de carga correspondiente se llama **idealización estructural**.

La infraestructura consiste de todos los elementos necesarios para soportar la estructura. Los componentes básicos son:

2.4.1. Sustentación de la Cubierta

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

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

La idealización de la cubierta está ligada a la arquitectura. La cubierta para el presente proyecto está compuesta por losas planas; según los planos arquitectónicos se tiene una terraza y una losa plana sobre los accesos (gradas).

2.4.2. Sustentación de la edificación

La idealización de la edificación está de acuerdo al criterio del ingeniero, en nuestro caso será una estructura porticada de H°A°. En cuanto a los pórticos de hormigón este es compuesto por dos elementos que son las vigas y las columnas, la viga es un elemento de concreto, que cumple una función de enlazar un amarre longitudinal recta a las columnas, se dice que las vigas reciben cargas de las losas aligeradas y transmiten cargas hacia las columnas, las variadas conexiones entre vigas y columnas constituyen la estructura del edificio, las columnas son elementos que reciben las cargas de las vigas y las transporta a las zapatas, para un mejor soporte en la base de la columna, trabajara en conjunto con la zapata, proyectando mayor seguridad en su extremo inferior, y en conjunto con las vigas permitirán que haya una menor deformación, se tomara como referencia para el diseño de los pórticos la Norma Boliviana NB 1225001.

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

2.4.3. Estructuras complementarias

2.4.3.1 Escaleras

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

Peldaño: Es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama "contrahuella o tabica".

Tramo: Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama desembarco.

Arranque de escalera: Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm. mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm, aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

Cuando el rellano o meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

La Altura de Paso o Escapada: Es la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima: siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m: sólo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm, siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera: a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Las barandillas: Son elementos de protección y seguridad: así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

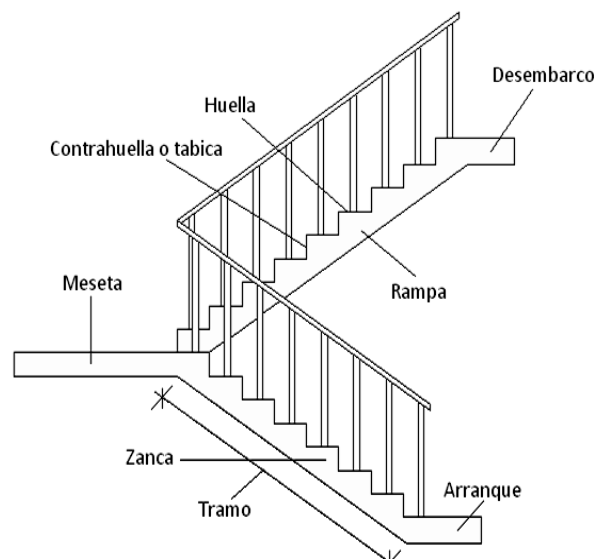


Figura.6. Partes de una escalera

Fuente: Elaboración propia

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en lozas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño de la Norma Boliviana NB 1225001.

2.4.4. Fundaciones

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

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporte una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura. Por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente, se hará referencia para el diseño en la Norma Boliviana NB 1225001.

- Losa Casetonada de poliestireno de casetón perdido.
- Estructura de sustentación de la edificación porticada con elementos estructurales (vigas, columnas) de H°A°.
- Cimentación de H°A° zapata aislada y combinada bajo columna.

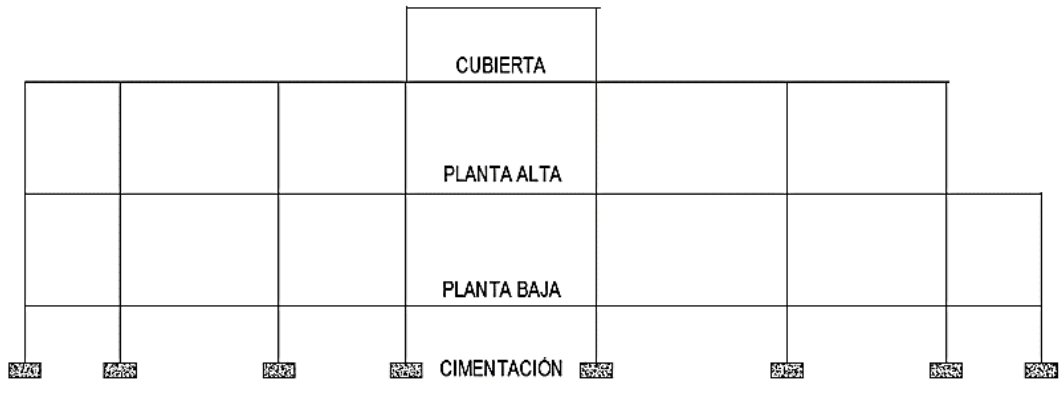


Figura.7. Planteo estructural de la estructura porticada

Fuente: Elaboración propia

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de longitud para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada, para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en diseño a la Norma Boliviana NB 1225001.

2.5 Diseño Estructural

2.5.1 Datos generales del proyecto y Análisis de Cargas

2.5.1.1 Normativa de Diseño

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

Norma NB 1225001-1:2020 – Hormigón estructural.

Norma NB 1225002-1:2019 – Acciones sobre las estructuras.

Norma NB 1225003-1:2022 – Acción del viento.

2.5.2 Análisis de cargas

El análisis de cargas es un procedimiento que permite conocer las cargas que se ejercen sobre los distintos elementos estructurales que integran la construcción debido a su

funcionamiento. Es decir, las cargas muertas y variables que en ella actúan durante la operación usual del edificio.

2.5.2.1 Cargas muertas (D)

Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo, salvo el caso de reforma del edificio. Se descompone en peso propio y carga permanente.

Carga muerta de peso propio (DG)

Es la carga debida al peso de los elementos resistentes. Constituye parte de la carga muerta.

Carga muerta permanente (DP)

Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, pisos, mampostería, instalaciones fijas y otros elementos de presencia permanente y que no son la estructura resistente.

2.5.2.2. Cargas variables

Las cargas variables en estructuras son aquellas que pueden cambiar en el tiempo y que no son constantes, a diferencia de las cargas muertas que son constantes y predecibles. Algunas de las cargas variables más comunes incluyen: Carga viva, carga de nieve, carga de viento, carga de fluido, carga del terreno.

Cargas vivas (L)

Cargas debidas a la ocupación y uso o servicio que presta la estructura debida al peso de todos los objetos y/o personas que puedan gravitar por el servicio que prestarán en su explotación e incluso durante la ejecución. Por ejemplo: peso de personas y muebles en edificios, mercaderías en depósitos, vehículos en puentes, etc.

Tabla 6. Sobrecargas de servicio (L)

TIPO DE SERVICIO	Sobrecargas	
	Uniforme en kPa (kN/m ²)	Concentrada en kN
OFICINAS		
Uso para oficina	3,0	9,0

Salas de archivo	5,0	
Áreas de cafetería	5,0	
Corredores y escaleras	4,0	
Uso para computación	4,0	9,0

Fuente: NB 1225002, Acciones sobre las estructuras.

Sobrecarga de viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión).

El parámetro principal es la velocidad de viento, que se debe determinar en función a la zona de emplazamiento de la obra. Este valor se puede obtener de registros históricos de velocidad de viento en el lugar.

El procedimiento de diseño que nos propone la Norma Boliviana NB 1225003, para calcular la presión del viento es la siguiente:

- Se determina la velocidad básica del viento “ V ” y el factor de direccionalidad K_d .
- Se determina un factor de importancia I .
- Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda.
- Se determina un factor topográfico K_{zt} .
- Se determina un factor de efecto de ráfaga G o G_f , para estructuras rígidas se toma $G = 0,85$, caso contrario se puede recurrir al Anexo B de esta Norma.
- Se determina una clasificación de cerramiento de acuerdo con el artículo.
- Se determina el coeficiente de presión interna G_{Cpi} , de acuerdo con el tipo de estructura.
- Se determina la presión dinámica q_z o q_h , según corresponda.

$$q_z = 0.613 K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad (3)$$

Donde:

Kd = factor de direccionalidad del viento.

Kz = coeficiente de exposición para la presión dinámica.

Kzt = factor topográfico.

Qz = presión dinámica calculada a la altura z.

V = velocidad básica m/s.

I = factor de importancia.

- Se determinan los coeficientes de presión externa Cp o GCpf, o los coeficientes de fuerza Cf, según corresponda.
- Se determina la carga de viento de diseño P.

$$p = q_z G C_p - q_h (G C_{pi}) \left[N/m^2 \right] \quad (4)$$

Acción del terreno

Es la producida por el empuje activo o el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

Para el correcto diseño de estructuras de contención como muros o estructuras similares, se hace indispensable estimar las presiones laterales que genera el terreno sobre estas, con el fin de garantizar un correcto funcionamiento y la estabilidad del talud.

El suelo ejerce sobre el muro, unas fuerzas que tiende a desestabilizarlo, estas fuerzas son las que se conocen como empujes de tierra y su valor cambia de acuerdo a las condiciones que este posea, como parámetros del suelo y condiciones de drenaje.

Los empujes sobre el muro pueden ser de los siguientes:

- Empuje Activo: El terreno empuja al muro permitiéndose las suficientes deformaciones en la dirección del empuje para llevar al terreno a su estado de rotura. Es el caso habitual cuando se desarrolla una ‘acción’ del terreno.
- Empuje al reposo: El terreno empuja, pero el muro no sufre apenas deformaciones, es decir, son nulas o despreciables. El valor del empuje es mayor que el activo.

- Empuje pasivo: Cuando el muro se desplaza contra el terreno, lo comprime y éste reacciona. Es siempre una ‘reacción’. Su valor es mucho mayor que el activo.

2.5.3 Estructura de Sustentación de cubierta

La principal función de una cubierta es evitar la entrada de agua al espacio habitable, pero también desempeña un papel importante en la protección térmica. La cubierta para el presente proyecto es de losa (cubierta plana) en toda la estructura, se diseña de acuerdo a la Norma Boliviana NB 1225001:2020 analizando las cargas más desfavorables que se puedan tener.

2.5.4 Estructura de Sustentación de la edificación

La estructura porticada de hormigón armado se diseña y analiza de acuerdo a la Norma Boliviana NB 1225001.

2.5.4.1. Consideraciones para el diseño de los elementos de hormigón armado

2.5.4.1.1. Hormigón armado

Resistencia especificada a la compresión del hormigón

La resistencia a la compresión del hormigón (f'_c) es la característica mecánica más importante de un hormigón. Su determinación se efectúa mediante el ensayo de probetas cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), este es un valor con un 95% de probabilidad que ocurra.

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, en probetas cilíndricas normales.

Resistencia nominal

Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de la norma NB 1225001, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

La resistencia nominal se calcula utilizando los valores nominales especificados de las resistencias de los materiales y de las dimensiones. El subíndice “n” se emplea para referirse a las resistencias nominales, por ejemplo, resistencia nominal a carga axial P_n , resistencia nominal a momento M_n y resistencia nominal a cortante V_n .

Resistencia de diseño

La resistencia de diseño es igual a la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

Tabla 7. Factores de reducción de resistencia ϕ

Acción o elemento estructural		ϕ
a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9
b)	Cortante	0.75
c)	Torsión	0.75
d)	Aplastamiento	0.65
e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85
f)	Cartelas y ménsulas	0.75
g)	Bielas, tirantes, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método biela- tirante	0.75
h)	Componentes de conexiones de elementos prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9
i)	Elementos de hormigón simple	0.6
j)	Anclajes en elementos de hormigón	0.45 a 0.75

Fuente: NB 1225001:2020

Resistencia requerida

Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas.

Se utiliza el subíndice “u” para denominar las resistencias requeridas, por ejemplo, resistencia requerida a carga axial P_u , resistencia requerida a momento M_u y resistencia requerida a cortante V_u , calculadas a partir de las cargas y fuerzas mayoradas aplicadas.

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño $\geq$ Resistencia requerida

Por ejemplo:

$$\phi P_n \geq P_u \qquad \phi M_n \geq M_u \qquad (5)$$

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \phi T_n \geq T_u \qquad (6)$$

Donde:

- ϕ : Factor de reducción de resistencia
- P_n : Resistencia nominal a carga axial
- P_u : Resistencia requerida a carga axial
- M_n : Resistencia nominal a momento
- M_u : Resistencia requerida a momento
- V_n : Resistencia nominal a cortante
- V_u : Resistencia requerida a cortante
- T_n : Resistencia nominal a torsión
- T_u : Resistencia requerida a torsión

Resistencia especificada a la fluencia del acero

Resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia de la armadura. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las normas ASTM aplicables.

Principalmente los aceros resistentes a la fluencia se refieren al límite elástico del acero que es la cantidad de tensión que debe soportar una pieza de este material para conseguir una deformación plástica.

2.5.4.1.2. Combinaciones de cargas

La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las siguientes ecuaciones.

Estructura vacía:	$U = 1.4(D + F)$
Estructura con sobrecargas:	$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Estructura de cubierta:	$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.80W)$
Acción de viento:	$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Acción de viento + empujes de suelo	$U = 0.9D + 1.0W + 1.6H$

Donde:

- D : Cargas muertas.

- F: Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.
- H: Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.
- L: Cargas vivas.
- Lr: Cargas vivas de cubierta.
- R: Cargas por lluvia.
- S: Cargas por nieve.
- T: Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.
- U: Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.
- W: Carga por viento.

2.5.4.2. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitados principalmente a flexión.

En cualquier sección transversal existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales a la sección. Las componentes normales a la sección son los esfuerzos deflexión (tensión en un lado del eje neutro y compresión en el otro), su función es la de resistir el momento flector que actúa en la sección. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes.

Las vigas se dimensionan generalmente considerando una altura del orden de:

$$\frac{L}{10}; \frac{L}{12} \quad (7)$$

Donde “L” es la longitud entre ejes de columna.

La norma nos recomienda unas alturas mínimas de vigas no pretensadas.

Tabla 8. Altura mínima de vigas no pretensadas

Condiciones de apoyo	h mínimo
Simplemente apoyadas	L/16
Un externo continuo	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21

En voladizo	L/8
-------------	-----

Fuente: NB 1225001:2020

La tabla anterior es aplicable para hormigón de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Para otros casos el h mínimo cuando f_y es distinto de 420 MPa, debe multiplicarse por:

$$\left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (8)$$

2.5.4.2.1. Diseño a flexión

Una sección rectangular es toda sección cuya área sometida a compresión es un rectángulo.

Una sección de viga simplemente armada es aquella que posee acero de refuerzo únicamente en la zona donde se evidencian tracciones por flexión.

Fuerza de compresión:

$$C = 0.85 * f'_c * a * b \quad (9)$$

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón

a: alto de la viga

b: ancho de la viga

Fuerza de tracción:

$$T = A_s * f_y \quad (10)$$

Donde:

T: Fuerza de tracción

A_s : Área del acero

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del acero

La cuantía necesaria será:

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right) \quad (11)$$

Donde:

ρ : cuantía del refuerzo

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del acero

M_u : Momento mayorado en la sección

ϕ : Factor de reducción de resistencia

b : Ancho del alma

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de las armaduras longitudinal en tracción

El área de acero necesaria se determina:

$$A_s = \rho * b * d \quad (12)$$

Donde:

ρ : Cuantía geométrica de la armadura

b : Ancho de la cara

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de las armaduras longitudinal en tracción

Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s(min)}$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.

El área de acero mínima debe ser el mayor entre:

$$A_{s(min)} = \frac{1}{4} * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (13)$$

$$A_{s(min)} = \frac{4}{3} * A_s, \text{ cuando } A_s < A_{s(min)} \quad (14)$$

El espaciamiento mínimo entre barras, debe ser el mayor de:

$$S_{min} = \left\{ \begin{array}{c} 2.5 \text{ cm} \\ d_b \\ \frac{4}{3} * d_{agg} \end{array} \right\} \quad (15)$$

d_b : Diámetro del refuerzo longitudinal

d_{agg} : Tamaño nominal máximo del agregado grueso

2.5.4.2.2. Diseño a cortante

El esfuerzo cortante es el segundo esfuerzo predominante en las vigas. El objeto del cálculo a esfuerzo cortante es proporcionar una seguridad razonable frente a estos distintos tipos de rotura.

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos y barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón solo puede resistir el esfuerzo cortante sin necesidad de armadura.

La fisura inclinada más cercana al apoyo de la viga se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo y alcanza la zona de compresión a una distancia de aproximadamente “d” medida desde la cara del apoyo.

$$V_u \leq \phi * V_n \quad (16)$$

En un miembro sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma del hormigón. En un miembro con refuerzo para cortante, se supone que una parte de la resistencia a cortante la proporciona el hormigón y el resto el acero para cortante.

$$V_n = V_c + V_s \quad (17)$$

$$V_u = \phi * (V_c + V_s) \rightarrow \phi = 0.75 \quad (18)$$

Donde:

V_u : Cortante último de diseño

V_n : Resistencia nominal a cortante

V_c : Resistencia a cortante del hormigón

V_s : Resistencia a cortante del acero transversal

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la siguiente ecuación

$$V_u \leq \phi * (V_c + 0.66 * \sqrt{f'_c} * b * d) \quad (19)$$

Para elementos no pretensados V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b * d \quad (20)$$

Donde:

λ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón de peso liviano, relativa a los hormigones de peso normal de igual resistencia a la compresión.

A menos que se realice un cálculo más detallado se calcula a partir de la siguiente tabla.

Tabla 9. Método detallado para calcular V_c

$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b \cdot d$	(a)
	$\left(\frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \cdot \rho_w \right) b \cdot d$	(b)
	$0.29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$	(c)

Nota: En la tabla se presentan las ecuaciones para el cálculo de la resistencia a cortante del hormigón.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001:2020

Si $V_u < \phi * V_c$, la pieza resiste, necesita refuerzo mínimo

La resistencia a cortante V_s para el acero transversal, se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (21)$$

$$A_v = N^{\circ} \text{ramas} * A_b \quad (22)$$

A_b : Área de la barra a utilizar

A_v : Área de refuerzo

S : separación de barras de acero

El área mínima por refuerzo para cortante en vigas, debe considerarse el mayor de:

$$\frac{A_{v.min}}{s} = \frac{\sqrt{f'_c} * b}{16 * f_{yt}} \quad (23)$$

A_v : Área mínima de refuerzo

f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del estribo

$$\frac{A_{v.min}}{s} = 0.35 * \frac{b}{f_{yt}} \quad (24)$$

La separación máxima entre estribos, debe ser menor a:

$$\frac{d}{2} \text{ o } 600 \text{ mm}$$

Siempre y cuando

$$V_s \leq 0.33 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (25)$$

En caso de ser mayor, se considera como separación máxima

$$\frac{d}{4} \text{ o } 300 \text{ mm}$$

2.5.4.3. Diseño de columnas

Las columnas son aquellos elementos verticales que soportan fuerzas de compresión y flexión, encargados de transmitir todas las cargas de la estructura a la cimentación; es decir, son uno de los elementos más importantes para el soporte de la estructura, por lo que su construcción requiere especial cuidado.

Las columnas son diseñadas con una sección y refuerzo según los esfuerzos que debe resistir, generalmente repartiendo el esfuerzo longitudinal simétricamente en la cara de la sección, para no causar excentricidades en el elemento.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos.

Las barras longitudinales constituyen la armadura longitudinal y están cargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados. Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas y contribuir a resistir esfuerzos cortantes.

Para el predimensionado de columnas, Antonio Blanco Blasco propone la siguiente ecuación.

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{n * f'_c} \quad (26)$$

Donde:

P: Carga en servicio

n: 0,45 para columnas centrales

n : 0,35 para columnas esquineras

2.5.4.3.1. Diseño de columnas

La normativa que rige el diseño estructural de los miembros que conforman una estructura de concreto reforzado, está conformada por la Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001:2020.

Acero de refuerzo longitudinal

Tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras.

Las armaduras no deben estar separados a más de 30 cm.

Dependiendo de la excentricidad de la carga algunas barras estarán en compresión y otras en tracción.

La armadura mínima debe ser el 1% y la máxima el 8%.

Acero de refuerzo transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

La separación “s” entre planos de cercos o estribos debe ser menor a:

$$s = 12 * d_b \quad (27)$$

$$s = 36 * d_{bt} \quad (28)$$

$$s = \text{menor dimension de la sección}$$

Donde:

d_b : Diámetro nominal de una barra

d_{bt} : Diámetro nominal la barra transversal

Diagrama de interacción

El diagrama de interacción de columnas es una representación gráfica que muestra la capacidad resistente de una columna en función de la carga axial y el momento flector que actúan sobre ella. Este diagrama se utiliza para analizar el comportamiento de una columna ante cargas combinadas de compresión axial y momento flector.

En el diagrama de interacción, el eje vertical representa la carga axial y el eje horizontal representa el momento flector. La curva que se traza en el diagrama indica los valores límite de la carga y el momento que la columna puede soportar sin que se produzca un fallo.

El uso del diagrama de interacción de columnas es común en el diseño estructural de edificios y otras estructuras, ya que permite determinar la capacidad resistente de la columna ante diferentes combinaciones de carga axial y momento flector, lo que permite seleccionar la sección transversal y la armadura adecuadas para garantizar la seguridad y la estabilidad de la estructura.

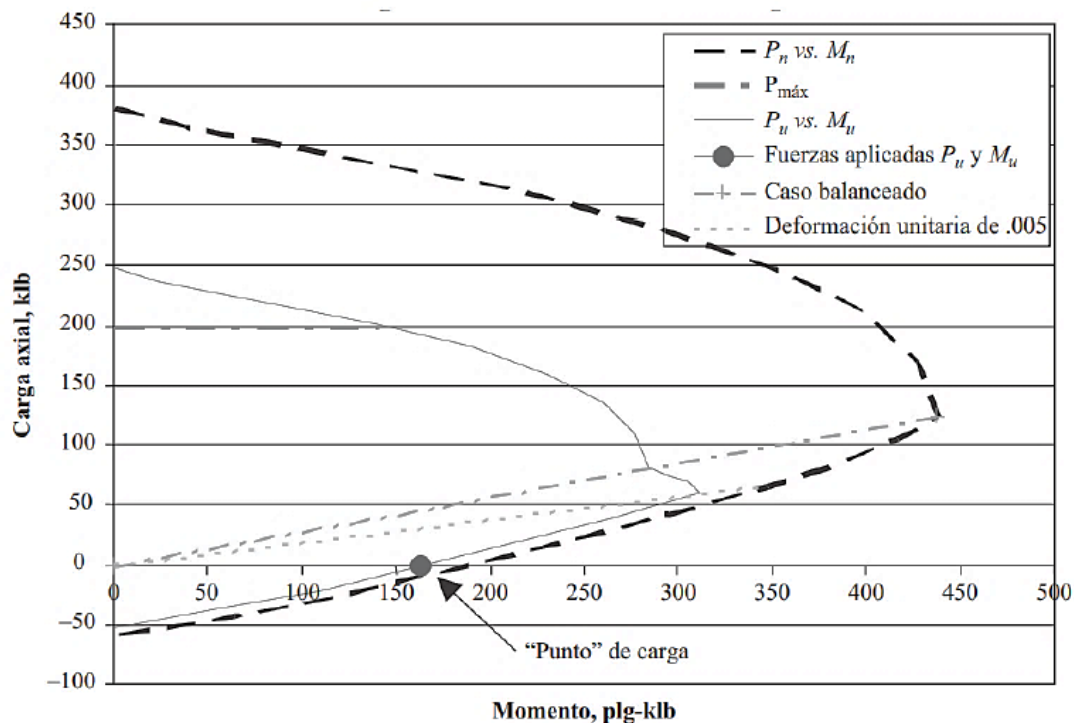


Figura.8. Diagrama de interacción columna rectangular

Nota: En la figura se presenta el diagrama de interacción para columnas rectangulares, la cual es diferente para distintas secciones y porcentajes de acero.

Fuente: Jack C. McCormac – Russel H. Brown, Diseño de concreto reforzado.

La columna es capaz de resistir cualquier combinación de valores que estén dentro de la curva. Para distintos porcentajes de acero se tienen curvas diferentes.

Procedimiento para elaborar el diagrama de interacción

El diagrama de interacción es una herramienta importante en el diseño de columnas de hormigón armado y se utiliza para evaluar el comportamiento de la columna bajo cargas axiales y momentos flectores. A continuación, se presenta un procedimiento general para construir el diagrama de interacción:

- Calcular la carga axial máxima P_u que puede soportar la columna sin tomar en cuenta la resistencia a flexión. Esto se puede hacer utilizando las ecuaciones de resistencia a la compresión.
- Calcular el momento flector máximo M_u que puede soportar la columna sin tomar en cuenta la resistencia a la compresión. Esto se puede hacer utilizando las ecuaciones de resistencia a la flexión.
- Dibujar el eje vertical del diagrama de interacción para representar la carga axial de la columna. El eje vertical se etiqueta como " P_u " y se mide en unidades de fuerza.
- Dibujar el eje horizontal del diagrama de interacción para representar el momento flector de la columna. El eje horizontal se etiqueta como " M_u " y se mide en unidades de momento.
- En el diagrama, trazar la curva que representa la resistencia nominal de la sección transversal de la columna. La resistencia nominal es la resistencia máxima teórica de la sección transversal y se puede calcular utilizando las ecuaciones de resistencia a la compresión y a la flexión.
- Identificar el punto A en la curva de resistencia nominal que corresponde a la carga axial máxima P_u . Trazar una línea vertical desde este punto hasta el eje horizontal.

- Identificar el punto B en la curva de resistencia nominal que corresponde al momento flector máximo M_u . Trazar una línea horizontal desde este punto hasta el eje vertical.
- El punto de intersección entre las líneas trazadas en los dos pasos anteriores representa la carga axial y el momento flector máximos que la columna puede soportar antes de fallar.
- Trazar una línea curva desde el punto A hasta el punto B para representar el comportamiento de la columna bajo cargas combinadas de axial y flexión.
- El diagrama de interacción está completo y puede ser utilizado para evaluar la capacidad de carga de la columna bajo cargas axiales y momentos flectores combinados.

Diseño a cortante

$$V_n = V_c + V_s \quad (29)$$

$$V_u = \phi * (V_c + V_s) \rightarrow \phi = 0.75 \quad (30)$$

Donde:

V_u : Cortante último de diseño

V_n : Resistencia nominal a cortante

V_c : Resistencia a cortante del hormigón

V_s : Resistencia a cortante del acero transversal

ϕ : Factor de reducción de resistencia

Para elementos sometidos a compresión axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} + \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g} \right) b * d \quad (31)$$

si $V_u < \phi \cdot V_c$, la pieza resiste, necesita refuerzo mínimo

Donde:

λ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón de peso liviano, relativa a los hormigones de peso normal de igual resistencia a la compresión.

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal,

A_g : Área bruta de la sección

La resistencia a cortante V_s para el acero transversal, se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (32)$$

$$A_v = N^{\circ} ramas * A_b \quad (33)$$

A_b : Área de la barra a utilizar

A_v : Área de la armadura de cortante

El área mínima por refuerzo para cortante en columnas, debe considerarse el mayor de:

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{\sqrt{f'_c} * b}{16 * f_{yt}}; 0.35 * \frac{b}{f_{yt}} \quad (34)$$

La separación máxima entre estribos, debe ser menor a:

$$s = 12 * d_b$$

$$s = 36 * d_{bt}$$

$$s = \text{menor dimensión de la sección}$$

Donde:

d_b : Diámetro nominal de una barra

d_{bt} : Diámetro nominal la barra transversal

2.5.5. Estructuras complementarias (escaleras)

Se puede definir el sistema de escaleras de una edificación como parte integral de la estructura que se encarga de conectar un punto con otro dentro de la misma estructura a diferentes cotas de nivel.

Las escaleras son elementos estructurales singulares, esto quiere decir que tiene un procedimiento especial de cálculo y que se calculan en forma independiente al conjunto, pero esto no quiere decir que se obvié sus efectos que se transmiten a la estructura en su conjunto.

Las escaleras cumplen con la función de brindar acceso de un nivel a otro, se las puede clasificar de muchas formas, la cual nos interesa bastante ya que define la forma de calcular al elemento, según su tipología se las clasifica en:

- Escaleras de elementos lineales
- Escaleras de elementos especiales

Debido a su inclinación y poca luz, estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños.

La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte, se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

2.5.5.1. Procedimiento de cálculo

Al tratarse de una escalera autoportante, éstas son estructuras independientes que no requiere soportes laterales ni fijación a la pared. Entonces, se las idealiza como un pórtico, y se calcula en dos estados, empotrado – empotrado y apoyado – apoyado, para poder determinar las solicitaciones mayores negativas y positivas.

Obtenemos el momento máximo positivo M_u y calculamos el refuerzo necesario.

- Cálculo de la armadura necesaria

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right) \quad (35)$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (36)$$

Donde:

ρ : Cuantía geométrica de la armadura

Mu: Momento mayorado en la sección

- Disposición de la armadura

Asumimos un diámetro de la armadura y calculamos la separación entre barras, por medio de la siguiente ecuación:

$$s = 100 * \frac{A_{var}}{A_{s.cal}} \quad (37)$$

Dónde:

s: Separación entre barras

Avar: Área de acero de la varilla

- Armadura mínima

Debe colocarse un área mínima de armadura a flexión de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla 10. Armadura mínima para losas en una dirección

Tipo de armadura	f_y (MPa)	$A_{s.min}$
Barras corrugadas	< 420	$0,020 \cdot A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldado	≥ 420	$\frac{0,018 \cdot 420}{f_y} A_g$
		$0,0014 \cdot A_g$

Nota: En la tabla nos indican el área mínima de armadura a flexión para losas macizas, que varía dependiendo de la resistencia a fluencia del acero.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001:2020.

El espaciamiento de la armadura requerida no debe ser mayor a 300 mm.

- Revisión por cortante

Se debe verificar que:

$$\phi * V_c > V_u \quad (38)$$

Si se cumple, no se requerirá refuerzo por cortante (estribos).

2.5.6. Fundaciones

La fundación es el elemento estructural encargado de transmitir una carga al suelo o roca donde se encuentra la estructura. Esta parte de la estructura comúnmente está por debajo del nivel del terreno y transmite la carga directamente a un estrato resistente.

Una losa de cimentación es un elemento que se acostumbra que sea rígido, abarcando toda el área de la estructura y soportando las cargas transmitidas por las columnas y los muros. Estas son comunes en suelos con baja capacidad de soporte o cuando se requiere restringir los asentamientos diferenciales. La rigidez de la losa es proporcionada por el conjunto de vigas y losas.

Este tipo de fundación puede estar compuesto por dos elementos, la losa y las vigas de amarre. La función de las vigas es dar rigidez a la losa para transmitir las cargas al suelo, uniformemente. Además de resistir determinadas cargas si fue necesario (momento, cortante).

El análisis y diseño de una losa de cimentación se realiza determinando las acciones que se presentan en el centroide del área del cimiento, sin ser afectadas por coeficientes de amplificación.

Con esto se debe verificar que la capacidad de soporte del suelo sea mayor o igual a los esfuerzos que genera la estructura ($q_{adm} \geq q_{m\acute{a}x}$), esto determina el área requerida.

Las losas sobre el terreno que transmiten cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al suelo, deben diseñarse y construirse de acuerdo con las disposiciones aplicables de la norma NB 1225001:2020.

El área mínima de la base de la fundación debe calcularse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la fundación al suelo y de la capacidad portante admisible definida con base en principios de mecánica de suelos.

2.5.6.1.1. Diseño a flexión

Se calcula el área necesaria para un momento mayorado (M_u)

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2}} \right) \quad (39)$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (40)$$

Definida el área necesaria por metro lineal, se procede a calcular el espaciamiento del refuerzo, iterando el número de la varilla a utilizar, por medio de la siguiente ecuación:

$$s = 100 * \frac{A_{var}}{A_{s.cal}} \quad (41)$$

Donde:

S : Separación entre varillas (cm).

A_{var} : Área de acero de la varilla (cm²).

$A_{s.cal}$: Área de acero calculado (cm²).

Conocida la separación teórica de las armaduras, esta debe ser comparada con las separaciones máximas definidas por la norma.

2.5.6.1.2. Comprobación a corte en dos direcciones (punzonamiento)

Las losas deben ser evaluadas para cortante en dos direcciones en la proximidad de columnas, de cargas concentradas y de zonas de reacción en las secciones críticas.

El cortante en dos direcciones debe ser resistido por una sección con una altura “d” y un perímetro crítico supuesto b_o que se extiende completa o parcialmente alrededor de la columna, carga concentrada o área de reacción.

Tabla 11. Cálculo de la resistencia a cortante en dos direcciones

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

Nota: En la tabla se muestran las ecuaciones para calcular la resistencia a cortante en dos direcciones.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001:2020

β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna.

α_s : 40 para columnas interiores

α_s : 30 para columnas de borde

α_s : 20 para columnas en esquina

b_o : Perímetro de la sección crítica para cortante

Para elementos en dos direcciones con armadura a cortante (estribos), el valor de v_c calculado en las secciones críticas no debe exceder el siguiente valor:

$$V_{c.max} = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{6} \quad (42)$$

λ = Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón de peso liviano, relativa a los hormigones de peso normal de igual resistencia a la compresión,

El v_u máximo para elementos en dos direcciones con armadura a cortante, es:

$$V_u = \frac{\phi * \sqrt{f'_c}}{2} \quad (43)$$

ϕ = Factor de reducción de resistencia

2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas definen los requerimientos detallados para cada trabajo en cuanto a materiales, equipos y calidad de la mano de obra que serán incorporados dentro del proyecto. De igual forma, describen los procedimientos que deben seguirse dentro de la construcción de dicho proyecto, es decir, detallan la ejecución del trabajo que se realizan en campo. Las especificaciones son el único documento que señala las obligaciones de la administración del proyecto durante su construcción, ya que la mayoría de tareas administrativas que el residente del proyecto realiza se encuentran dentro de las condiciones generales, que son parte de las especificaciones técnicas.

2.6.2 Cálculos Métricos

Por medio del cálculo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- a.- establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- b.- determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cálculo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas; computar es entonces medir, computo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

La planilla de cálculos métricos que se usa para el proyecto es como la siguiente tabla.

Tabla 12. Planilla de cómputo métrico.

Nº	ACTIVIDAD	UNID.	DIMENSIONES			Nº DE VECES	AREA/VOL.	TOTAL PARCIAL	TOTAL
			LARGO	ANCHO	ALTO				
1									
2									
3									
n.									

Fuente: Elaboración propia.

2.6.3 Precios unitarios

El precio unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice. Así mismo, unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago. El concepto de trabajo o concepto de obra, podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente para fines de medición y pago. Para estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico. En la formación de la estructura de costos y la determinación de un ítem intervienen los factores que se detallan y obedecen a la estructura de la siguiente tabla.

Tabla 13. Componentes de la estructura de costos.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto:	
Ítem N°:	
Actividad:	
Cantidad:	
Unidad:	
Moneda:	

MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL

1					
2					
TOTAL DE MATERIALES:					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
2					
N					
SUBTOTAL MANO DE OBRA:					
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra)				55%	
Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales)				14,94%	
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos:					
TOTAL DE MANO DE OBRA:					
EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
N					
Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)			5%		
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					
GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3					
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
UTILIDAD					
UTILIDAD=% DE 1+2+3+4					
TOTAL UTILIDAD					
IMPUESTOS					
IMPUESTOS IT=% DE 1+2+3+4+5					
TOTAL IMPUESTOS					
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6					

TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)

Fuente: SICOES, de acuerdo al Documento Base de Contratación para Contratación de Obras.

Los parámetros de los precios unitarios son:

- a) **Costos directos.** - El costo directo del precio unitario de cada ítem incluyen todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad. El costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad y son: Materiales, mano de obra y maquinaria, equipo.
- b) **Costos indirectos.** Son la suma de aquellos gastos que por su naturaleza son de aplicación a las obras ejecutadas en un determinado tiempo; estos son: Gastos generales, utilidad e impuestos.

1.- Materiales. Es el costo de materiales puesto en obra y con factura.

2.- Mano de Obra. Es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone por categorías de personal tales como capataces, albañiles, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Dentro de la mano de obra se incluyen las cargas sociales que son un porcentaje que se toma sobre la mano de obra. Según Decreto Supremo 27328, varía entre 50-71.18%. Estos porcentajes de carga sociales es la sumatoria de varias incidencias como ser:

- Incidencia por inactividad.

Tabla 14. Incidencia por inactividad.

DESCRIPCION	JORNALES/AÑO CANCELADOS
Domingos	52
Feridos legales	10
Enfermedad	2
Ausencias justificadas	2
Lluvias y otros	2
Día del constructor	1
TOTAL	69
Días del año	365
Incidencia	69 días/365 días
Incidencia por inactividad	18.90%

Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.

- Incidencia de los beneficios.

Tabla 15. Incidencia de los beneficios.

DESCRIPCION	JORNALES/AÑO CANCELADOS
Aguinaldo	30
Indemnización anual	30
Vacación	15
Desahucio	0
Prima	0
TOTAL	75
Días del año	365
Incidencia por beneficios	20,55%

Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.

- Incidencia de los subsidios.

Tabla 16. Incidencia de los subsidios.

DESCRIPCION	Bs/MES SAL. MIN	DURACION MESES	PORCENTAJE OBREROS	Bs. ANUAL/OBRERO
Prenatalidad	2250	5	5%	562.5
Natalidad	2250	1	5%	112.5
Lactancia	2250	12	5%	1350
Sepelio	2250	1	1%	22.5
TOTAL				2047.5
MANO DE OBRA	Bs/MES SALARIO/DIA	DURACION MESES	PORCENTAJE OBREROS	SALARIO PONDERADO/MES
Peón	75	2250	40%	900
Ayudante	80	2400	25%	600
Albañil	100	3000	30%	900
Especialista	110	3300	5%	165
TOTAL		10950	100%	2565
Salario anual ponderado		30780		
Incidencia por subsidio		6.65%		

Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.

- Aportes a entidades.

Tabla 17. Incidencia por aportes.

DESCRIPCION	PATRONAL
Cajas de Salud	10.00%
INFOCAL	1.00%
Vivienda	2.00%
Seguro de Riesgo Profesional (AFP)	1.71%
TOTAL	14.71%

Incidencia por aportes	14.71%
-------------------------------	---------------

Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.

- Seguridad industrial e higiene

Tabla 18. Seguridad industrial e higiene.

DESCRIPCION	USO ANUAL/ OBRERO	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL OBRERO
Botas de goma	20%	80.00	16,00
Guantes de cuero	200%	15.00	30,00
Cascos	100%	40.00	40,00
Botiquín	1%	110.00	1,10
Guantes de goma	10%	30.00	3,00
Botines de seguridad	100%	180.00	180,00
Overol	100%	70.00	70,00
Protectores auditivos (de inserción)	30%	10.00	3,00
Cinturón de seguridad (arneses)	5%	440.00	22,00
Respiradores	5%	230.00	11,50
Antiparras	20%	20.00	4,00
TOTAL			380,60
Salario anual ponderado			30.600
Incidencia por seguridad e higiene			1,24%

Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.

- Incidencia por antigüedad.

Tabla 19. Incidencia por antigüedad.

Porcentaje sobre 3 salarios mínimos (hasta 4 años)	5%
Salario mínimo	2250
Porcentaje de obreros beneficiarios	4%
Incidencia por antigüedad	0.15%

Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.

Resumen de las incidencias

Tabla 20. Resumen de incidencias.

Incidencia por inactividad	18.90%
Incidencia por beneficios	20.55%
Incidencia por subsidio	6.65%
Incidencia por aportes	14.71%
Incidencia por seguridad industrial e higiene	1.24%
Incidencia por antigüedad	0.15%
Total incidencias por beneficios sociales	62.20%

Fuente: Elaboración Propia.

Las cargas sociales son 62.20 % del subtotal de mano de obra.

Impuestos IVA sobre mano de obra. El impuesto al valor agregado, según impuestos nacionales es 14.94 %. En el análisis de precios unitarios el IVA es el 14.94% de suma del subtotal de mano de obra más cargas sociales.

3.- Maquinaria, equipo y herramientas. Es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando. Este insumo es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra, se toma el 5% del total de mano de obra.

4.- Gastos generales y administrativos. Dependen de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable, sin embargo, algunos de los factores a considerar son los siguientes: costos de propuestas y contratos, gastos administrativos, gastos profesionales y especiales, aportes a entidades o costos fijos, riesgos e imprevistos. Se toma el 10% de la suma del material más mano de obra, más maquinaria.

5.- Utilidad. Es el beneficio o ganancia de la empresa por la ejecución de la obra. Se asume como referencia un porcentaje del 10% de los puntos (1+2+3+4) como se muestra en la tabla 2.10.

6.-Impuestos. El Impuesto a las Transacciones (IT) tiene una alícuota de 3.09% de (1+2+3+4+5) como se muestra en la tabla 2.10.

2.6.4 Presupuesto

Algunas definiciones de presupuestar:

- Es la predicción monetaria que representa realizar una actividad o tarea determinada.
- Cálculo aproximado del costo de una obra.
- Es la expresión en cifras monetarias del programa de trabajo previsto en un proyecto.
- Es el monto que se autoriza como apropiación para invertir en la materialización de un proyecto específico.
- El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra, o de una de sus partes.

Sea que se trate de una valoración rápida o del análisis analítico para una cotización formal, toda estimación de valores se basa en la experiencia del calculista, en su información actual y en su capacidad de comparar.

2.6.5 Planeamiento y cronograma

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

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se puede programar y controlar una obra. Partiendo de aquí se puede entender como planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para realización del proyecto.

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

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

- Diagrama de barras o de GANTT
- Método de la Ruta Crítica (Critical Path Method, CPM)
- PERT (Program Evaluation Review Technique)

Para el presente proyecto se realiza la técnica del diagrama de barras o de GANTT que es una herramienta útil para planificar proyectos. Al proporcionarte una vista general de las tareas programadas, todas las partes implicadas se sabe qué tareas tienen que completarse y en qué fecha. Un diagrama de Gantt muestra: La fecha de inicio y finalización de un proyecto, qué tareas hay dentro del proyecto, quién está trabajando en cada tarea, la fecha programada de inicio y finalización de las tareas, una estimación de cuánto llevará cada tarea, cómo se superponen las tareas y/o si hay una relación entre ellas.

CAPITULO III

INGENIERÍA DEL

PROYECTO

CAPITULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis del levantamiento Topográfico

Según lo señalado en el marco teórico, el levantamiento topográfico fue realizado por la entidad del Gobierno Autónomo Departamental de Tarija (GADT), usando el equipo topográfico la estación total, de forma que se obtiene las curvas de nivel y puntos límites de área de proyecto.

Con la planimetría y altimetría y las curvas de nivel obtenidas con el levantamiento topográfico, se pudo determinar que el terreno esta nivelado y que no cuenta con variaciones en las curvas, topográficamente se considera una superficie plana. El plano se encuentra en el **anexo A-11**.

Validación del estudio topográfico

Se reviso la información brindada por el Gobierno autónomo Departamental de Tarija, se verifico los equipos utilizados y se visitó el lugar de emplazamiento de obra para su inspección y se pudo presenciar de que es un terreno plano como marca el informe proporcionado.



Figura.9. Terreno donde se realizó el estudio topográfico

Fuente: Elaboración propia

3.2 Análisis del Estudio de Suelos

El estudio de suelos fue realizado y entregado por la consultora EOLO S.R.L., dicho estudio fue entregado al Gobierno Autónomo Departamental de Tarija (GADT) y el GADT a mi persona.

El estudio fue validado siguiendo los parámetros que nos arroja la teoría mostrada en el punto 2.2 y demostraron que los datos brindados tienen coherencia.

Las planillas de estudio de suelos que fueron entregadas por el Gobierno Autónomo Departamental de Tarija se encuentran detalladas en el **anexo A-1**.

3.2.1. Validación del estudio de suelos

En el estudio de suelo realizado se mostró una clasificación del suelo perteneciente a un A-2-4(0) por la norma AASHTO.

Descripción del material > GRAVA Y ARENA LIMOSA

Análisis Resistencia portante del suelo

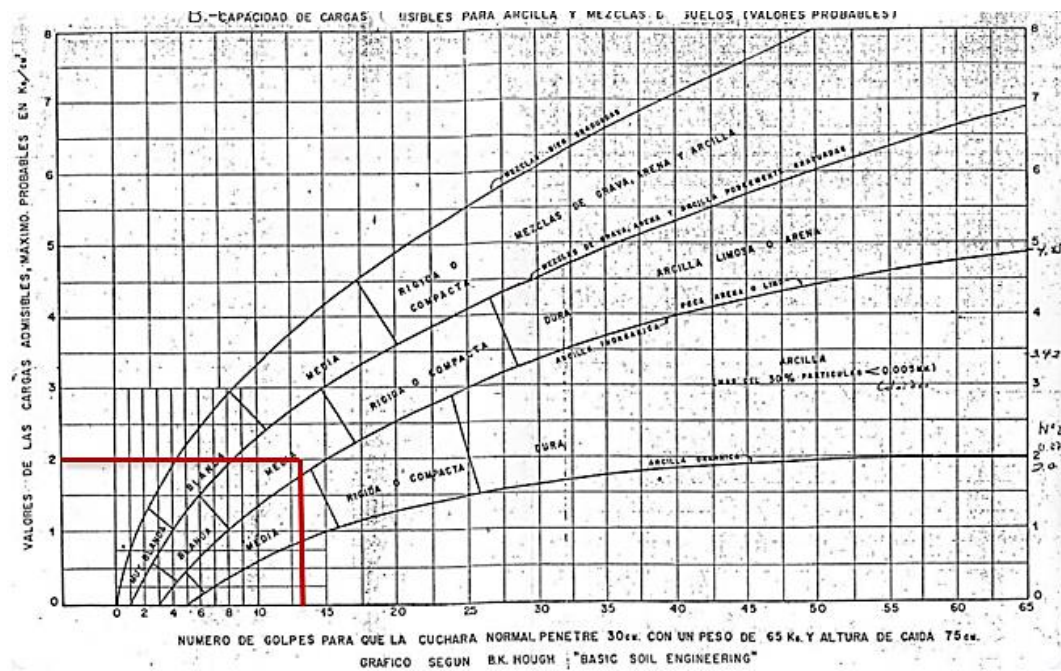
La resistencia portante del suelo que nos da de referencia en el informe es de 2.00 Kg/cm^2 .

Dicha resistencia se da a 1,50 m respecto al nivel del terreno.

Analizado el procedimiento que fue aplicado para la determinación de la capacidad admisible del suelo, se procedió a la validación del mismo.

- De acuerdo al informe, se indica que la relación de número de golpes a diferentes profundidades y el cálculo de las probables fatigas admisibles, han sido obtenidas utilizando los ábacos según B.K. Hough “Basic Soil Engineering”. Para la profundidad de 1,50 metros y $N = 13$, se procedió a verificar la capacidad portante.

Figura.10. Ábaco de capacidad de carga admisible en arcillas, según B.K. Hough
“Basic Soil Engineering”



Nota: En la figura se muestra el ábaco según B.K. Hough, el cual fue utilizado para la determinación de la capacidad admisible del suelo brindada por la empresa, y con color rojo se puede ver la comprobación a un número golpes igual a 13, donde el valor está alrededor de 2 kg/cm². Se puede validar que es el mismo valor que fue brindado por la empresa.

- Así también con la bibliografía Braja M. Das “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” y Terzaghi, K. & Peck “Soil Mechanics in Engineering Practice”, se procedió a calcular la capacidad admisible del suelo, tomando como dato el número de golpes SPT obtenido del estudio de suelos.

3.2.1.1 Capacidad admisible del suelo de fundación

El método que se propone para el cálculo de la capacidad admisible del suelo de fundación, es a partir del número de golpes “N” obtenidos en el ensayo SPT. Basándose en la bibliografía Braja M. Das “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” y Terzaghi, K. & Peck “Soil Mechanics in Engineering Practice”. Donde relacionan el número de golpes SPT corregido (N60) con la resistencia al corte no drenado para suelos cohesivos.

En el ensayo SPT, se obtuvo el número de golpes “N” igual a 13, a una profundidad de 1.50 m. lo cual es el dato principal que se utilizará para la determinación de la capacidad admisible del suelo.

Cálculo del número de penetración estándar corregido (N60)

Datos que se usaran para el cálculo son

$$N = 13 \quad \eta_H = 60 \quad \eta_B = 1 \quad \eta_S = 1 \quad \eta_R = 0.95$$

Usando la formula (1), se obtiene:

$$N_{60} = 12,35 \approx 12$$

3.2.1.1.1. Determinación de la resistencia al corte no drenado con el N60

Con la relación entre el número de golpes N60 en la cuchara de muestreo y la resistencia a la compresión no confinada de Terzaghi y Peck, se tiene:

$$N_{60} = \begin{cases} 10 \\ 20 \end{cases} \quad q_u = \begin{cases} 100 \\ 200 \end{cases} kpa$$

Para $N_{60} = 12$, $q_u = 120$ kPa.

$$C_u = 60 kpa$$

Con la primera correlación, se obtiene una resistencia al corte no drenado igual a 60 kPa, este valor se verificará con la siguiente ecuación que propone otro autor.

Stroud (1974), recomienda un valor de K, entre 3.5 a 6.5 KN/m².

Para $K=3.5$ KN/m².

$$C_u = 3.5 * 12 = 42 kpa$$

Para $K=6.5$ KN/m².

$$C_u = 6.5 * 12 = 78 kpa$$

Entonces, podemos definir que el valor de 60 kPa calculado por la correlación de Terzaghi y Peck, está dentro de los valores considerados por Stroud.

Se considera como el valor de la resistencia al corte no drenado igual a 60 kPa.

3.2.1.1.2. Cálculo de la capacidad admisible del suelo

La capacidad de carga total última en condiciones no drenadas, se determina con la ecuación (2) propuesta por Meyerhof (1963).

$$q_u = C_u * N_c * F_{cs} * F_{cd} + q \quad (44)$$

Donde:

c_u : cohesión no drenada.

$$N_c=5.70 \quad N_q=1 \quad N_\gamma=0$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{0.195B}{L} \quad (45)$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{Df}{B} \quad (46)$$

La sustitución de los anteriores factores de forma y profundidad da:

$$q_{neta} = q_u - q = 5.70 * C_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) (1 + 0.4) \quad (47)$$

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

Teniendo como datos:

Ángulo de rozamiento $\phi=0$, para arcillas saturadas.

Resistencia al corte no drenado $c_u=60 \text{ kPa}$

Ancho menor de la zapata $B=1,75 \text{ m}$

Largo de la zapata $L=1,75 \text{ m}$

Profundidad de desplante $Df=1,5 \text{ m}$

La sustitución de los valores da:

$$q_{neta} = 548,81 \text{ kpa} = 5,60 \frac{kg}{cm^2}$$

Con un FS= 3, se tiene

$$q_{neta} = \frac{5,60}{3} = 1,88 \frac{kg}{cm^2}$$

Realizada la verificación del estudio de suelos, se puede validar que la capacidad admisible del suelo de 2.0 kg/cm^2 a una profundidad de 1,50 m, es similar a los resultados obtenidos en la verificación, por lo tanto, se aceptara el valor considerado en el informe (ver **Anexo A-1**), se diseñarán las fundaciones con una capacidad admisible igual a **2.00 kg/cm^2** .

3.3 Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico del Bloque de Administración – Académico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Departamental de Tarija (ver **anexo, A- 10** Planos arquitectónicos). Desde un punto de vista de la ingeniería el proyecto tiene la posibilidad de adecuarse a los diferentes tipos de elementos estructurales de forma que no alteren la arquitectura. Según los planos arquitectónicos se tiene ambientes de grandes luces, áreas de oficinas y una cubierta de losa plana para los cuales se plantea los diferentes elementos estructurales resistentes.

Se modeló en el programa CYPECAD - 2019 sin romper lo funcional de lo estructural y respetando el diseño arquitectónico.

3.4 Planteamiento Estructural

En consecuencia, con lo establecido en la propuesta de proyecto, en tanto como en el análisis de suelo del presente proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan para el Bloque de Administración – Académico de la Normal de Canasmóro.

3.4.1. Estructura de sustentación de cubierta

El diseño de la cubierta de acuerdo a los planos arquitectónicos (**ver anexo A.10. Planos Arquitectónicos**), es una cubierta plana compuesta por losas como se muestra en la

siguiente figura 16, donde se plantea una cubierta plana de Losa Casetonada de casetón perdido de poliestireno.

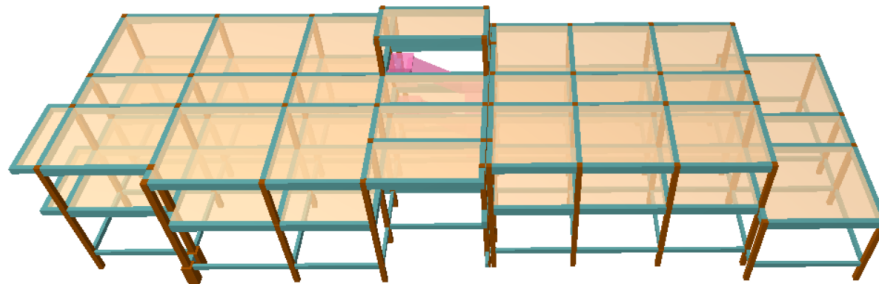


Figura.11.Modelo de la cubierta plana.

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD

3.4.2. Estructura de sustentación de la edificación

La estructura porticada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento, se usarán juntas de dilatación a los 20 m aproximadamente, la junta debe afectar el edificio en su totalidad, hasta la cimentación considerando zapatas aislada de columnas múltiples.

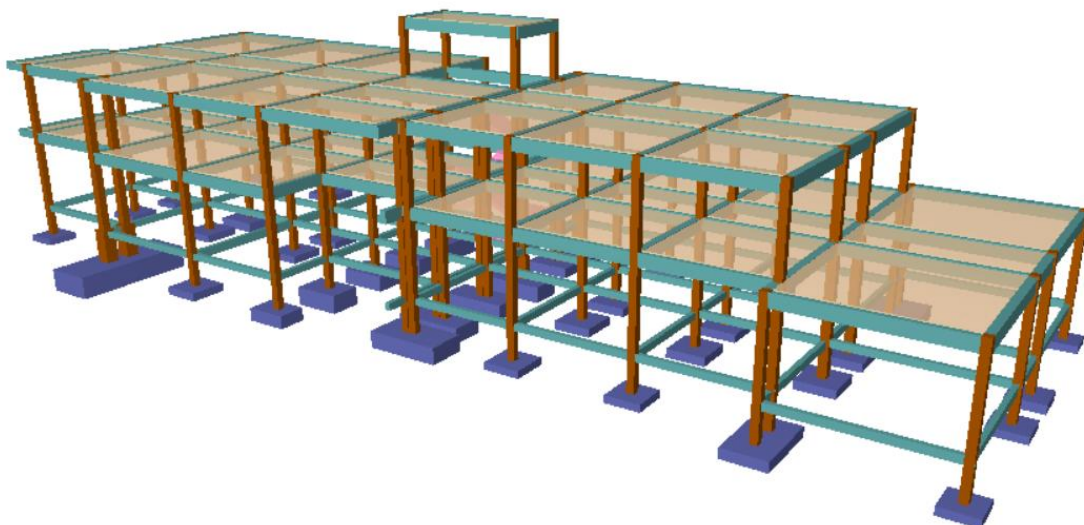


Figura.12. Modelo de la estructura de edificación

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.4.3. Estructuras complementarias

3.4.3.1 Escaleras

Las escaleras son de hormigón armado, se diseñan como una losa maciza unidireccional de acuerdo a la Norma Boliviana NB 1225001.

3.4.4. Fundaciones

En las fundaciones según el estudio geotécnico realizado (ver **anexo, A.1. Estudio de suelos**), para una profundidad de 1.50 m la capacidad admisible del suelo es 2.0 kg/cm².

Según la capacidad admisible del suelo se opta por una fundación superficial compuesta por zapatas aisladas y combinadas, como se muestra en la siguiente figura:

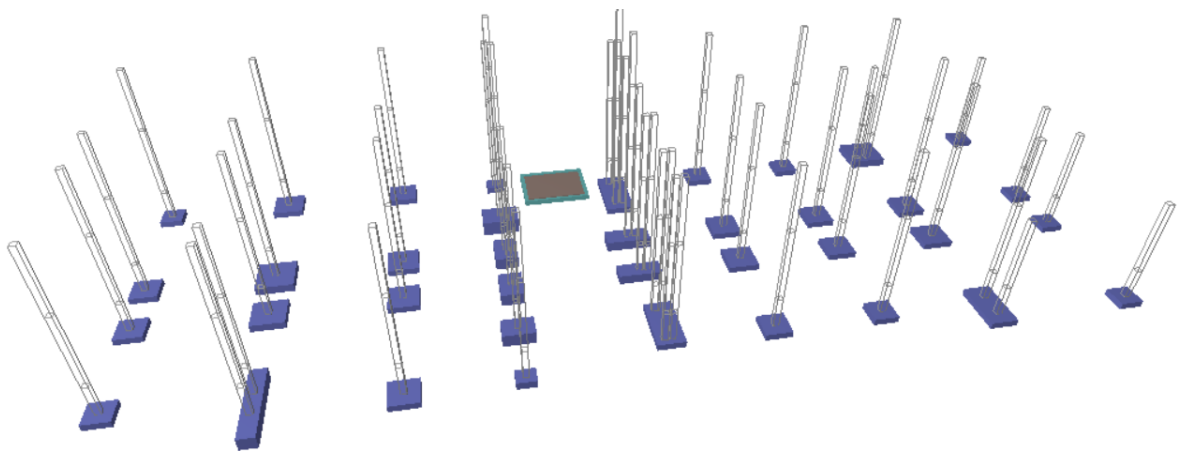


Figura.13. Modelo de la fundación

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

3.5.1 Datos generales del proyecto y Análisis de Cargas

3.5.1.1 Resistencias Usadas para el Análisis

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

➤ Materiales empleados en el hormigón armado

$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del hormigón en compresión)

$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del acero en tracción)

➤ Nivel de control en la ejecución

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

➤ Capacidad portante del suelo

La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto es $\sigma_{adm} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$.

3.5.2.- Cargas consideradas sobre la estructura

3.5.2.1 Cargas gravitatorias

3.5.2.1.1 Carga Muerta

a) Muros de ladrillo cerámico.

El peso del muro por metro lineal es de acuerdo a la altura del muro:

- Para nivel de planta baja, la altura de muro de 2.65 m.

$$PM = 5.35 \text{ kN/m}$$

- Para nivel de planta alta, la altura de muro de 3 m.

$$PM = 6.06 \text{ kN/m}$$

- Para nivel de terraza, la altura del parapeto es 1.5 m.

$$PM = 3.03 \text{ kN/m}$$

Los sobre pisos se detallan en las siguientes tablas y se calculan aplicando la fórmula.

- Para el nivel de planta alta.

Tabla 21. Carga sobre piso nivel planta alta.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Mortero de nivelación	21	3	0.63
Mortero cola	12.5	1	0.125

Baldosa cerámica	18	1	0.18
CARGA TOTAL DE SOBRE PISO	1.2		KN/m2

Fuente: Elaboración propia.

- Para el nivel de terraza, se toma en cuenta la carga de hormigón simple para dar una pendiente de 2% sobre la losa, como se muestra en la figura 3.3; la pendiente sirve para el escurrimiento del agua. La carga de sobre piso para el nivel de terraza se muestra en la tabla 3.2.

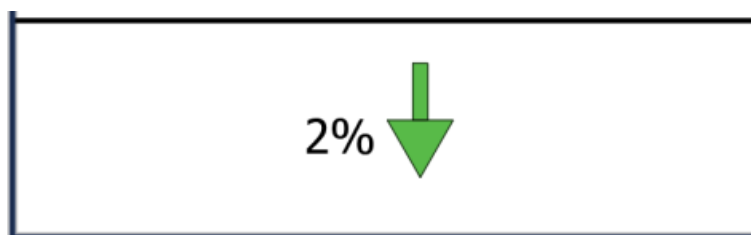


Figura.14. Pendiente sobre losas.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22. Carga sobre piso nivel terraza.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Hormigón simple	24	2.25	0.54
Mortero cola	12.5	1	0.125
Baldosa cerámica	18	1	0.18
CARGA TOTAL DE SOBRE PISO	1.2		KN/m2

Fuente: Elaboración propia.

- Para el nivel de cubierta se trata de una losa plana, se toma también la consideración de la pendiente de 2% sobre la losa con hormigón simple para el escurrimiento del agua.

Tabla 23. Carga sobre piso nivel cubierta.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125

Hormigón Simple	24	2.25	0.54
Impermeabilizante	0.15	0.5	0.00075
CARGA TOTAL DE SOBRE PISO	0.9		KN/m2

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.1.2 Cargas Variables

a) Sobrecarga de uso (SC). Se definen en cada nivel de la estructura de acuerdo al tipo de uso. Los valores se toman de la Norma Boliviana 1225002-1

Tabla 24. Sobrecarga de servicio

Edificios para Oficinas		
Salas de computación y archivo se diseñarán para cargas mayoradas basadas en el destino previsto salones de entrada y corredores	5,0	9,0
Oficinas	2,5	9,0
Corredores en pisos superiores a planta baja	4,0	9,0

Fuente: la Norma Boliviana 1225002-1, Acciones sobre las estructuras

b) Cargas de nieve o granizo.

Se definen para el nivel de terraza y nivel de cubierta. De acuerdo a la figura 20 (Zonificación de la carga de nieve base)

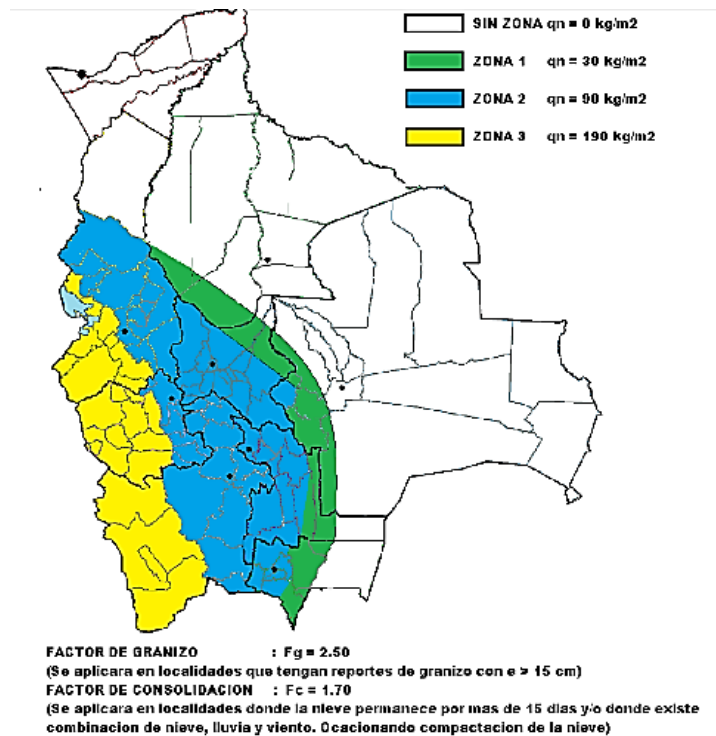


Figura.15. Zonificación de la carga de nieve base

Fuente: Guía para la evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia, Patrick Putnam P. 2017

Canasmóro está ubicado en la zona 2 con una carga de nieve base $q_n = 90 \text{ kg/m}^2 = 0.9 \text{ kN/m}^2$, se calcula con la fórmula 2.8 y es:

- Para el nivel de terraza

$$q = 0.9 * 1.5 = 1.35 \text{ kN/cm}^2$$

- Para el nivel de cubierta

$$q = 0.9 * 1 = 0.9 \text{ kN/cm}^2$$

3.5.2.1.3 Acción del viento

- Velocidad del viento

La velocidad del viento se consideró según la tabla siguiente, con la comunidad más cercana a lugar de emplazamiento de obra, siendo Coimata con una velocidad de 22.10 m/s.

Tabla 25. Velocidades Básicas del Viento en Ciudades

Nº	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
1	Achiri	La Paz	33,04
2	Achumani	La Paz	14,80
3	Aguaraycito	Tarija	18,50
4	Alquile	Cochabamba	26,40
5	Alcantari	Chuquisaca	24,61
6	Andamarca	Oruro	50,19
7	Anzaldo	Cochabamba	21,73
8	Apolo	La Paz	21,73
9	Arani	Cochabamba	17,82
10	Ayo Ayo	La Paz	32,24
11	Ayoma	Potosí	28,24
12	Azurduy	Chuquisaca	32,76
13	Belen	La Paz	39,19
14	Bermejo, Aeropuerto	Tarija	50,20
15	Cabaña Forestal	Oruro	19,96
16	Calacoto	La Paz	30,49
17	Calcha Nor Chichas	Potosí	25,27
18	Camata	La Paz	20,98
19	Campanario	Tarija	30,49
20	Cañas	Tarija	26,41
21	Capinota	Tarija	16,97
22	Carabuco	Cochabamba	26,03
23	Caracollo Cadea	La Paz	25,86
24	Caranavi	Oruro	21,19
25	Catacora	La Paz	42,33
26	Chacaltaya	La Paz	8,10
27	Challviri	Potosí	26,40
28	Chaqui	Potosí	32,35
29	Charaña	La Paz	24,33
30	Chirapaca	La Paz	13,41
31	Chico Chico	Potosí	15,81
32	Chilca	Oruro	17,70
33	Chinoli	Potosí	30,31
34	Chipiriri	Cochabamba	15,77
35	Chocloca	Tarija	14,32
36	Chorocona	La Paz	21,10
37	Chuma	La Paz	24,94
38	Chuqui Chuqui	Chuquisaca	22,51
39	Chuquiña	Oruro	16,21
40	Cobija Aeropuerto	Pando	12,60
41	Cochabamba	Cochabamba	44,30
42	Coimata	Tarija	22,10

Fuente: NB 1225003-1, Tabla 5.3, pág. 16

La velocidad es $V=22.10$ m/s

- Factor de direccionalidad del viento K_d

El factor de direccionalidad del viento, K_d , considerando un edificio de sistema principal resistente a la fuerza del viento, se optó tomar **$K_d = 0.85$. (Edificios)**

- Factor de importancia I

El factor de importancia para este caso que es un edificio de Oficinas con capacidad de más de 150 personas, pertenece a la categoría III, donde indica que el factor de importancia es $I = 1.15$.

- Categorías de exposición

Según la ubicación geográfica, la categoría adoptada es la “B”, que pertenece a áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores.

- Coeficientes de exposición

Tabla 26. Coeficientes de exposición K_z por planta

Z	K_z
0	0.59
3.60	0.59
6.80	0.64
9.30	0.70
10.50	0.73

Fuente: Elaboración propia

- Factor topográfico K_{zt}

Se adoptó $K_{zt} = 1.0$

Debido a que la topografía del lugar es plana. El edificio no está sujeto a los efectos topográficos.

- Presión dinámica se determino con la formula (2)

$$q_z = 0.613 K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

Tabla 27. Presión dinámica qz por planta

Z	Kh	Kzt	Kd	V2	I	qz
10,50	0,73	1,00	0,85	488,41	1,15	0,21
9,30	0,70	1,00	0,85	488,41	1,15	0,20
6,80	0,64	1,00	0,85	488,41	1,15	0,19
3,60	0,59	1,00	0,85	488,41	1,15	0,17
0,00	0,59	1,00	0,85	488,41	1,15	0,17

Fuente: Elaboración propia

- Coeficiente de presión interna (GCpi)

El coeficiente de presión interna GCpi = + - 0.18, debido a que se trata de un edificio cerrado.

La presión de viento a aplicar es la siguiente según la formula (3):

Tabla 28. Presión de diseño por planta – fachada 1

	Z (m)	qz (kN/m2)	Cp	Gcpi	G	Px(kN/m2)
BARLOVENTO	10,50	0,21	0,80	0,18	0,85	0,18
	9,30	0,20	0,80	0,18	0,85	0,17
	6,80	0,19	0,80	0,18	0,85	0,16
	3,60	0,17	0,80	0,18	0,85	0,15
SOTAVENTO	10,50	0,21	0,50	0,18	0,85	0,13
LATERALES	10,50	0,21	0,70	0,18	0,85	0,16

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29. Presión de diseño por planta – fachada 2

	Z (m)	qz (kN/m2)	Cp	Gcpi	G	Py(kN/m2)
BARLOVENTO	10,50	0,21	0,80	0,18	0,85	0,18
	9,30	0,20	0,80	0,18	0,85	0,17
	6,80	0,19	0,80	0,18	0,85	0,16
	3,60	0,17	0,80	0,18	0,85	0,15
SOTAVENTO	10,50	0,21	0,50	0,18	0,85	0,13
LATERALES	10,50	0,21	0,70	0,18	0,85	0,16

Fuente: Elaboración Propia

3.5.3 Estructura de sustentación de cubierta

Es una cubierta plana, como se muestra en la **figura 21**, se realiza el diseño de la losa casetonada en el nivel de terraza debido a que tiene la luz más grande del proyecto.

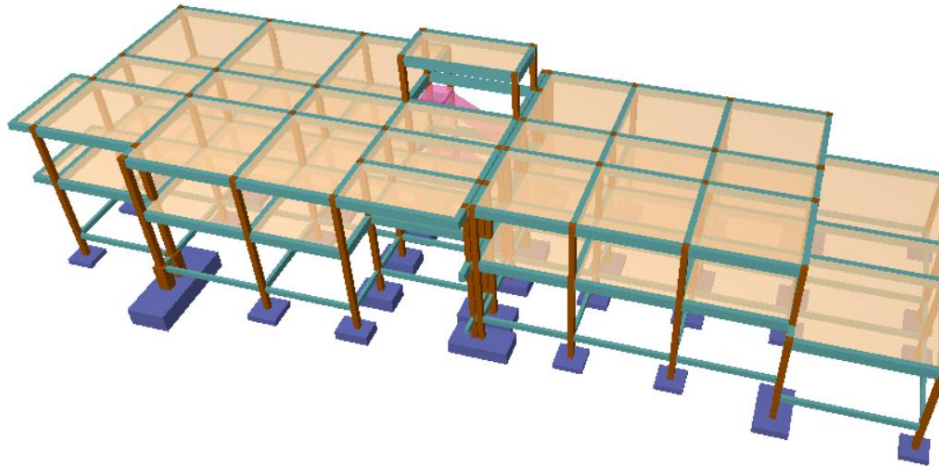


Figura.16.Vista 3D de las losas en la estructura.

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD- 2019.

3.5.3.1 Diseño de cubierta de Losa Casetonada

Pre dimensionado de losa casetonada con casetón perdido de poliestireno

Las dimensiones a calcular en la losa casetonada se muestran en la siguiente figura:

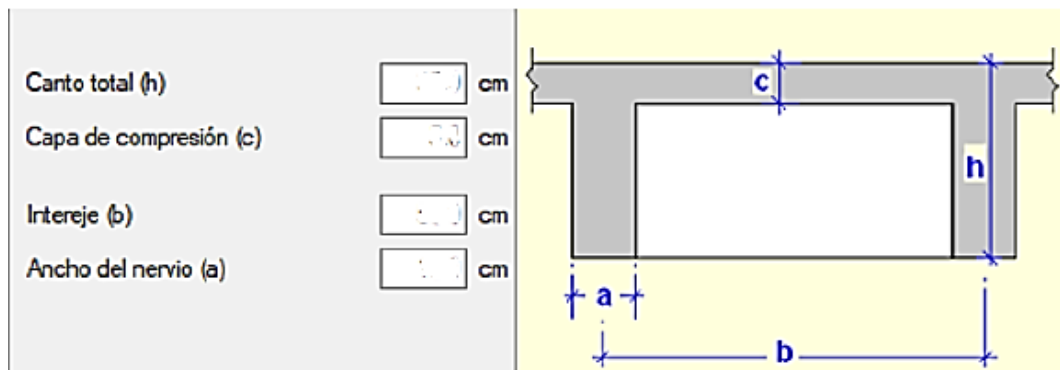


Figura.17.Dimensiones a considerar en la losa casetonada.

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

a) Canto total (h)

Según planos arquitectónicos se toma una luz promedia.

$$L = 595 \text{ cm.}$$

El canto (h) según el criterio de Florentino Regalado Tesoro es:

$$\frac{L}{20} > h > \frac{L}{24} = 29.75 \text{ cm} > h > 24.79 \text{ cm}$$

El canto (h) según la norma española EHE (artículo 50), para no comprobar flechas es:

$$h \geq \frac{L}{22} + 3 = \frac{590}{22} + 3 = 30.04 \text{ cm}$$

Según los criterios anteriores se toma $h = 30 \text{ cm}$.

b) Inter eje (b)

Según la norma NB 1225001 $b < 750 \text{ mm}$, se adopta 50 cm .

c) Capa de compresión (c)

Según la norma NB 1225001, debe cumplir

$$hf \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ \frac{1}{12} \text{ de la distancia libre entre nervios} \end{cases}$$

$$\frac{L}{12} = \frac{40}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

Según Florentino Regalado lo ideal es 5 cm y cumpliendo con la norma se asumirá 5 cm constructivamente.

d) Ancho del nervio (a)

Según la norma NB 1225001 el ancho del nervio no debe ser menor a 10 cm .

Calculada las dimensiones a considerar en la losa casetonada se introduce al paquete estructural CYPECAD – 2019, como se muestra en la siguiente figura 23.

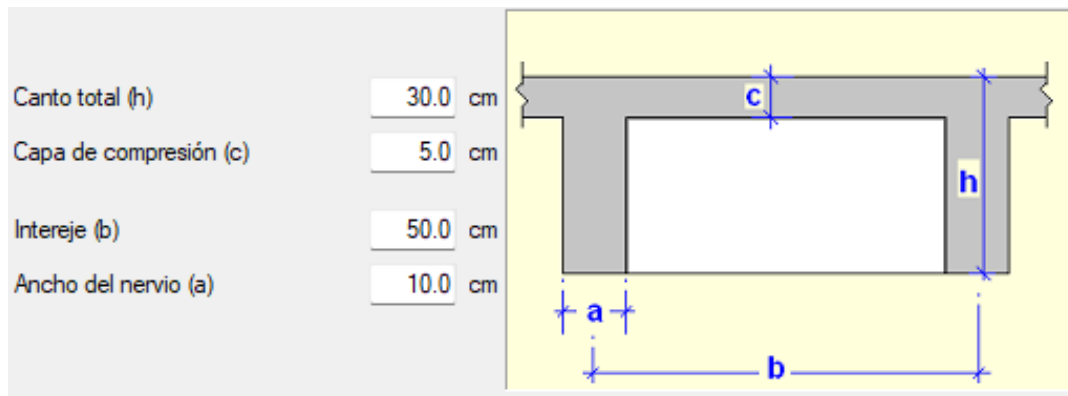


Figura.18.Dimensiones de la losa casetonada.

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5.3.2 Diseño a flexión a momentos positivos (armadura inferior)

Datos:

$$M_{u+} = 15,1 \text{ kN*m (nervio en X)}$$

$$M_{u+} = 14,5 \text{ kN*m (nervio en Y)}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm}$$

Nervios en “X”

$$r_{geo} = 2 \text{ cm}$$

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{est} + \frac{\phi_{log}}{2} \quad (48)$$

r_{mec} : recubrimiento mecánico

r_{geo} : recubrimiento geométrico

$$r_{mec} = 3.50 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 3.50 = 26,50 \text{ cm}$$

Nervios en “Y”

$$r_{geo} = 2 \text{ cm}$$

$$r_{mec} = 4,50 \text{ cm}$$

$$d=30-4,50=25,50 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} \quad (49)$$

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de las armaduras longitudinal en tracción, mm

Nervios en "X"

$$a = 31,69 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (50)$$

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de tensiones, mm.

β = Relación de la dimensión larga a corta

$$c = 37,28 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0.003) \quad (51)$$

ε_t = Deformación unitaria neta de tracción en el acero longitudinal extremo en tracción

c = Constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas

$$\varepsilon_t = 0.018 = 18,0 \text{ ‰}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375 \text{ es una seccion ductil}$$

$$\frac{37,28}{265} = 0.14 \leq 0.375 \text{ cumple}$$

$$0.005 < \varepsilon_t = 0.018 \text{ Cumple, esta controlada por tracción}$$

Nervios en "Y"

De acuerdo a la formula (47):

$$a = 31,70 \text{ mm}$$

De acuerdo a la formula (48):

$$c = 37,30 \text{ mm}$$

De acuerdo a la formula (49):

$$\varepsilon_t = 0.0175 = 17,5 \text{ ‰}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375 \text{ es una seccion ductil}$$

$$\frac{37,30}{255} = 0.15 \leq 0.375 \text{ cumple}$$

$$0.005 < \varepsilon_t = 0.0175 \text{ Cumple, esta controlada por tracción}$$

Acero teórico en la sección

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (52)$$

Nervios en “X”

Aplicando la formula (49), se obtiene:

$$A_s = 134,68 \text{ mm}^2$$

Nervios en “Y”

$$A_s = 134,74 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero

Nervios en “X”

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = 1,72 \approx 2 \text{ Barras}$$

$$A_s = 134,68 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 2 * 78,5 = 157 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Nervios en “Y”

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 1,73 \approx 2 \text{ Barras}$$

$$A_s = 134,74 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 2 \cdot 78,5 = 157 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar 2 ϕ 10 en ambos nervios "X" y "Y"

Diseño a flexión a momentos negativos (armadura superior)

Datos:

$$M_u = -16,4 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (nervio en X)}$$

$$M_u = -15,8 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (nervio en Y)}$$

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro

Nervios en “X”

Aplicando la formula (47), se obtiene:

$$a = 34,62 \text{ mm}$$

Aplicando la formula (48), se obtiene:

$$c = 40,73 \text{ mm}$$

Aplicando la formula (49), se obtiene:

$$\varepsilon_t = 0.0165 = 16,5 \text{ ‰}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375 \text{ es una seccion ductil}$$

$$\frac{40,73}{265} = 0.154 \leq 0.375 \text{ cumple}$$

$$0.005 < \varepsilon_t = 0.0165 \text{ Cumple, esta controlada por tracción}$$

Nervios en “Y”

Aplicando la formula (47), se obtiene:

$$a = 34,77 \text{ mm}$$

Aplicando la formula (48), se obtiene:

$$c = 40,91 \text{ mm}$$

Aplicando la formula (49), se obtiene:

$$\varepsilon_t = 0.0157 = 15,7 \text{ ‰}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375 \text{ es una seccion ductil}$$

$$\frac{40,91}{255} = 0.160 \leq 0.375 \text{ cumple}$$

$$0.005 < \varepsilon_t = 0.0157 \text{ Cumple, esta controlada por tracción}$$

Acero teórico en la sección

Aplicando la formula (50), se obtiene:

Nervios en “X”

$$As=153,33 \text{ mm}^2$$

Nervios en “Y”

$$As=147,76 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero

Nervios en “X”

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{As\emptyset} = 1,953 \approx 2 \text{ Barras}$$

$$A_s = 153,33 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 2 * 78,5 = 157,0 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Nervios en “Y”

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 1,88 \approx 2 \text{ Barras}$$

$$A_s = 147,76 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 2 * 78,5 = 157,0 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar **2 ϕ 10 en ambos nervios “X”y “Y”**

Diseño a Cortante

Zona de los apoyos

Datos

$\lambda = 1$ (para hormigón de peso normal)

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

$N_u = 0$ (fuerza axial)

$b = 100 \text{ mm}$

$h = 300 \text{ mm}$

Nervio en “X” $V_u = 36,2 \text{ kN}$

Nervio en “Y” $V_u = 39,9 \text{ kN}$

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

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * b * d \quad (53)$$

$$V_c = 22,08 \text{ kN}$$

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

$$V_u \leq \phi * (V_c + 0.66 * \sqrt{f'_c} * b * d) \quad (\phi = 0.75 \text{ corte}) \quad (54)$$

$$36,2 \text{ kN} \leq 82,15 \text{ kN} \text{ **CUMPLE**}$$

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

$$36,2 > 0.75 * 22,08$$

$$36,2 \text{ kN} > 16,56 \text{ kN} \text{ requiere refuerzo}$$

El V_s para el refuerzo a cortante debe calcularse con la formula (22)

Asumiendo que $\phi=8 \text{ mm}$ y $s=100 \text{ mm}$

Según el apartado 21.1.5 de la norma NB 1225001 la armadura en elementos que resisten fuerzas inducidas por sismo. El valor de f_y para la armadura transversal no debe exceder de 420 MPa , por lo tanto.

$$V_s = 111,86 \text{ kN} \geq 36,2 \text{ kN} \text{ cumple}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 22,08 \text{ kN} + 111,86 \text{ kN} = 133,94 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$36,2 \leq 0.75 * 133,94$$

$$36,2 \text{ kN} \leq 100,455 \text{ kN} \text{ Cumple}$$

Finalmente usar estribos de: **$\phi 8c/10$** disponer

Armadura por retracción y temperatura

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

$$A_{s_{min}} = \frac{0.0018 * 420}{f_y} * A_g \quad (55)$$

Datos

$$b = 100 \text{ cm}$$

$h = 5 \text{ cm}$

$$A_{s_{min}} = 0.756 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Asumimos $\phi 8\text{c}/30\text{cm}$

$$A_{s_{\phi 6}} = 0.5026 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{pro}} = 1.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Condición

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{pro}}$$

$$0.756 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \leq 1.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \text{ cumple}$$

Finalmente usar **$\phi 8\text{c}/30\text{cm}$**

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

Realizando relaciones de deformaciones.

$$\frac{3 \text{‰}}{c} = \frac{5 \text{‰}}{d - c} \quad (56)$$

$$3 \text{‰}(d - c) = 5 \text{‰} * c$$

$$5 \text{‰} * c + 3 \text{‰} * c = 3 \text{‰} * d$$

$$c = \frac{3 \text{‰}}{8 \text{‰}} * d$$

$$c = \frac{3}{8} * d$$

Como el bloque compresiones está limitado por, el bloque de Whitney queda de la siguiente manera:

$$a=0,85 \cdot c$$

Datos

Altura de la losa $h=30 \text{ cm}$

$r_{mec}=3,50 \text{ cm}$

$z=\text{brazo de palanca}$

$$a_{lim} = 0.85 * \frac{3}{8} * d \quad (57)$$

$$a_{lim} = 8.45 \text{ cm}$$

El eje el bloque de compresiones no puede superar más de a_{lim}

Equilibrio de fuerzas

$$M_u = N_c * z \quad (58)$$

$$M_u = 0.85 * \phi_{flexion} * f'c * b * a_{lim} * \left(h - r_{mec} - \frac{a_{lim}}{2} \right) \quad (59)$$

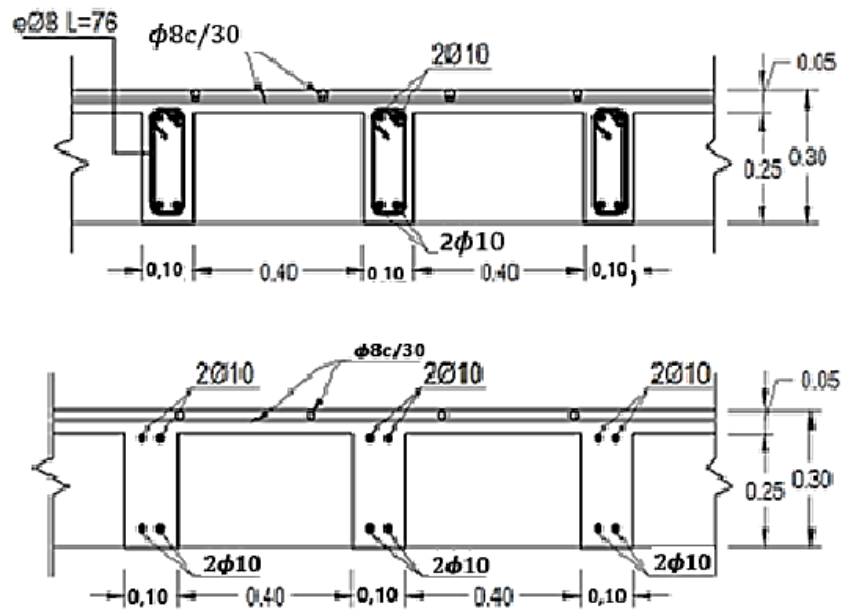
$$M_u = 71,99 \text{ kN} * m$$

El máximo momento que se tiene en la losa es de: $M=28,97 \text{ kN} \cdot m$

$$M = 28,97 \text{ kN} * m < M_u = 71,99 \text{ kN} * m \text{ "No se necesita colocar ábaco"}$$

Es decir que los nervios que interviene son capaces de resistir.

Figura.19. Esquema de Armado de Losa Casetonada



Fuente: Elaboración Propia

3.5.4 Estructura de sustentación de la edificación

En la siguiente figura se muestra las vistas 3D del modelo estructural donde se indica la viga, columna y zapata aislada de mayor sollicitación en la estructura.

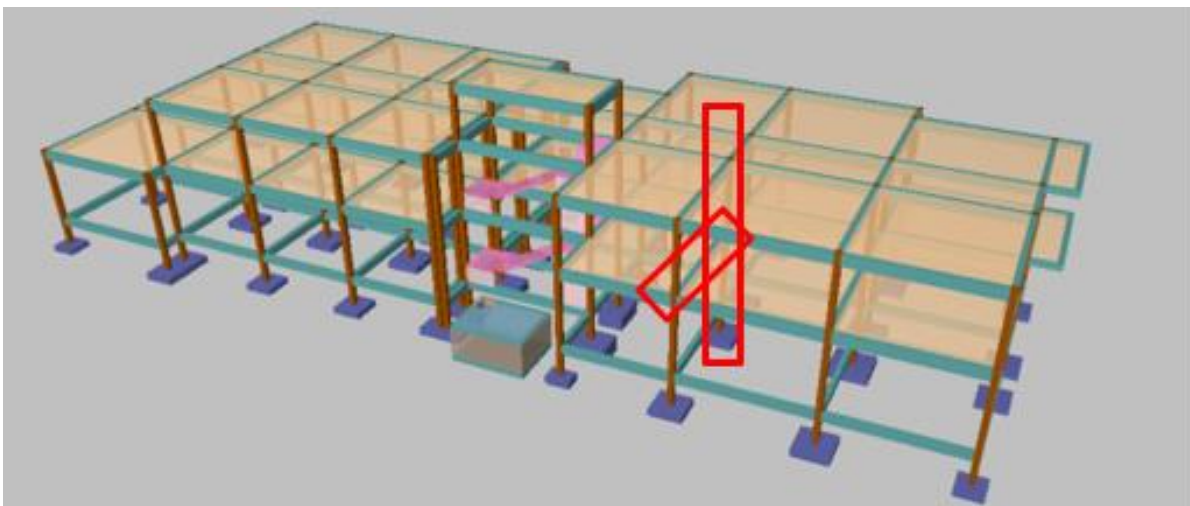


Figura.20. Vista 3D de la estructura.

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5.4.1. Diseño de vigas

Se analiza la viga más solicitada, siendo esta la viga 15 o 209 (Nivel 6,80 m)

Pre-dimensionamiento de viga

Para optimizar las dimensiones de las vigas, se realizó un pre-dimensionamiento según los pórticos que se forman y se tomó en cuenta las longitudes más desfavorables, de tal modo que presentamos distintas dimensiones de viga.

Según Antonio Blanco Blasco, se debe considerar una altura de la viga en el orden de:

$$\frac{L}{12} \leq h_{viga} \leq \frac{L}{10}$$

$$h1_{viga} = \frac{456}{12} = 38.0 \text{ cm}$$

$$h1_{viga} = \frac{456}{10} = 45.6 \text{ cm}$$

$$h2_{viga} = \frac{500}{12} = 41.67 \text{ cm}$$

$$h2_{viga} = \frac{500}{10} = 50.0 \text{ cm}$$

$$h3_{viga} = \frac{584}{12} = 48.6 \text{ cm}$$

$$h3_{viga} = \frac{584}{10} = 58.4 \text{ cm}$$

Se considerará una altura de viga igual a $h1 = 40 \text{ cm}$, $h2 = 45 \text{ cm}$ y $h3 = 50 \text{ cm}$.

Y la base de la viga, se asumirán todas 25 cm.

$$b_{viga} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Verificamos la altura mínima según lo que nos recomienda la NB 1225001.

$$h_{viga} \geq \frac{L}{16} \quad \text{para } f_y = 420 \text{ MPa}$$

Para otros casos, la altura mínima se modifica de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$h_{viga} \geq \frac{L}{16} * \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (60)$$

Para $f_y=500 \text{ MPa}$, $L=584 \text{ cm}$

$$h_{viga} \geq 40,67 \text{ cm}$$

Entonces, la sección de la viga es igual a $25 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$.

3.5.4.1.1. Diseño de vigas a flexión

Para el diseño de la viga se consideraron los siguientes parámetros:

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

$$h=50 \text{ cm}$$

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

$$f_y=500 \text{ MPa}$$

- Cálculo para el momento positivo

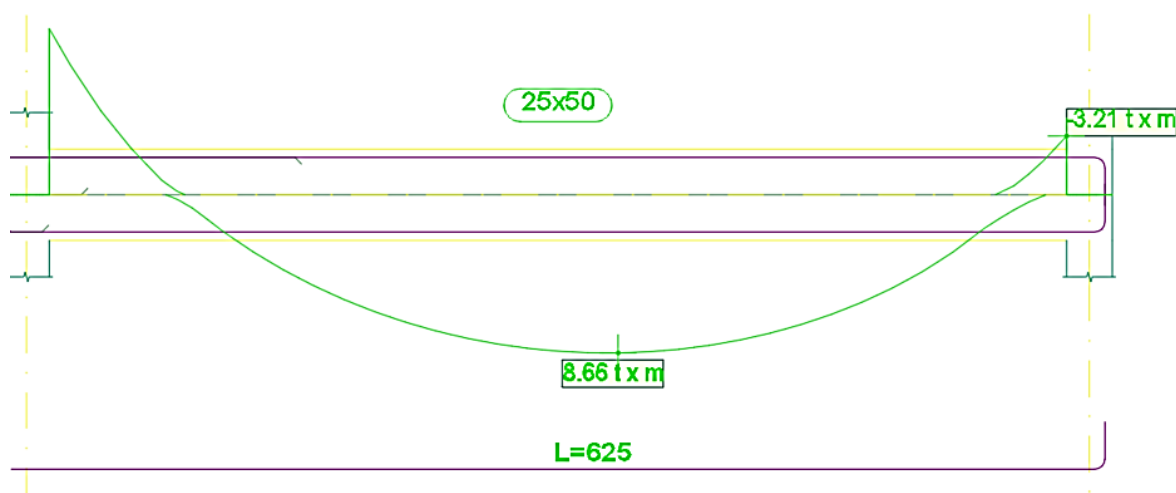


Figura.21.Envolvente de los momentos de la viga más solicitada

Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2019, Sección de la viga 25 cm x 50 cm

$$Mu=86,6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$r=2,5+0.6+0.8=3,9 \text{ cm}$$

$$d=500-39=461 \text{ cm}$$

- Cálculo de β_1

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } 17 \text{ Mpa} \leq f'_c \leq 28 \text{ Mpa}$$

Asumiendo un $\phi = 0.9$ para que la pieza tenga una falla dúctil. La sección esté controlada por tracción.

- Cuantía necesaria aplicando la formula (14)

$$\rho = 0,003791$$

El acero necesario se determina con la formula (15)

$$As_{cal}=4,37 \text{ cm}^2$$

- Control de área mínima se determina con la formula (16)

$$A_{s(min)} = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.cal} > A_{s(min)}$$

Considerando un $\phi=16\text{mm}$

$$A_{s(min)} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_{cal}}{A\phi} = \frac{4,37}{2.011} = 2,17 \approx 3$$

$$As = 2.011 * 3 = 6,633 \text{ cm}^2 > 4,37 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre barras debe cumplir las siguientes condiciones:

$$S_{min} = \begin{cases} 2.5 \text{ cm} \\ d_b = 1.6 \text{ cm} \\ \frac{4}{3} * 2 = 2.7 \text{ cm} \end{cases} \quad (61)$$

$$S_{cal} = 7 \text{ cm} > 2.7 \text{ cm}$$

Cumple con el espaciamiento mínimo entre barras.

- Control de cuantía máxima dúctil
 $\beta_1=0.85$

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005} \right) \quad (62)$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0135$$

$$A_{s.m\acute{a}x} = 15.56 \text{ cm}^2$$

Cumple, la pieza tiene una falla dúctil.

- Bloque de compresiones

Cálculo de “a” profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} \quad (63)$$

$$a = 6,24 \text{ cm}$$

Cálculo de “c” Distancia máxima entre la fibra extrema de compresión al eje neutro.

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

$$c = 7,34 \text{ cm}$$

- Verificación del factor de reducción de resistencia

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

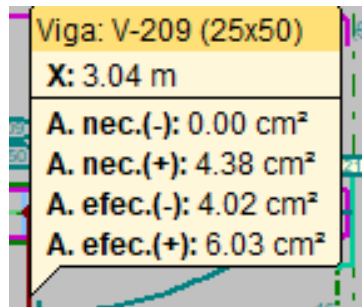
$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{210000} = 0.0024$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - c)}{c} \quad (64)$$

$$\varepsilon_t = 0.016 = 1,6 \%$$

La sección está controlada por tracción, ya que la deformación unitaria neta en tracción del acero es mayor a $\varepsilon_{ty}+0,003=5,4 \text{ ‰}$.

Figura.22.Resultados de áreas necesarias y efectivas del programa



Nota: Se puede observar en la imagen el área necesaria y efectiva para la viga 209, donde los resultados obtenidos manualmente son muy aceptables.

Fuente: Cypecad V.2019

El área necesaria para resistir el momento positivo del resultado en el programa CYPECAD V.2019 es igual a $4,38 \text{ cm}^2$ y en la comprobación manual $4,37 \text{ cm}^2$, se puede observar que la diferencia es mínima.

- **Cálculo para el momento negativo**

Cálculo de armadura negativa de la viga, lado izquierdo

$$Mu = -84,7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$d = 50 - 3.9 = 46.1 \text{ cm}$$

- Cuantía necesaria

Aplicando la fórmula 14

$$\rho = 0,0037$$

Aplicando la fórmula 15

$$A_s = 0.0037 * 25 * 46.1 = 4,53 \text{ cm}^2$$

- Control de área mínima

- Aplicando la fórmula 16

$$A_{s(min)} = 2.88 \text{ cm}^2$$

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

Considerando $3\phi = 16 \text{ mm}$

$$A_{\phi 16} = \frac{\pi}{4} * 1.6^2 = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 2.011 * 3 = 6.033 \text{ cm}^2 > 4,53 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre barras debe cumplir las siguientes condiciones:

$$S_{min} = \begin{cases} 2.5 \text{ cm} \\ d_b = 1.6 \text{ cm} \\ \frac{4}{3} * 2 = 2.7 \text{ cm} \end{cases}$$

Aplicando formula 58

$$S_{cal} = 7 \text{ cm} > 2.7 \text{ cm}$$

Cumple con el espaciamiento mínimo entre barras.

- Control de cuantía máxima

$$\beta_1 = 0.85$$

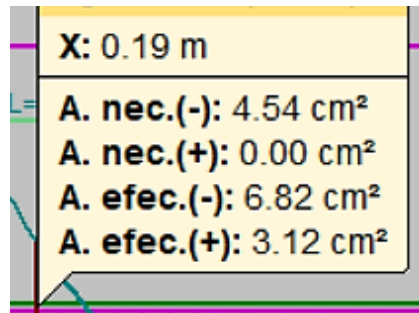
Aplicando la formula 59

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0135$$

$$A_{s.m\acute{a}x} = 15.56 \text{ cm}^2$$

Cumple, la pieza tiene una falla dúctil.

Figura.23.Resultados de áreas necesarias para resistir el momento negativo



Fuente: Cypecad V.2019

En el programa CYPECAD V.2019 el área calculada es igual a 4,54 cm² y en la comprobación manual 4,43 cm², se puede observar que la diferencia es mínima.

Cálculo de armadura negativa de la viga, lado derecho

$$M_u = -32,1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$d = 50 - 3.9 = 46.1 \text{ cm}$$

- Cuantía necesaria, aplicando la fórmula 14

$$\rho = 0.00136$$

Aplicando formula 15

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Control de área mínima

Aplicando formula 16

$$A_{S(min)} = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{S(min)}$$

Considerando $2\phi=16 \text{ mm}$

$$A_{\phi 16} = \frac{\pi}{4} * 1.6^2 = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 2.011 * 3 = 6.022 \text{ cm}^2 > 2.88 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre barras debe cumplir las siguientes condiciones:

$$S_{min} = \begin{cases} 2.5 \text{ cm} \\ d_b = 1.6 \text{ cm} \\ \frac{4}{3} * 2 = 2.7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{cal} = 15.6 \text{ cm} > 2.7 \text{ cm}$$

Cumple con el espaciamiento mínimo entre barras.

- Control de cuantía máxima aplicando formula 63

$$\beta_1=0.85$$

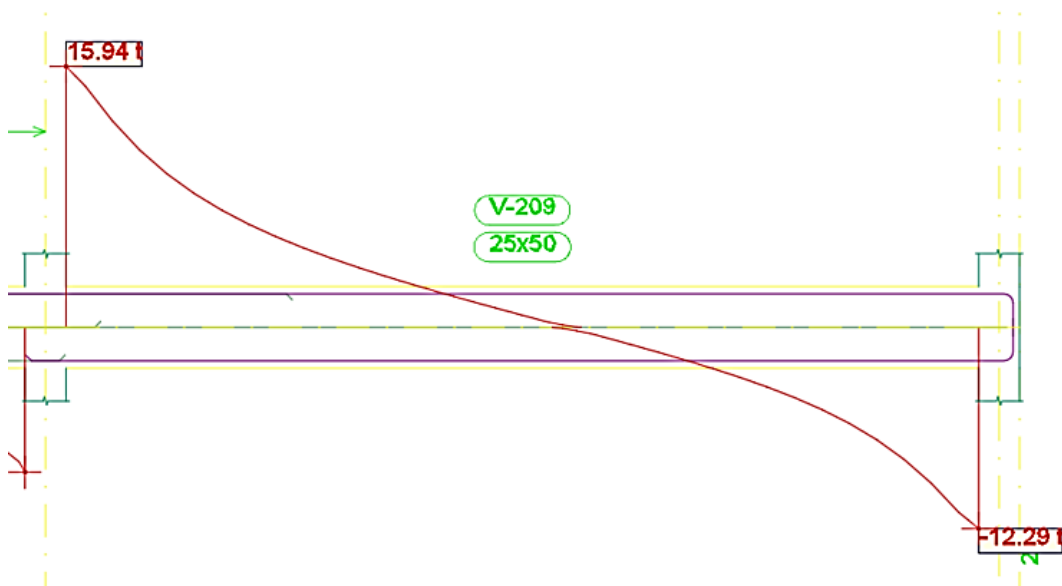
$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0135$$

$$A_{s.m\acute{a}x} = 0.0135 * 25 * 46.1 = 15.56 \text{ cm}^2$$

Cumple, la pieza tiene una falla dúctil.

3.5.4.1.2. Diseño por cortante

Figura.24. Envolvente de los esfuerzos a corte de la viga más solicitada



Nota: Diagrama de la viga más solicitada a corte, viga 209

Fuente: Cypecad V.2019

Cálculo de refuerzo a corte, lado derecho

$$Vu=122,9 \text{ kN}$$

$$\phi=0.75$$

- Resistencia a cortante del hormigón

Aplicando formula 23

$$Vc = 96,04 \text{ kN}$$

- Verificación de la sección transversal

Aplicando formula 22

$$Vu \leq 360,94 \text{ kN}$$

$$122,9 \leq 360,94, \text{ cumple !}$$

- Resistencia a cortante del acero transversal

Aplicando la fórmula 22

$$Vs = 67,83 \text{ kN}$$

Aplicando fórmula 26

$$Vs.max = 384,167 \text{ kN}$$

Asumiendo un espaciamiento $s=15 \text{ cm}$

$$Av.cal = \frac{Vs * S}{fyt * d} \quad (65)$$

$$Av.cal = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$Av.cal = \frac{0.53}{0.15} = 3,53 \text{ cm}^2/m$$

Aplicando fórmula 25

$$Av.min = 0.30 \text{ cm}^2$$

Aplicando fórmula 24

$$Av.min = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$Av > Av.min$$

Considerando $\phi=6\text{mm}$

$$Av = Nro \text{ ramas} * Ab = 2 * 0.283 = 0.565 \text{ cm}^2 > 0.53 \text{ cm}^2$$

La separación entre estribos debe ser menor a, $(46,1)/2=23.05 \text{ cm}$, cumple.

$$\phi = 6 \text{ mm}^c / 20 \text{ cm}$$

Cálculo de refuerzo a corte, lado izquierdo

$$Vu = 159,4 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.75$$

- Resistencia a cortante del hormigón

Aplicando fórmula 23

$$Vc = 96,04 \text{ kN}$$

- Verificación de la sección transversal

Aplicando fórmula 22

$$Vu \leq 360.94 \text{ kN}$$

$$159,4 \leq 360.94, \text{ cumple !}$$

- Resistencia a cortante del acero transversal

Aplicando fórmula 22

$$Vs = 116,49 \text{ kN}$$

Aplicando fórmula 26

$$Vs. \text{max} = 384,167 \text{ kN}$$

Asumiendo un espaciamiento $s = 15 \text{ cm}$

Aplicando fórmula 66

$$Av. \text{cal} = 0.90 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Aplicando fórmula 25

$$Av. \text{min} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Aplicando fórmula 24

$$Av. \text{min} = 0.279 \text{ cm}^2$$

$$Av. \text{cal} = \frac{0.30}{0.15} = 2,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando $\phi = 8 \text{ mm}$

$$Av = N_{\text{ro ramas}} * Ab = 2 * 0.5067 = 1,0134 \text{ cm}^2 > 0.28 \text{ cm}^2$$

La separación entre estribos debe ser menor a, $(46,1) / 2 = 23.3 \text{ cm}$, cumple.

$$\phi = 8 \text{ mm}^c / 15 \text{ cm}$$

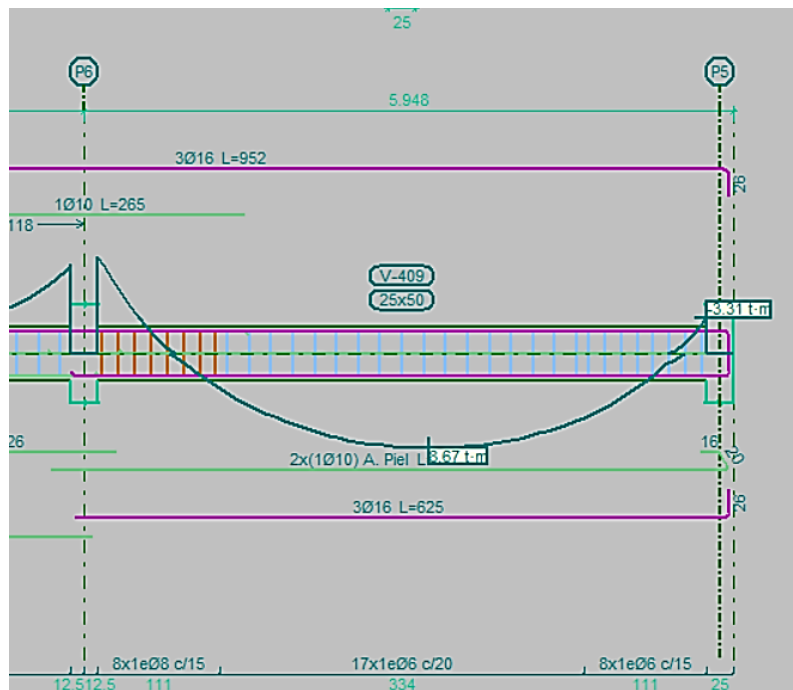
Tabla 30. Variación de resultados entre el programa y manualmente

	Armadura negativa izquierda cm²	Armadura positiva centro cm²	Armadura negativa derecha cm²	Armadura cortante cm²/m
CYPECAD	4,38	4,54	1,59	2,11
MANUAL	4,37	4,43	1,57	2,0
VARIACION	4,32 %	0,23 %	1,26 %	5,21 %

Fuente: Elaboración propia

Nota: En la tabla se realizó una comparación entre los resultados obtenidos manualmente y por el programa, donde se puede verificar que la variación es mínima.

Figura.25.Detallado de armaduras



Fuente: Cypecad V.2019

Nota: En la figura se puede observar el detallado de vigas, donde se ve la disposición del armado y empalmes.

3.5.4.2 Diseño de columnas de Hormigón Armado

Se diseña la columna con mayor sollicitación (Columna 6), entre el nivel planta alta +3.60 m y nivel de planta baja +/-0.0 m

3.5.4.2.1 Pre dimensionado de columnas

Se usa el siguiente criterio.

Carga aproximada por metro cuadrado 1000 kg/m²

Área tributaria A=23.96 m²

Número de pisos N=2

Se calcula la carga de servicio.

$$P_{servicio} = 1000 * 2 * 23.96 = 47920 \text{ kg}$$

El área de la columna es:

Aplicando fórmula 27

$$A_c = 425.96 \text{ cm}^2$$

Se asume una sección de 30x30 = 900 cm² > A_c (Cumple)

3.5.4.2.2 Tipos de columnas utilizadas en la estructura

El tipo de columna utilizada es de acuerdo a la arquitectura del proyecto, capacidad de resistir los esfuerzos actuantes y para prevenir armadura longitudinal excesiva en las secciones. La dimensión de la columna se muestra en la siguiente figura expresadas en centímetros.

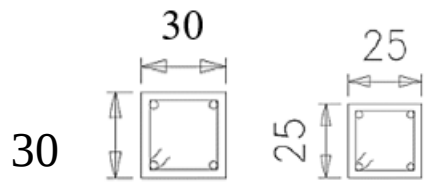


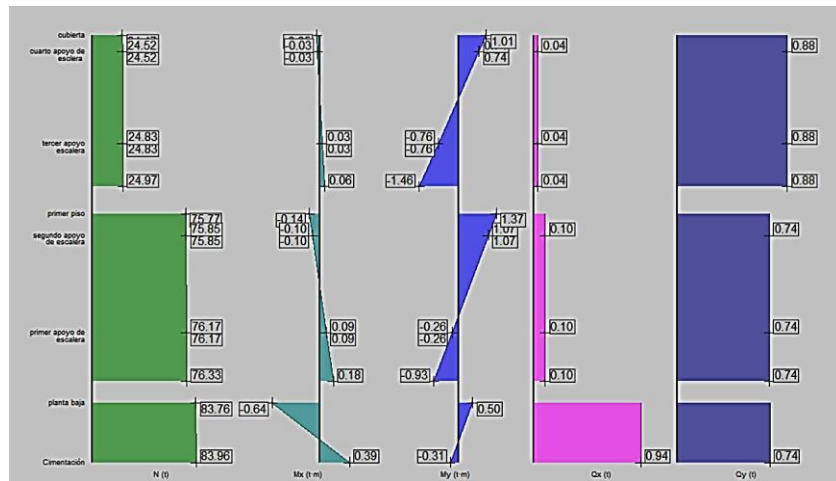
Figura.26. Disposición de columnas en la estructura.

Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

3.5.4.2.3 Verificación de pilar

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

Figura.27.Esfuerzos en columnas



Fuente: Paquete estructural CYPECAD V.2019

$$N_u = 839.6 \text{ kN}$$

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

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$A = 900 \text{ cm}^2$$

$$M_x = 3,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 5,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

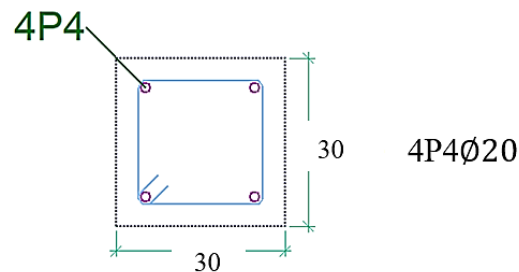


Figura.28.Disposición de armadura en la columna más solicitada

Fuente: Paquete estructural CYPECAD V.2019

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

Tabla 31. Armado longitudinal de la columna, planta baja

Dimensión		Esquinas	
X (cm)	Y (cm)		
30	30	4	Ø20

Fuente: Elaboración propia

$$A_s = \frac{\pi}{4} * 2.0^2 * 4 = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{12,57}{900} = 0.014 \approx 1,4 \%$$

Con los datos, podemos determinar el diagrama de interacción para la columna, y verificar que las combinaciones máximas de fuerza axial y momento estén dentro del diagrama.

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [0.85 * f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [0.85 * 25 * (90000 - 1257) + 500 * 1257]$$

$$\phi P_n = 1709,72 \text{ kN}$$

$$P_u \leq \phi P_n \text{ Cumple!}$$

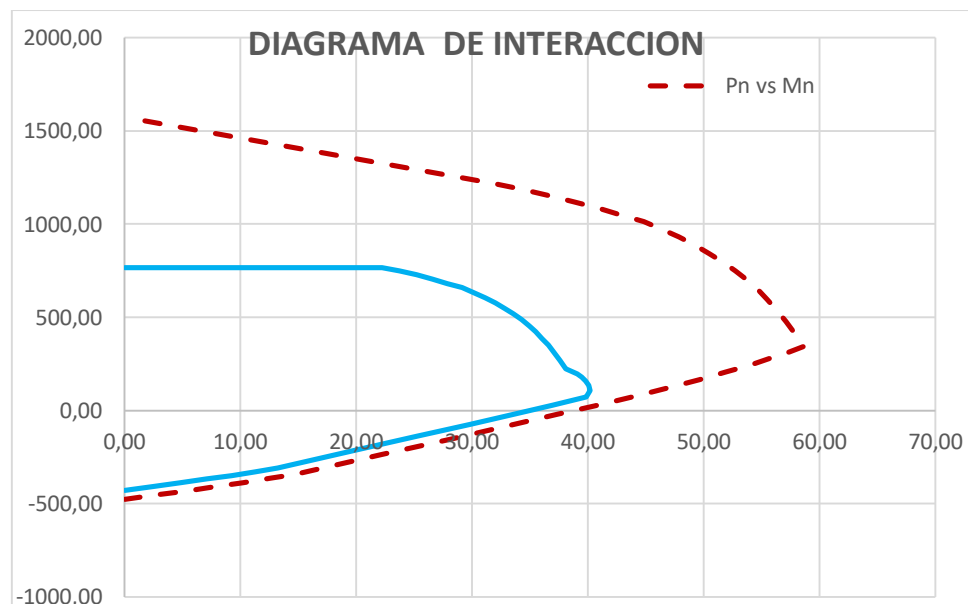


Figura.29.Diagrama de interacción, para columna más solicitada

Fuente: Elaboración propia

La combinación de valores está dentro de curva, por lo tanto, la columna resiste.

$$A_{smin} = 1\% * b * h = 0.01 * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 8\% * b * h = 0.08 * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} < A_s < A_{smax}$$

- **Cálculo de la armadura transversal**

$$Vu=9.4 \text{ kN}$$

$$Nu=839,6 \text{ kN}$$

Aplicando la fórmula 31

$$Vc = 92,84 \text{ kN}$$

$$Vc = 187.18 \text{ kN}$$

$Vu < \phi * Vc$, la pieza resiste, necesita refuerzo mínimo

$$9.4 \text{ kN} < 0.75 * 92.84 = 69.63 \text{ kN}$$

La separación entre estribos, debe ser menor a:

$$s = 12 * 2.0 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$s = 36 * 0.6 \text{ cm} = 21,60 \text{ cm}$$

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

Se consideran estribos $\emptyset = 6 \text{ mm}$ c/20 cm

Tabla 32. Resumen de armaduras obtenidas

	A. longitudinal	Estribos
CYPECAD 2019	4Ø16	Ø6c/15
VERIFICACIÓN MANUAL	4Ø16	Ø6c/20

% VARIACIÓN	0.00	5%
-------------	------	----

Fuente: Elaboración propia

3.5.5 Estructuras complementarias – Diseño de Escaleras

A continuación, se muestra el cálculo de una escalera de hormigón armado, la cual presenta tres tramos (tiros) y dos descansos (meseta).

3.5.5.1 Diseño geométrico:

Se tiene un desnivel a salvar $z = 360 \text{ cm}$

La huella mínima es 25 cm, por lo que se adoptara $h = 30 \text{ cm}$

La contrahuella será $c = 18 \text{ cm}$

$$Nro \text{ de huellas} = \frac{3.20}{0.30} = 10.67 \approx 11$$

$$Nro \text{ de contrahuellas} = 11 - 1 = 10$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{18}{30} \right) = 30.96^\circ$$

$$h = \frac{15}{\cos(30.96^\circ)} = 17.5 \text{ cm}$$

Cargas de diseño

➤ Se tienen las siguientes cargas actuantes

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Peso propio de los peldaños por unidad de área:

$$g_1 = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado $g_2 = 100 \text{ kg/m}^2$

Sobrecarga de uso $q = 400 \text{ kg/m}^2$

Por tanto, la carga muerta total es:

$$CM = g + g_1 + g_2 = 675 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$CV = 560 \text{ kg/m}$$

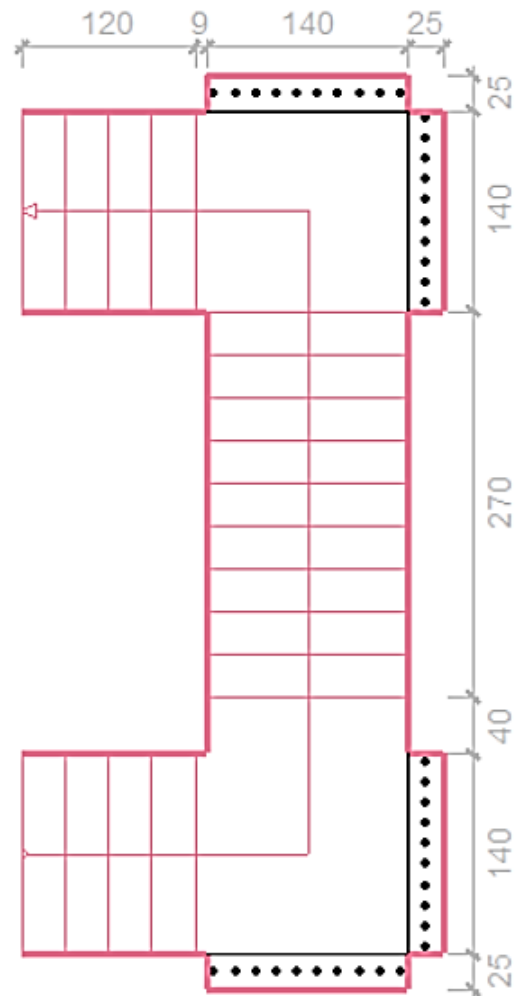
Analizando las combinaciones de carga se tiene que la combinación más desfavorable es de:

$$U=1,2CM+1,60CV$$

$$U = 1,2 * 675 + 1,6 * 560 =$$

$$U = 1706 \text{ kg/m}$$

Figura.30.Tipo de Escalera: Tres tiros rectos con meseta de cuarto de vuelta

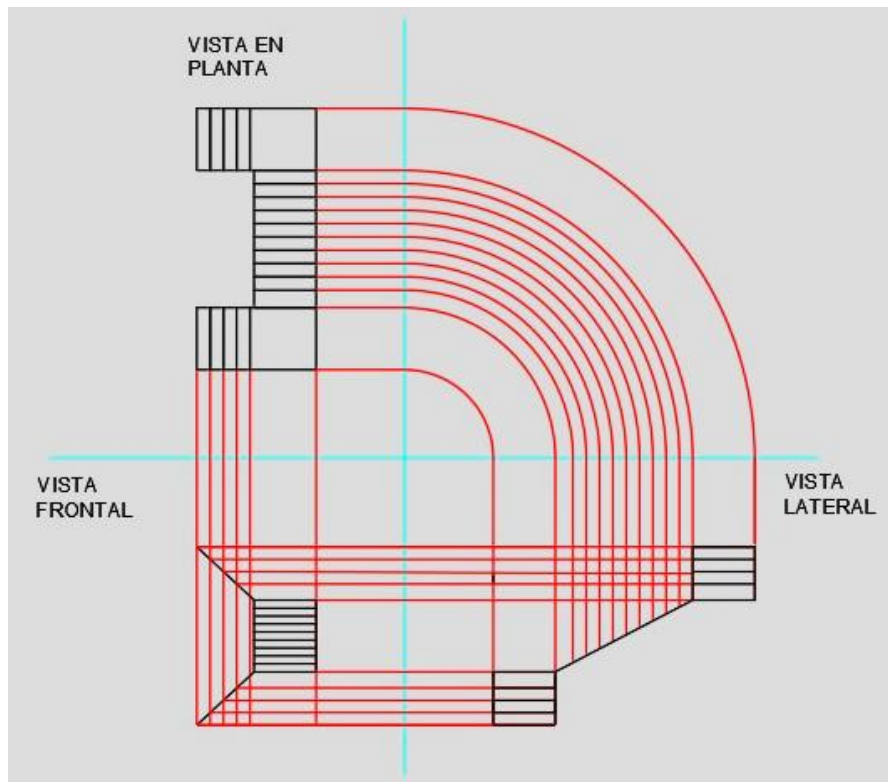


Huella: 0.300 m
ContraHuella: 0.180 m
Nº de escalones: 20
Desnivel que salva: 3.60 m

Fuente: Elaboración propia

Se analizará las vistas de la escalera para próximamente idealizar sus tramos y apoyos de la misma.

Figura.31. Proyección isométrica de la escalera

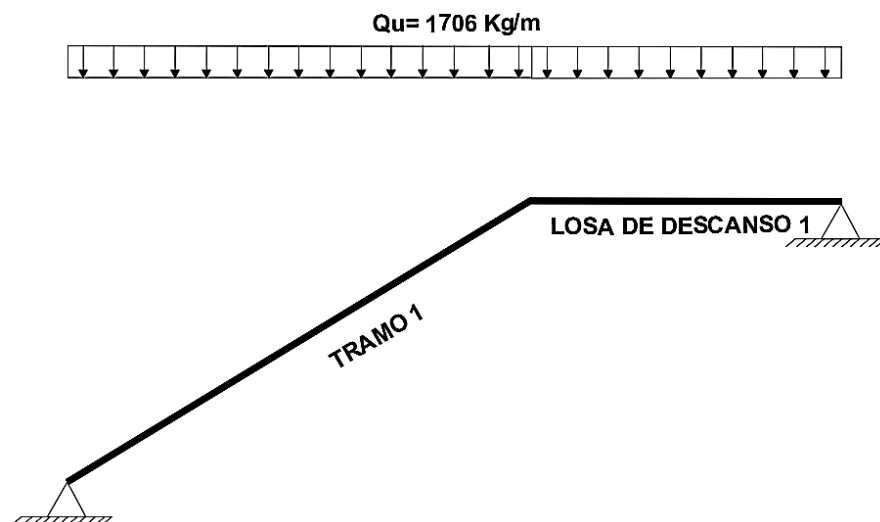


Fuente: Elaboración propia

Se idealizará la escalera en tres tramos, mostrados a continuación

TRAMO N°1

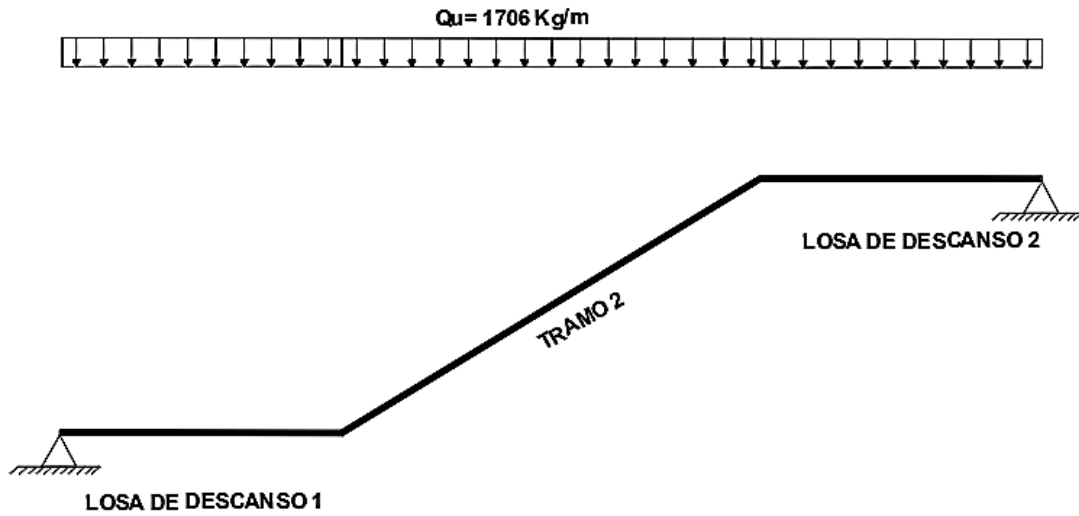
Figura.32. Idealización de la escalera TRAMO 1



Fuente: Elaboración propia

TRAMO N°2

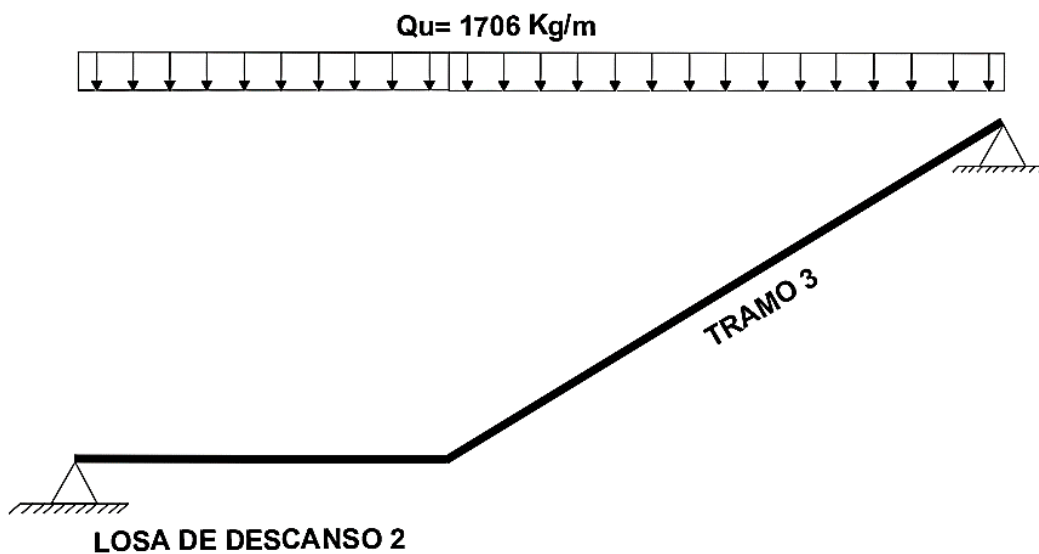
Figura.33.Idealización de la escalera TRAMO 2



Fuente: Elaboración propia

TRAMO N°3

Figura.34.Idealización de la escalera TRAMO 3



Fuente: Elaboración propia

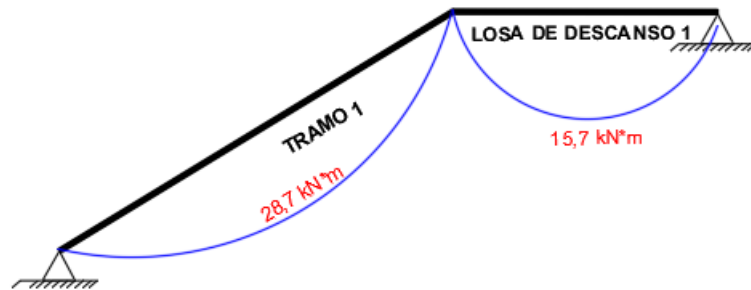
Para el cálculo de los momentos se idealiza como una viga simplemente apoyada de dos tramos considerando las cargas previamente definidas.

Determinando los esfuerzos máximos

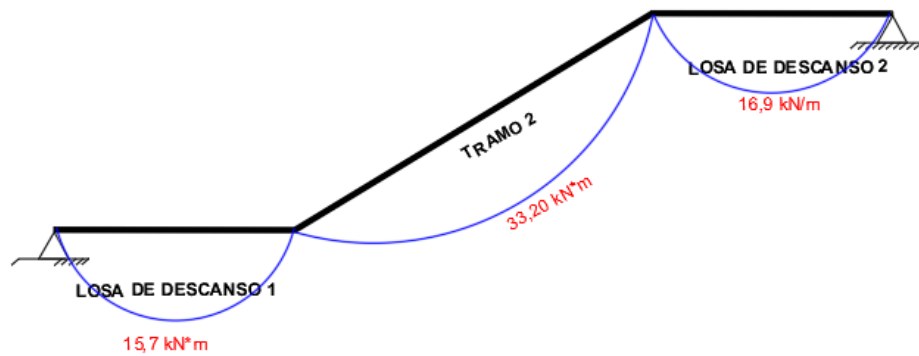
Momento positivo y negativo máximo

Figura.35. Diagramas de momentos negativos para el diseño

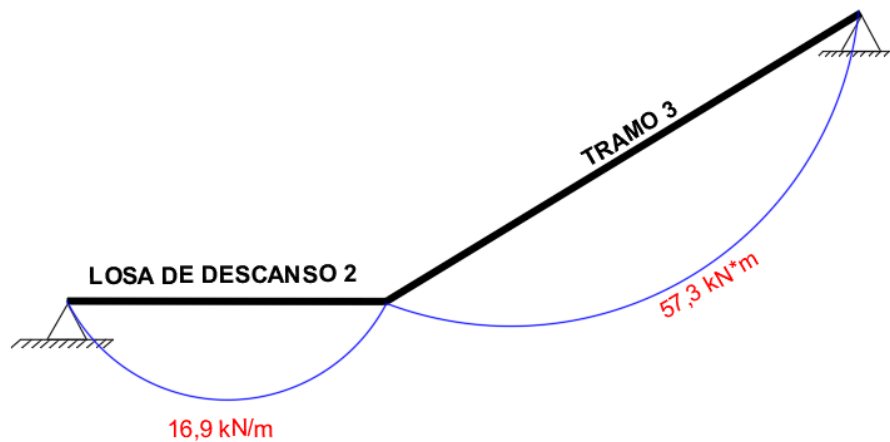
Tramo I



Tramo II



Tramo III



Fuente: Elaboración propia

$$M_{u(+)} = 57.30 \text{ kN} * \frac{m}{m}$$

$$V_u = 59,3 \frac{kN}{m}$$

$$M_{u(-)} = -25,5 \text{ kN} * m/m$$

Determinando el refuerzo de acero por flexión

$$h=15 \text{ cm}$$

$$r=3.0 \text{ cm}$$

$$d=15 \text{ cm}-3.0 \text{ cm}=12.0 \text{ cm}$$

$$Mu=48,5 \text{ kN} \cdot m/m$$

Aplicando la fórmula **36**

$$\rho = 0.008293$$

Aplicando la fórmula **37**

$$As = 9,953 \text{ cm}^2$$

Aplicando las fórmulas de la **tabla N°10, $\geq 420 \text{ MPa}$**

$$As = 2.27 \text{ cm}^2$$

$$As(min) = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$As > As(min)$$

$$\emptyset 16mm$$

$$A_{\emptyset 16} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$s = 20,19 \text{ cm}$$

$$Usar \emptyset 16 \text{ mm } ^c/20cm$$

$$10,05 \text{ cm}^2 > 9,953 \text{ cm}^2$$

Determinando el refuerzo negativo de acero

$$h=15 \text{ cm}$$

$$r=3.0 \text{ cm}$$

$$d=15 \text{ cm}-3.0 \text{ cm}=12.0 \text{ cm}$$

$$Mu=25,5 \text{ kN} \cdot m/m$$

Aplicando la fórmula **36**

$$\rho = 0.004136$$

Aplicando la fórmula **37**

$$A_s = 4,96 \text{ cm}^2$$

Aplicando las fórmulas de la **tabla N°10, $\geq 420 \text{ MPa}$**

$$A_s(\min) = 2.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\min) = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_s(\min)$$

$$\emptyset 12 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$s = 22,78 \text{ cm}$$

Usar $\emptyset 12 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$

$$5,65 \text{ cm}^2 > 4,96 \text{ cm}^2$$

Se verifica que el refuerzo de acero por flexión positivo y negativo es el mismo que el calculado en el programa.

Usar $\emptyset 10 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$ para el refuerzo transversal por temperatura

$$0.7917 * \frac{100}{20} = 3,95 \text{ cm}^2 > 2.27 \text{ cm}^2$$

Cumple, el refuerzo transversal es mayor al mínimo.

Verificación por corte

$$V_u = 59,3 \text{ kN/m}$$

$$V_u < \phi * V_c$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

Aplicando la fórmula 32

$$V_c = 100 \text{ kN/m}$$

$$59,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} < 0.75 * 100 = 75 \text{ kN/m} \rightarrow \text{cumple!}$$

Cumple, el hormigón absorbe el corte.

Tabla 33. Resumen de las armaduras obtenidas

	A. longitudinal inferior	A. longitudinal superior	A. transversal
CYPECAD 2019	$\emptyset 16 \text{ c}/10$	$\emptyset 16 \text{ c}/20$	$\emptyset 10 \text{ c}/20$
VERIFICACIÓN MANUAL	$\emptyset 16 \text{ c}/10$	$\emptyset 16 \text{ c}/20$	$\emptyset 10 \text{ c}/20$
% VARIACIÓN	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

3.5.6 Fundaciones

3.5.6.1 Diseño de zapata aislada de hormigón armado

Se realiza el diseño de la zapata de mayor sollicitación que corresponde a la zapata 6.

Los esfuerzos en servicio de la zapata son los siguientes:

$$N_s = 538,5 \text{ kN}$$

$$M_{xs} = 2,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ys} = 5,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La zapata corresponde, a la zapata que está soportando a la columna N°6

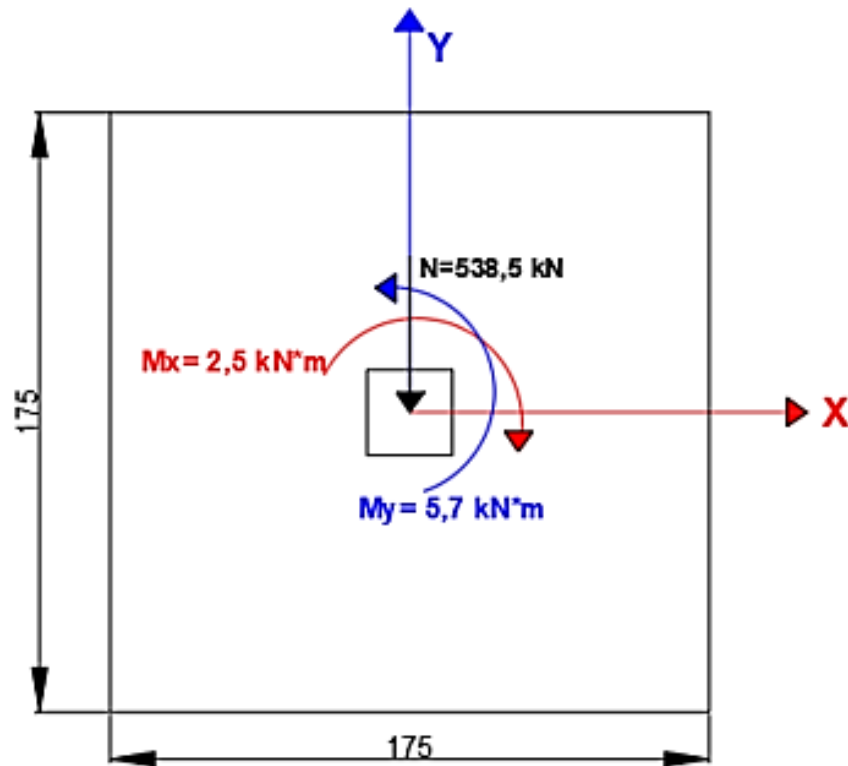


Figura.36. Zapata Aislada esfuerzos en servicio

Fuente: Elaboración propia

Excentricidad. - El cálculo de la excentricidad de la zapata es para ver si la carga está dentro del núcleo central.

$$e = \frac{M}{P} \quad (66)$$

$$e = 0,0047 \text{ m} = 4,7 \text{ mm} < \frac{B}{6} = \frac{1,75}{6} = 0,29 \text{ m "Esta dentro del NC"}$$

Verificación de hundimiento con los esfuerzos en servicio.

$$\sigma = \frac{N_s}{LB} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2} \leq \sigma_{adm} \quad (67)$$

La capacidad admisible del suelo es de $\sigma_{adm} = 2 \frac{Kg}{cm^2}$, aplicando la fórmula 69

$$\sigma_1 = 185,02 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = 179,42 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_3 = 172,25 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_4 = 166,66 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_1 = 1,8502 \frac{KN}{cm^2} \leq 2,00 \frac{kg}{cm^2} \text{ Cumple el hundimiento}$$

Como se demuestra la zapata aislada cumple con el hundimiento es decir que el esfuerzo que trasmite la estructura al suelo, el suelo resiste a hundimiento.

Los esfuerzos en resistencia de la zapata son los siguientes:

$$Nu = 563,8 \text{ kN}$$

$$Mux = 4,3 \text{ kN*m}$$

$$Muy = 2,8 \text{ kN*m}$$

Aplicando la fórmula 69

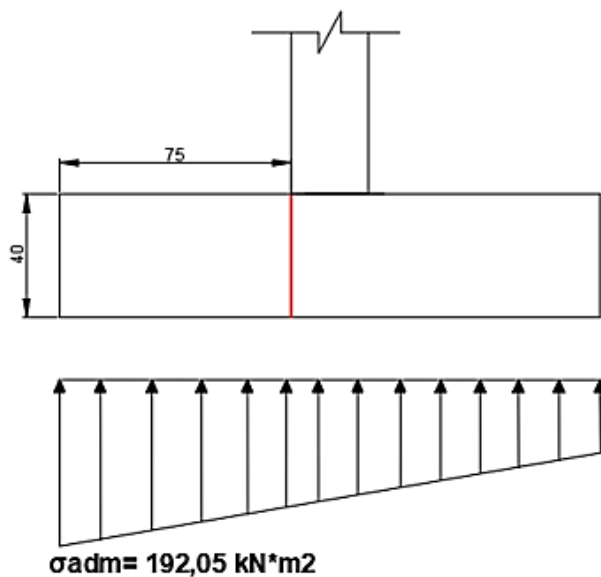
$$\sigma_1 = 192,05 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = 185,78 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_3 = 182,42 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_4 = 176,15 \frac{KN}{m^2}$$

Figura.37.Esfuerzo en la Zapata



Fuente: Elaboración propia

Momento para el diseño de la armadura

$$M_u = (\sigma_{max} * X * B) * \frac{X}{2} \quad (68)$$

$$M_u = 94,525 \text{ kN} * m$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro

Datos

$$\phi = 0,90$$

$$\beta_1 = 0,85$$

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

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$b = 1750 \text{ mm}$$

$$r_{geo} = 50 \text{ mm}$$

$$\phi 16 = 16 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 74 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 74 = 326 \text{ mm}$$

$$M_{max} = 94,525 \text{ kN} * m$$

Remplazando en fórmula 47

$$a = 8,78 \text{ mm}$$

Aplicando la formula (48), se obtiene:

$$c = 10,33 \text{ mm}$$

Acero teórico en la sección, aplicando formula 50

$$As = 653,14 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo requerido según norma

$$As_{min1} = \frac{0,25 * \sqrt{f_c} * b * d}{f_y} \quad (69)$$

$$As_{min2} = \frac{1,4}{f_y} * b * d \quad (70)$$

$$As_{min1} = 1426,25 \text{ mm}^2$$

$$As_{min2} = 1597,4 \text{ mm}^2$$

Acero provisto

$$As_{min} = 1597,4 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{As_{\phi 16}} = \frac{1597,4}{201,1} = 7,94 \approx 8 \text{ barras}$$

$$As = 1597,4 < A_{sp} = 8 * 201,1 = 1608,8 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento del acero

$$Esp = \frac{B - 2 * r_{mec}}{Nb - 1}$$

$$Esp = 23,57 \text{ cm}$$

Usar 8 ϕ 16 c/20 (en ambas direcciones X y Y)

Deformación del acero

Aplicando la fórmula 66

$$\epsilon_t = 0,092$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección dúctil}$$

$$\frac{10,33}{326} \leq 0,0317 \leq 0,375 \text{ CUMPLE}$$

$$0,005 < \epsilon_t = 0,092 \text{ cumple está controlada por tracción}$$

Comprobación a punzonamiento

Según el apartado 11.11.2 de la NB 1225001 el diseño de una losa o zapata con comportamiento en dos (2) direcciones está basado en las siguientes ecuaciones, su

comprobación se basa en saber si el elemento que recibe el esfuerzo vertical es capaz de resistir.

Datos

$$Nu = 563,8 \text{ kN}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$a = 25 \text{ cm y } b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 32,6 \text{ cm}$$

Cálculo del perímetro critico (Columna central)

$$bo = 2a + 2b + 4d \quad (71)$$

$$bo = 230,4 \text{ cm}$$

Cortante que resiste el concreto (escoger el mínimo de las siguientes ecuaciones en kg/cm^2) $\phi=0,75$ $\lambda=1$ β = relación entre el lado mayor entre el lado menor $\alpha_s=40$ para columnas centrales.

$$\phi Vc = \phi * 1,1 * \sqrt{f'c} \quad (72)$$

$$\phi Vc = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \quad (73)$$

$$\phi Vc = \phi * 0,27 * \sqrt{f'c} * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{bo}\right) \quad (74)$$

Reemplazando, en la formula 74,75,76

$$\phi Vc = 13,044 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi Vc = 18,86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi Vc = 24,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Asumir : } \phi Vc = 13,044 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, la zapata resiste.

$$Pz = \phi Vc * bo * d = 13,044 * 9,81 * 230,4 * 32,6 = 961,125 \text{ kN}$$

La eficiencia de la zapata con respecto al punzonamiento es de:

$$\frac{Nu}{P_z} = \frac{563,8}{961,125} = 0,60 < 1 \text{ CUMPLE}$$

Comprobación al deslizamiento

se sigue la siguiente ecuación, además se sabe que el suelo tiene una cohesión de

$$c = 93 \text{ kN/m}^2$$

La fuerza cortante es de: $V=21,13 \text{ kN}$

El área de la zapata es de: $A= 3,06 \text{ m}^2$

$$C_{sd} = \frac{A * Cd}{V} \geq 1,50 \quad (75)$$

C_d : Constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas,

$$Cd = 0,5 C$$

Remplazando:

$$Cd = 46,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C_{sd} \geq 1,50$$

$$C_{sd} = 6,73 \geq 1,50 \text{ Se verifica, cumple}$$

Verificación al vuelco

Datos

La fuerza Normal es de: $N = 563,8 \text{ kN}$

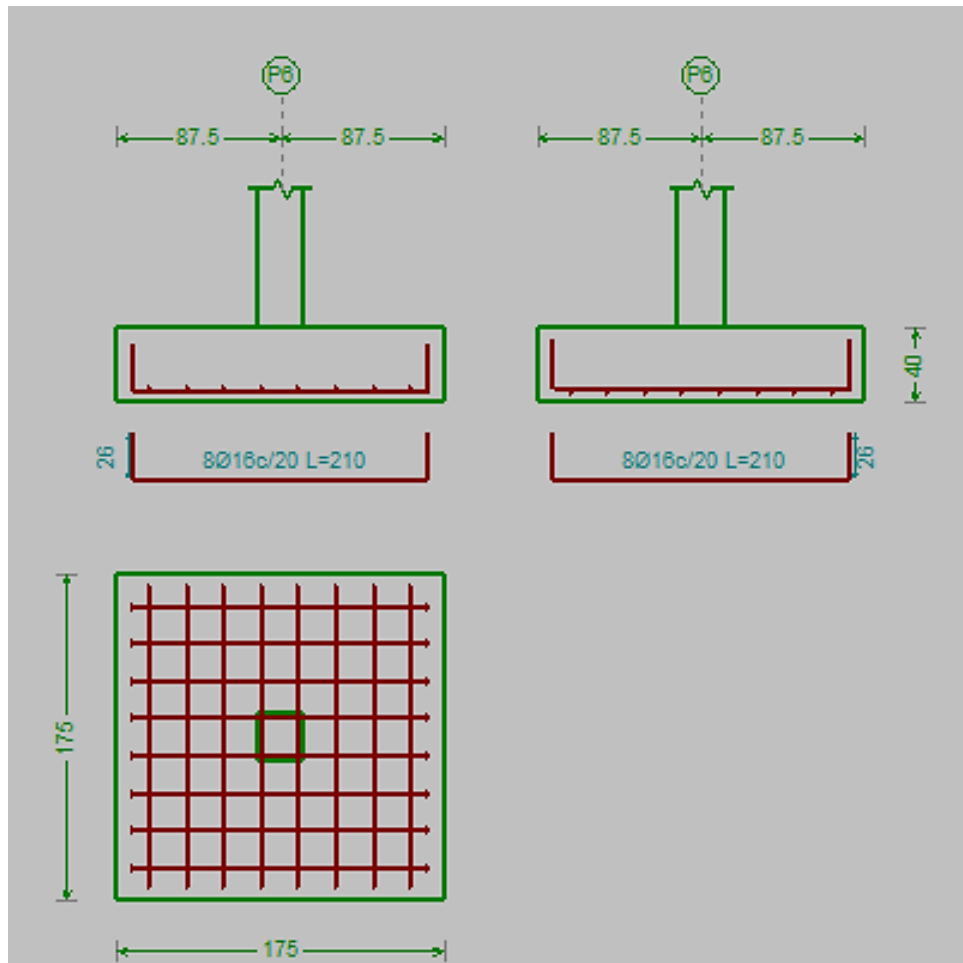
El momento en la zapata es de: $M = 43 \text{ kN*m}$

$$C_{sv} = \frac{N * \frac{L}{2}}{M} \geq 1,50$$

$$C_{sv} = \frac{563,8 * \frac{1,75}{2}}{43} \geq 1,50$$

$$C_{sv} = 11,47 \geq 1,50 \text{ " Se verifica, cumple"}$$

Figura.38. Disposición de armado en la zapata.



Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.

Tabla 34. Resultados de armaduras obtenidos

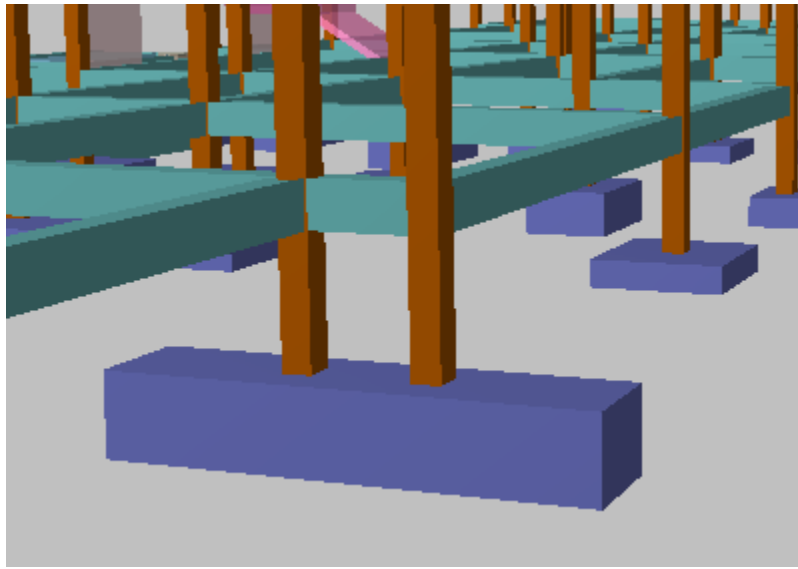
	A. flexión
CYPECAD 2019	8Ø16c/20
VERIFICACIÓN MANUAL	8Ø16c/20
% VARIACIÓN	0

Fuente: Elaboración propia

3.5.6.2 Diseño de zapata combinada

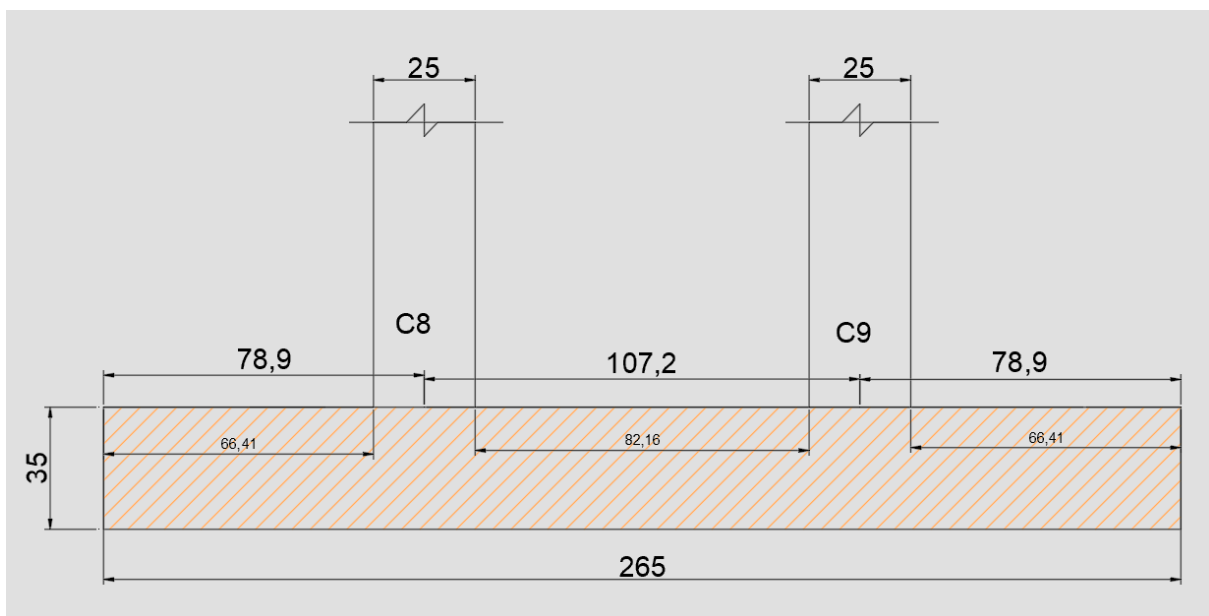
El diseño de la zapata combina contemplara el diseño a flexión, ya que la zapata combinada no posee los esfuerzos máximos, es decir que en este punto se muestra el cálculo de una zapata combinada.

Figura.39. Zapata Combinada a diseñar



Fuente: Cypecad V.2019

Figura.40. Geometría de la zapata combinada



Fuente: Elaboración propia

Verificación de la zapata combinada

Los esfuerzos en servicio de la zapata son los siguientes:

Tabla 35. Esfuerzos en Servicio de a Zapata combinada

Esfuerzos en Servicio	Axial (kN)	Msx (kN*m)	Msy (kN*m)
C8	136,9	5,7	3,2
C9	22,7	8,9	8,6

Fuente: Elaboración propia

Haciendo momento en el punto A para calcular la excentricidad.

La resultante de la fuerza en servicio es de $N_s=159,6 \text{ kN}$

$$X = \frac{\sum F * X}{R_s} \quad (76)$$

$$x = 0.94 \text{ m}$$

Cálculo la excentricidad de la zapata combinada queda:

$$e = -0,385 \text{ m}$$

La excentricidad nos indica que la fuerza esta sobre el *eje X*, pero antes del centro geométrico de la zapata.

$$M_s = R_s * e + M_{sx} \quad (77)$$

$$M_s = 76,046 \text{ kN} * \text{m}$$

La normal en servicio queda:

$$N_s = C_8 + C_9$$

$$N_s = 136,9 + 22,7 = 159,6 \text{ kN}$$

Verificación al hundimiento

Aplicando la formula 69

$$\sigma = 80,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 3,063 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 \leq 2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{'CUMPLE es menor al admisible'}$$

Diseño a flexión:

Una vez verificado el hundimiento de la zapata, para el cálculo en flexión se realiza con esfuerzos en resistencia.

Tabla 36. Esfuerzos en Resistencia de la Zapata Combinada

Esfuerzos En resistencia	Nu (kN)	Mux (kN*m)	Muy (kN*m)
C8	141,8	55,1	-5,3
C9	57,8	118,3	-10,1

Fuente: Elaboración Propia

La resultante de la normal en resistencia queda de la siguiente manera: $N_r = 199,6 \text{ kN}$

$$x = \frac{\sum F * x}{R_r}$$

$$x = 1,499 \text{ m}$$

Calculando la excentricidad la zapata combinada queda:

$$e = 0,174$$

Para este caso la excentricidad es positiva ya que la resultante queda en la parte del lado derecho, es decir la parte de la derecha estará más comprimida respecto a la parte izquierda.

El cálculo previo para calcular los esfuerzos.

$$A = 4,11 \text{ m}^2$$

$$I_y = \frac{B * L^3}{12} = 2,40 \text{ m}^4$$

$$S_y = \frac{I_y}{L/2} = \frac{2,40}{2,65/2} = 1,81 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{Nr}{A} \pm \frac{Nr * e + Mxr}{S_y} \quad (78)$$

$$\sigma_1 = 66,42 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = 163,55 \frac{kN}{m^2}$$

Para obtener la carga distribuida hay que multiplicar por el ancho $B=1,55 \text{ m}$

Finalmente se demuestra que la zapata está totalmente comprimida, la carga distribuida queda:

$$q_1 = 66,42 * 1,55 = 102,95 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 = 163,55 * 1,55 = 253,50 \frac{kN}{m}$$

Cálculo de acero para la zapata combinada

Para el diseño se calculará con el momento más desfavorable, es decir, que máximo del diagrama tanto para la parte superior como inferior, para uniformizar los aceros provistos.

Datos

$$\phi=0,90 \quad \beta_1=0,85$$

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

$$f_y=500 \text{ MPa}$$

$$b=1550 \text{ mm}$$

$$r_{geo}=50 \text{ mm}$$

$$\phi 16 = 16 \text{ mm}$$

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 58 \text{ mm}$$

$$d = 350 - 58 = 292 \text{ mm}$$

$$M_{max} = 45,325 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro

Aplicando la formula 47

$$a = 292 - \sqrt{5,28 \text{ mm}}$$

$$c = \frac{5,28}{0,85} = 6,21 \text{ mm}$$

Cantidad de acero teórico en la sección:

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

$$A_{st} = 348,086 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo requerido según norma, formula 71 y 72

$$A_{smin1} = 1131,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = 1267,28 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin3} = 464,11 \text{ mm}^2$$

El acero provisto es de:

$$A_s = 1267,28 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero con Ø12

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{As_{\phi 16}} = 7 \text{ barras}$$

$$As = 1267,28 \text{ mm}^2 < Asp = 7 * 201,6 = 1411,2 \text{ mm}^2 \quad \textbf{CUMPLE}$$

Espaciamiento del acero

$$Esp = \frac{B - 2 * rmec}{Nb - 1}$$

$$Esp = 24,16 \approx 20 \text{ cm}$$

Usar $\phi 16$ c/20 (en ambas direcciones X y Y)

Deformación del acero

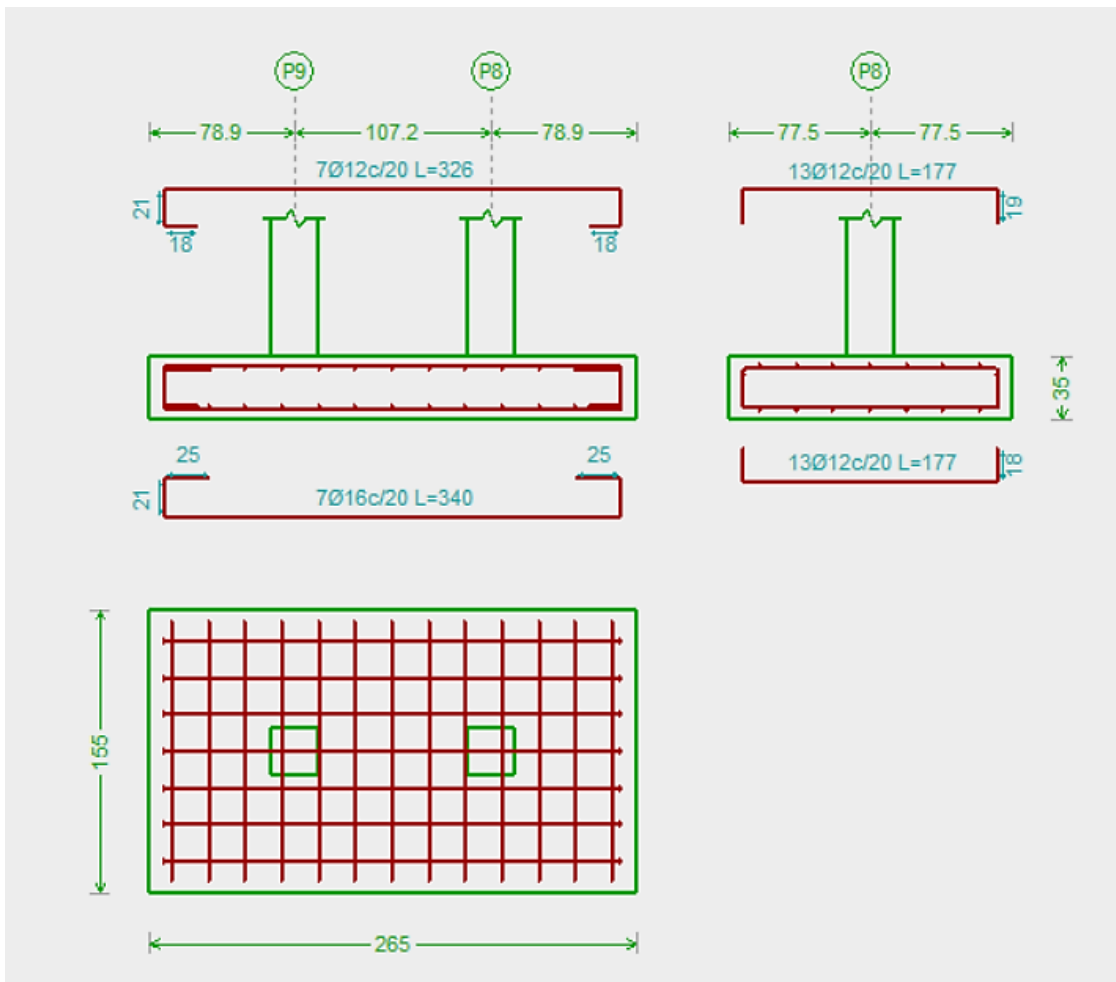
Aplicando formula 66

$$\varepsilon_t = 0,14$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.375 \text{ es una seccion ductil}$$

$$\frac{6,21}{292} = 0.021 \leq 0,375 \quad \textbf{CUMPLE}$$

Figura.41. Zapata Combinada despiece de armado



Fuente: Elaboración Propia

3.6 Desarrollo de la Estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1. Especificaciones técnicas

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase **Anexo A-8**.

3.6.2. Cálculos métricos

El análisis de los precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el **anexo A-5**.

3.6.3. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el **Anexo A-7**.

3.6.4. Presupuesto de la obra

Se obtuvo en función a los volúmenes de obra gruesa y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Tomando como presupuesto de Obra gruesa la suma de las dos cantidades, llegando a un presupuesto total de obra gruesa de Bs. 3.566.059,63.

Detallado en el **Anexo A-6**

3.6.5. Plan y cronograma de ejecución de la obra

Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción del BLOQUE ADMINISTRATIVO – ACADÉMICO. Según el cronograma mostrado en el **Anexo A-9** se tiene planificada la construcción de obra gruesa del Bloque, en aproximadamente 295 días calendario, de acuerdo al plan de obra trazado.

CAPITULO IV

APORTE

ACADÉMICO

CAPITULO IV

4. APORTE ACADÉMICO TANQUE DE HORMIGÓN ARMADO ENTERRADO

4.1 Alcance del aporte académico. -

Este estudio se centra en el análisis, cálculo y diseño estructural de un tanque de hormigón armado enterrado, con una capacidad de 10.000 litros para almacenar agua de forma que esté disponible ante un posible fallo del sistema y para la extinción de incendios, lo cual nos garantizara un flujo de agua constante.

Teniendo así un total de aproximadamente 11.000 Litros de agua potable.

4.2 Marco conceptual del aporte

Debido a las condiciones de diseño arquitectónico, se realizó un análisis y diseño de un tanque enterrado ubicado cerca de la estructura.

4.3 Marco teórico del aporte

4.3.1 Tanques de almacenamiento de agua

Los tanques o reservorios de agua son estructuras que desempeñan un rol importante en los sistemas de distribución y almacenamiento de agua. Estos deben estar contruidos con materiales que de ninguna forma alteren la calidad, composición y condiciones del agua. El contenedor de almacenamiento está relacionado con el volumen de agua requerido para abastecer la demanda del edificio.

4.3.1.1 Clasificación de los tanques

Los tanques se deben clasificar tomando en cuenta el uso que se le va a dar, el tipo de líquido, la ubicación, el terreno donde se encontrara y la geometría más favorable que se adoptara.

Según su geometría

Tanques cilíndricos. -

Por teoría se conoce que los tanques cilíndricos son los más convenientes ya que para una altura y volumen dados, se tiene un perímetro mínimo.

Tanques rectangulares y cuadrados. -

Los tanques rectangulares y cuadrados pueden estar enterrados, semienterrados o superficiales dependiendo del tipo de material que conforme la estructura.

Tanques esféricos. -

Los tanques esféricos generalmente se construyen sobre la superficie, elevados en torres, la altura que pueda tener aumenta la carga hidrostática para facilitar la distribución del líquido.

Según su ubicación.

Tanques superficiales

Son aquellos tanques que se construyen directamente apoyados sobre la superficie del suelo. Por lo general esta ubicación es favorable cuando se conoce que el terreno tiene la capacidad para soportar las cargas impuestas por la estructura sin sufrir deformaciones considerables. En algunos casos es más conveniente que el tanque se encuentre a una determinada altura de la superficie, a fin de contar con cierta carga de presión hidrostática adecuada.

Tanques enterrados

Son aquellos tanques que se constituyen totalmente bajo la superficie del terreno. Por lo general esta ubicación es favorable cuando el terreno de desplante es adecuado para el funcionamiento hidráulico de la red de distribución.

Los tanques enterrados tienen la ventaja de conservar el agua a resguardo de grandes variaciones de temperatura.

Como otro tipo de tanques se tiene los semienterrados en los cuales una parte de la estructura se encuentra bajo la superficie y la otra sobre la superficie. Este tipo de tanques se construyen generalmente debido a razones topográficas – geotécnicas, debido a su localización o cuando el costo de la excavación es alto.

Tanques elevados

Un tanque elevado de agua tiene como objetivo principal la distribución por gravedad, reduciendo así el consumo de energía eléctrica para el bombeo de agua a los hogares.

Este sistema es utilizado principalmente en zonas planas, que carecen de montañas para colocar el tanque. En ese aspecto el tanque permite aprovechar la altura y ejerce presión de salida gracias a la gravedad.

Los tanques elevados suelen ser más seguros, teniendo en cuenta que es mucho más difícil llegar hasta a ellos por su ubicación. Al encontrarse tan altos, se evita que puedan verse afectados por distintos contaminantes.

Otra de las ventajas del tanque elevado es que minimiza el riesgo de accidentes por parte de vehículos o camiones que puedan chocar directamente con los tanques.

Según los materiales de construcción.

Tanques de mampostería

Generalmente los tanques de mampostería tienen geometría rectangular debido a que los tanques circulares soportan la presión de agua a través de la tensión anular, este tipo de tanque no cuenta con refuerzos de acero para contrarresten dichas tensiones ocasionando agrietamientos en las juntas, pueden ser utilizados como fosas sépticas o para el almacenamiento de agua.

Tanques de hormigón armado

Los tanques de hormigón armado pueden tomar cualquier geometría siendo capaces de resistir grandes presiones en los cuales el refuerzo de acero contrarresta las tensiones que se producen por el líquido o por el suelo, evitando de esta manera agrietamientos en las juntas.

Tanques de plástico

Son las estructuras más livianas que sirven para almacenar cualquier tipo de líquido, el plástico usado debe tener algunos recubrimientos de materiales como polietileno o fibras resistentes que ayuden a contrarrestar las presiones. Estos tanques son de fácil y rápida instalación, pueden tener varias formas.

Tanques metálicos

Son estructuras livianas comparadas a los tanques de hormigón armado, estos tanques sirven para resistir grandes presiones debido a la gran resistencia de las planchas de acero estructural y las uniones soldadas que usadas para su construcción.

4.3.2 Tipo de tanque a diseñar.

El tanque a diseñar es de concreto reforzado y fue concebido para el almacenamiento de agua potable, estará enterrado hasta el nivel de la tapa y su forma es rectangular.

4.3.2.1 Factores a Considerar para la Selección del Tamaño

Consumo de Agua:

Consumo diario promedio: Es la cantidad de agua que se consume diariamente en el edificio.

Normativa Local:

Reglamentos de construcción: Las normas locales pueden establecer requisitos mínimos para la capacidad del tanque.

4.3.2.2 Aspectos Complementarios

- Borde libre

El tanque debe estar provisto de una altura libre por encima del nivel máximo de agua, con el objeto de contar con un espacio de aire ventilado. La altura libre no debe ser menor a 0,20 m.

- Revestimiento interior

El fondo y las paredes del tanque, deben ser impermeables, independientemente de cualquier tratamiento especial, como pintura o revestimiento.

- Boca de visita

El tanque deberá contar con una abertura para inspección de 0,70 m x 0,70 m como mínimo.

La abertura para inspección debe ser cerrada con una tapa que tendrá un sistema de seguridad con llave o candado.

4.3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

4.3.3.1 Definición de las cargas y fuerzas

Para el diseño del tanque se debe de considerar una serie de características geotécnicas para la determinación de las cargas gravitacionales y fuerzas horizontales que se describen a continuación:

- **Carga muerta.** - Es la producida por el peso de los diferentes elementos de la estructura, al igual que en el caso de la carga viva se considera como carga muerta a la reacción que se produce en la base a causa del peso del tanque.
- **Carga viva.** - La carga viva es la sumatoria del peso de las personas que intervienen en el montaje del tanque, o el mantenimiento y reparaciones del mismo, tomándose el valor mayor de ambas, en este caso tomaremos como carga viva el peso del agua.
- **Carga hidrostática y empuje hidrostático en la pared.** - La carga hidrostática será representada por un triángulo de presiones en las caras internas del muro, el valor de la presión es proporcional a la altura y está dado por la ecuación:

$$P = \gamma_w * H \quad (79)$$

γ_w : Densidad del agua (kg/m³)

H : Altura de la columna de agua (m)

- **Empuje de tierras:** Se considera que de manera semejante a la carga hidrostática el suelo produce un triángulo de presiones.

4.3.3.2 Análisis Hidrostático

Tanque Enterrado

Se debe analizar el tanque para que este pueda soportar satisfactoriamente la presión lateral del suelo, analizando en la peor situación que sería el tanque vacío.

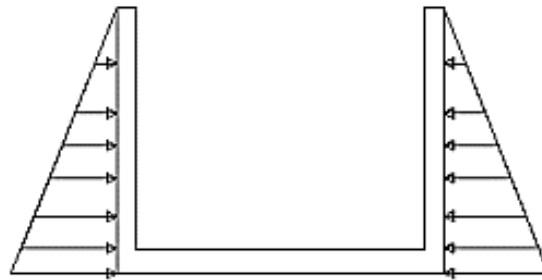


Figura.42. Cargas actuantes en las paredes del Tanque Enterrado, empuje del suelo

Fuente: Elaboración Propia

4.4 Producto – Aporte

Planteamiento Estructural

4.4.1.- Descripción de la estructura de sustentación

El tanque enterrado se encuentra a una altura de -1,50 metros y cuenta con una capacidad de 10.000 Litros, tiene las siguientes dimensiones 3,40 metros de largo, 2,60 metros de ancho y una altura de 1,50 metros.

Está conformada por muros y losa de cimentación.

4.4.2.- Parámetros de diseño

Para efectos de análisis realizado al tanque enterrado se ha adoptado para los elementos estructurales los valores indicados a continuación:

Resistencia de los materiales

-Hormigón armado: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

-Acero de refuerzo: $F_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico

-Hormigón: $\gamma_H = 2500 \text{ kg/m}^3$

-Agua: $\gamma_{\text{Agua}} = 1000 \text{ kg/m}^3$

-Mortero de cemento y arena: $\gamma_H = 2100 \text{ kg/m}^3$

4.4.3 Análisis, Cálculo y Diseño Estructural

4.4.3.1 Análisis de cargas

La evaluación de los efectos de fuerzas que actúan sobre la estructura se conforma por tres categorías: permanentes, variables y accidentales.

Cargas permanentes: son aquellas fuerzas permanentes como las cargas muertas, que tienen un peso que no varía en el tiempo.

Cargas variables: son aquellas cargas que varían respecto al tiempo y afectan considerablemente a la estructura. Las acciones variables son: la carga viva, el empuje estático del líquido y los efectos de cambio de temperatura.

Cargas accidentales: son aquellas cargas o acciones que se debe a fuerzas externas que se generan por lapsos amplios o mínimos, las cuales generan, de acuerdo a su intensidad, daños considerables a la estructura. Estas acciones son: fuerzas sísmicas, explosiones, incendios y otros fenómenos que se podría suscitar.

Carga permanente (Peso propio o carga muerta)

Incluye el peso propio de todos los elementos que conforman el sistema estructural a analizar, así como las cargas que actúan permanentemente.

Cálculo de Cargas

Carga muerta: Para el cálculo de la carga muerta se utiliza un hormigón con densidad $\gamma_H = 2500 \text{ kg/m}^3$ y se utilizan las siguientes secciones:

Espesor de la tapa: $s (\text{tapa}) = 0.15 \text{ m}$

Espesor de los muros: $s (\text{muros}) = 0.20 \text{ m}$

Espesor de la base del tanque enterrado: $s(\text{base}) = 0.25 \text{ m}$

Para el cálculo del peso propio el ancho de la franja de diseño es de $b = 1 \text{ m}$.

Peso propio de la tapa:

$$Pp(\text{tapa}) = \gamma_{Ho} * S(\text{tapa}) * b$$

$$Pp(\text{tapa}) = 375 \text{ kg/m}$$

Peso propio de los muros:

$$Pp(\text{muro}) = \gamma_{Ho} * S(\text{muro}) * b =$$

$$Pp(\text{muro}) = 500 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la base del tanque enterrado:

$$Pp(\text{base}) = \gamma_{Ho} * S(\text{base}) * b =$$

$$Pp(\text{base}) = 625 \text{ kg/m}$$

4.4.3.2 Presión hidrostática de agua

La presión hidrostática en el fondo del tanque está dada por la siguiente ecuación:

Tanque enterrado

Se cargará la estructura con el caso más crítico, tomando en cuenta la posibilidad de que el tanque estará vacío por completo y solo se tendrá el empuje de tierras.

$$P_w = \gamma_w * H$$

$$P_w = 1000 \text{ kg/m}^3 * 0 \text{ m}$$

$$P_w = 0 \text{ kg/m}^2$$

Presión lateral de tierras

Se considero un ángulo de fricción interna de $\phi = 30^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \cos 30}$$

$$K_a = 0,33$$

$$P_a = K_a * \gamma_s * H_a$$

Se considerará que el suelo tiene una densidad de $\gamma_s = 1900 \text{ kg/m}^3$, en el borde inferior de la base, considerando una sobrecarga de 60cm y la altura de la tapa del tanque se tiene:

$$H_a = 75 \text{ cm}$$

$$P_a = 0,33 * 1900 * 0,75$$

$$P_a = 470,25 \text{ kg/m}^2$$

Carga de granizo

La carga de granizo se determinará por la siguiente formulación:

$$Q = \gamma_{\text{Granizo}} * h$$

Donde el peso específico en defecto se toma 1000 kg/m^3 , aunque el peso específico del granizo sea un poco menor que del agua, y “h” es la altura de acumulación en m.

Según datos históricos, la altura de acumulación máxima en la ciudad de Tarija fue aproximadamente de 15 cm.

$$Q = \gamma_{\text{Granizo}} * h = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,15\text{m} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

4.4.3.2.1 Capacidad del tanque asumida

Tanque Enterrado

Como parte integral del diseño estructural del edificio administrativo, se ha incluido un tanque de hormigón enterrado para el almacenamiento de agua. Si bien el objetivo principal

de esta tesis se centra en el diseño estructural del edificio, la inclusión del tanque requiere una justificación de su volumen basada en cálculos hidráulicos.

Es importante señalar que el cálculo hidráulico presentado en este capítulo tiene un alcance limitado y no pretende ser un análisis exhaustivo. Mi especialidad radica en el diseño estructural, y los cálculos hidráulicos aquí presentados son una aproximación básica para justificar el volumen del tanque requerido.

Por lo tanto, este análisis no profundiza en todos los factores y complejidades que un ingeniero sanitario consideraría en un diseño completo. Se han empleado simplificaciones y supuestos para obtener una estimación razonable del volumen necesario, suficiente para los fines de esta tesis.

El objetivo principal de este capítulo es proporcionar una base para el diseño estructural del tanque, asegurando que tenga la capacidad adecuada para las necesidades del edificio administrativo. Se reconoce que un estudio hidráulico más detallado podría ser necesario para la construcción y operación del tanque, pero esto está fuera del alcance de este proyecto.

Memoria de Calculo Sanitario

AGUA FRIA

Planta baja

Tabla 37. Consumo de agua en planta baja



Descripción del ambiente	Área [m²]	N° de Personas	Consumo		Dotación [l/día]
			[l/m²/día]	[l/hab/día]	
Area sin lavado	-	-	2,0	-	0,00
area de reuniones	28	-	6,0	-	168,00
Plantel - oficinas	-	13	-	50	650,00
D1 =					818

Fuente: Elaboración propia

Primer piso

Tabla 38. Consumo de agua en el primer piso

Descripción del ambiente	Área [m²]	N° de Personas	Consumo		Dotación [l/día]
			[l/m²/día]	[l/hab/día]	
Area sin lavado	-	-	2,0	-	0,00
sala de reuniones	150	-	6,0	-	900,00
Plantel - 6 Docente	-	7	-	50	350,00
D2 =					1250

Fuente: Elaboración propia

Demanda de agua caliente se tomará como 0, ya que es un edificio administrativo no se requiere agua caliente.

PROTECCION CONTRA INCENDIOS

De acuerdo al punto 8 del artículo 1.16 de la sección III del RENISDA, el volumen de reserva contra incendio se podrá determinar considerando el abastecimiento mínimo de al menos 1 – 2 hidrantes durante media hora de acuerdo a la Tabla 1.18. así mismo, el volumen mínimo de reserva contra incendios no deberá ser menor a los 7,500 litros.

Luego la tabla 1.18 será:

Tabla 39. Descarga máxima

Tipo	Clase de inmueble	Descarga Máxima [l/min]
A	Residencias, oficinas, establecimientos educativos y similares	250
B	Centros comerciales, fabricas, almacenes, depósitos y similares	500

Fuente: punto 8 del artículo 1.16 de la sección III del RENISDA

Considerando que la probabilidad de la simultaneidad de un incendio en todos los pisos al mismo tiempo es muy baja, calculamos el volumen más probable de reserva contra incendios consideran solo una parte del total de niveles del edificio:

Tabla 40. Volumen de agua contra incendios

Tipo	N° de plantas en emergencia	Tiempo de duración [min]	Descarga Máxima [l/min]	Volumen contra incendios [l]
A	1	30	250	7.500

Fuente: Elaboración propia

Como el valor calculado es mayor al volumen mínimo de reserva establecido en la norma, asumimos como volumen mínimo:

Vci =	7.500,00	litros
--------------	----------	--------

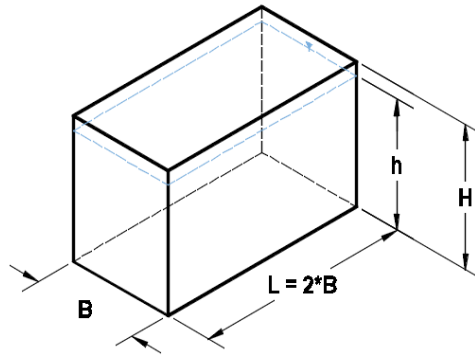
El volumen total requerido para el funcionamiento de los sistemas de consumo, contraincendios y otros usos será:

$$D1+D2+Vci= 818+1250+7500= \mathbf{9600 \text{ litros}}$$

Tanques cisterna

H =	1,50 m.
B =	2,60 m.
L =	3,40 m.

Dimensionado mínimo



Y se tendrá un volumen útil de agua de 9100 litros

4.4.3.3 Verificación manual de los elementos de la estructura

Diseño de los muros largos.

El espesor de los muros utilizado es $S = 20 \text{ cm}$.

Verificación a flexión (muros largos)

Los muros largos se diseñan de manera que los refuerzos principales se ubican en sentido vertical, a lo largo de su longitud más corta, el refuerzo secundario es el necesario para cubrir el requisito de contracción y temperatura.

Los momentos de diseño tanto internos como externos fueron calculados mediante el

Programa Cypecad V. 2019. Los valores de los momentos para una franja de 1m de ancho y tras ser multiplicados por el coeficiente de durabilidad ambiental $S_d = 1.3$ son los siguientes:

$$MU(\text{externo}) = 2100 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$MU(\text{interno}) = 1100 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

El recubrimiento utilizado para los cálculos en los dos casos es:

$$r = \text{recubrimiento} + db/2$$

Donde el recubrimiento es de 75 mm, para hormigón en contacto con el suelo según la sección 7.7.1 del ACI 318-11. Se asume un valor de $db = 10 \text{ mm}$.

$$r = 8 \text{ cm}$$

Los refuerzos exteriores fueron calculados de la siguiente manera:

$$MU(\text{externo}) = 2200 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$Ru = \frac{Mu}{\phi * b_w * d^2} \quad (80)$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$Ru = \frac{320000}{0.9 * 100 * 12^2}$$

$$Ru = 16,20 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de ϕ para elementos sometidos a flexión es de 0.9 según la sección 9.3.2.1 del ACI 318 – 11 y el valor de $b_w = 100 \text{ cm}$ pues se diseña para una sección de un metro de ancho.

La cuantía necesaria en la sección es:

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Ru}{f'_c}} \right) \quad (81)$$

$$\rho = 0.85 * \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{5000 \text{ kg/cm}^2} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 16,20 \text{ kg/cm}^2}{250 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$\rho = 0,0033$$

Con el valor obtenido de cuantía el acero requerido es:

$$A_s = \rho * b_w * d \quad (82)$$

$$A_s = 0.0033 * 100 * 12$$

$$A_s = 3,84 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo para flexión del muro está dado por la ecuación (10.3) la sección 10.5.1 del ACI 318-11

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{5000} \quad (83)$$

$$\rho_{min} = 0.0028$$

$$A_{smin} = \rho * b_w * d \quad (84)$$

$$A_{smin} = 0.0028 * 100 * 12$$

$$A_{smin} = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin}$$

$$M1 : 1 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm C/20 cm, } A_s \text{ real} = 3.925 \text{ cm}^2$$

La longitud de desarrollo se calcula utilizando la ecuación:

$$l_d = \frac{fy}{4.4 * \sqrt{f'c}} * \frac{\psi_e * \psi_t * \psi_s}{\left[\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right]} * d_b$$

En general se utilizó

$$\left[\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right] = 2.5$$

Los valores de los coeficientes son $\psi_e = 1$, $\psi_t = 1$ y $\psi_s = 0.8$.

Con estos valores se tiene:

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

Se colocan una longitud $ld = 35 \text{ cm}$

Los refuerzos interiores fueron calculados con siguiendo el mismo método que los esfuerzos externos:

$$MU(\text{interno}) = 1100 \text{ kg*m}$$

$$Ru = 8,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0,0017$$

$$A_s = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{smin}$$

$$M3: 1 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm C/20 cm, } A_s \text{ real} = 3.925 \text{ cm}^2$$

La longitud de desarrollo es:

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

Se colocan una longitud $ld = 35 \text{ cm}$

Verificación a cortante (muros largos).

Todo el cortante será absorbido por la sección de concreto por lo tanto no se utiliza refuerzo para resistir fuerza cortante.

El valor del cortante de diseño en los muros fue calculado con la ayuda del programa Cypecad V.2019

$$Vu = 3400,0 \text{ kg}$$

Para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante del hormigón se utilizó la ecuación 11-3 de la sección 11.2 del ACI 318-11.

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

Con el fin de trabajar directamente con el espesor del muro se hace $V_u = V_c$ y despejando d se obtiene el ancho d_{min} necesario para resistir el cortante. El valor del factor $\lambda = 0.85$ es tomado de la sección 8.6.1 del ACI 318-11.

$$d_{min} = \frac{V_u}{0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw} \quad (85)$$

$$d_{min} = \frac{3400kg}{0.53 * 0.85 * \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm}}$$

$$d_{min} = 4,77 \text{ cm}$$

$$d = d_{min}$$

Por tanto, una sección la sección de espesor $S = 20cm$, con $d = 12 \text{ cm}$ es válida.

Diseño de los muros cortos.

El espesor utilizado es $S = 20 \text{ cm}$.

Verificación a flexión (muros cortos).

Los muros cortos se diseñan de manera que los refuerzos principales se ubican verticalmente, a lo largo de su longitud más corta, el refuerzo secundario es el necesario para cubrir el requisito de contracción y temperatura.

Los momentos de diseño tanto internos como externos fueron calculados mediante el programa SAP 2000. Los valores de los momentos para una franja de 1m de ancho y tras ser multiplicados por el coeficiente de durabilidad ambiental $S_d = 1.3$ son los siguientes:

$$MU(\text{externo}) = 900 \text{ kg*m}$$

$$MU(\text{interno}) = 1800 \text{ kg*m}$$

Los refuerzos exteriores fueron calculados de la siguiente manera:

$$MU(\text{externo}) = 1800 \text{ kg/m}$$

$$R_u = 13.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0,0029$$

$$A_s = 3,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin}$$

$$M2: 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm C/20 cm, } A_s \text{ real} = 3.925 \text{ cm}^2$$

La longitud de desarrollo es:

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

Se colocan una longitud $ld = 35 \text{ cm}$

Los refuerzos interiores fueron calculados con siguiendo el mismo método que los esfuerzos externos:

$$MU(\text{interno}) = 900 \text{ kg/m}$$

$$Ru = 6.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0014$$

$$A_s = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{smin}$$

$$M4: 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm C/20 cm, } A_s \text{ real} = 3.925 \text{ cm}^2$$

La longitud de desarrollo es:

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

Se colocan una longitud $ld = 35 \text{ cm}$

Verificación a cortante (muros cortos).

Todo el cortante será absorbido por la sección de concreto por lo tanto no se utiliza refuerzo para resistir fuerza cortante.

El valor del cortante de diseño en los muros fue calculado con la ayuda del programa Cypecad V.2019

$$Vu = 3000 \text{ kg}$$

$$Vu = Vc = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$dmin = 4.21 \text{ cm}$$

$$d = dmin$$

Por tanto, una sección la sección de espesor $S = 20 \text{ cm}$, con $d = 12 \text{ cm}$ es válida.

Diseño de la base.

El espesor utilizado es $S = 25 \text{ cm}$.

Verificación a flexión (base).

La base se diseña de manera que los refuerzos principales se ubican a lo largo de su longitud más corta, el refuerzo secundario es el necesario para cubrir el requisito de contracción y temperatura.

Los momentos de diseño tanto internos como externos fueron calculados mediante el programa Cypecad V.2019. Los valores de los momentos para una franja de 1m de ancho y tras ser multiplicados por el coeficiente de durabilidad ambiental $S_d = 1.3$ son los siguientes:

$$MU(\text{externo}) = 1700 \text{ kg/m}$$

$$MU(\text{interno}) = 2800 \text{ kg/m}$$

Los refuerzos exteriores fueron calculados de la siguiente manera:

$$MU(\text{interno}) = 2800 \text{ kg/m}$$

$$Ru = 21,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0,0047$$

$$A_s = 5,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin}$$

$$\text{Base: } 1 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm C/20 cm, } A_s \text{ real} = 5,655 \text{ cm}^2$$

La longitud de desarrollo es:

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

Se colocan una longitud $ld = 30 \text{ cm}$

Los refuerzos externos fueron calculados con siguiendo el mismo método que los esfuerzos internos:

$$MU(\text{externos}) = 1700 \text{ kg/m}$$

$$Ru = 13,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0,0014$$

$$A_s = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{smin}$$

$$1 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm C/20 cm, } A_s \text{ real} = 5,655 \text{ cm}^2$$

La longitud de desarrollo es:

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

Se colocan una longitud $ld = 30 \text{ cm}$

Verificación a cortante

Todo el cortante será absorbido por la sección de concreto por lo tanto no se utiliza refuerzo para resistir fuerza cortante.

El valor del cortante de diseño en los muros fue calculado con la ayuda del programa Cypecad V.2019

$$Vu = 1100 \text{ kg}$$

$$Vu = Vc = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$d_{min} = 1,54 \text{ cm}$$

$$d = d_{min}$$

Por tanto, la sección de espesor $S = 25 \text{ cm}$, con $d = 12 \text{ cm}$ es válida.