

CAPITULO I
ANTECEDENTES

1 ANTECEDENTES.

1.1 EL PROBLEMA:

En los últimos años, la comunidad de Rancho Sud ha experimentado un notable incremento en su población, la unidad educativa existente ha visto un aumento en la demanda y necesidades de la comunidad y las zonas cercanas. Sin embargo, la infraestructura escolar actual es insuficiente para albergar a todos los estudiantes en la comunidad ya que solo cuenta con nivel primario, teniendo en cuenta que el mal estado es tal que no cumple adecuadamente las condiciones de una educación eficiente y justa. Se podría considerar un proyecto para la construcción de una infraestructura educativa en la comunidad de Rancho Sud, de manera que se pueda satisfacer adecuadamente la demanda de educación en la zona, y que brinde a los estudiantes una experiencia de aprendizaje en condiciones óptimas.

1.1.1 Planteamiento del problema

Debido al aumento en la población estudiantil de la Comunidad de Rancho Sud, la infraestructura educativa no cuenta con la capacidad suficiente para satisfacer la demanda de alumnos que cada año se incorporan, lo que resulta en un hacinamiento de estudiantes debido a esta falta de espacio provocando incomodidad tanto en alumnos como en profesores. Asimismo, las malas condiciones de las instalaciones actuales complican aún más la situación. Ya que actualmente la escuela de la comunidad solo cuenta con nivel primario, muchos jóvenes se ven obligados a emigrar a otras comunidades para continuar su educación secundaria.

1.1.2 Formulación del problema

¿Es necesario la construcción de un nuevo colegio en la comunidad de rancho sud?

Al diseñar y construir un nuevo colegio de nivel secundario en la zona, se logrará eliminar el hacinamiento de los estudiantes y permitirles concluir sus estudios, lo que satisfará una necesidad social importante y brindará nuevas oportunidades a los estudiantes de la zona. Con este nuevo colegio, se espera que la educación sea más accesible para todas las personas, mejorando su calidad y eficiencia personalizada.

1.1.3 Sistematización.

La alternativa definida para la realización del "Diseño estructural del nuevo colegio de Rancho Sud – San Lorenzo" en base a un análisis técnico y económico se elige la opción técnica más apropiada para el desarrollo del diseño estructural, se ha decidido llevar a cabo lo siguiente planteamiento:

- ❖ La cimentación contará con zapatas aisladas de hormigón armado.
- ❖ La estructura de sustentación será una estructura a porticada de hormigón armado.
- ❖ Para la separación de niveles se utilizará una losa alivianada
- ❖ Finalmente, la cubierta se realizará reticulados metálicos.

1.2 Objetivos.

1.2.1 General.

Realizar el diseño estructural del nuevo colegio de Rancho Sud-San Lorenzo, aplicando el Proyecto de Norma del Hormigón NB -1225001 para el diseño de elementos de hormigón y AISI-LFRD para el diseño de las estructuras metálicas.

1.2.2 Específicos.

- ❖ Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento de la estructura.
- ❖ Realizar el estudio de suelos mediante ensayos de laboratorio para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación.
- ❖ Analizar las cargas vivas y muertas sobre cada ambiente, de acuerdo a la función que tendrá en cada uno de ellos.
- ❖ Realizar el diseño estructural de todos los elementos estructurales como ser vigas, columnas, zapatas, losas, de la unidad educativa.
- ❖ Realizar el diseño de planos estructurales a detalle.
- ❖ Diseñar la estructura de sustentación de cubierta metálica.
- ❖ Determinar cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto del proyecto.
- ❖ Definir las especificaciones técnicas del proyecto.
- ❖ Realizar el cronograma de ejecución del proyecto.

1.3 Justificación

1.3.1 académica.

Aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos en la formación universitaria para elegir la mejor alternativa estructural para una edificación basándose en los principios de ingeniería, planteando soluciones para resolver los problemas que se puedan presentar y llegar a una solución técnica viable.

Logrando de esta manera la culminación de la etapa de preparación académica obtener el grado de licenciatura en ingeniera civil.

1.3.2 Técnica.

En base a la información preliminar del sitio y de los antecedentes del proyecto, se puede afirmar que el lugar de emplazamiento no presenta dificultades que podrían inviabilizar el proyecto, más al contrario presenta las condiciones suficientes para su construcción, cumpliendo tanto con la normativa de diseño para el hormigón y así también con las normas establecidas para al diseño de unidades educativas para un mayor aprovechamiento y rendimiento estudiantil.

1.3.3 Social.

Contribuir aportando una solución a la comunidad con el diseño de una nueva infraestructura donde los estudiantes puedan continuar y concluir sus estudios de una manera cómoda en ambientes adecuados, mediante una alternativa de diseño estructural a nivel secundario en la comunidad de Rancho Sud, lo cual evitará que los estudiantes se retiren o trasladen a otros colegios de otras comunidades, de manera que afecte la calidad de vida y económica de la sociedad.

Se busca contribuir a la comunidad de Rancho Sud aportando una solución que permita a los estudiantes continuar y concluir sus estudios en ambientes adecuados y cómodos mediante el diseño de una nueva infraestructura escolar a nivel secundario que evite que los estudiantes se retiren o trasladen a otros colegios de otras comunidades, lo cual permitirá una mejora en la calidad de vida y económica de la sociedad.

Con el fin de lograr esta meta, se llevará a cabo un análisis detallado de las necesidades de la comunidad y de los estudiantes, con el objetivo de diseñar una estructura que cumpla con todas las exigencias requeridas para un ambiente educativo óptimo y seguro. Lo cual es fundamental para el desarrollo de la educación y la formación en Bolivia.

1.4 Alcance del proyecto.

1.4.1 Resultados a lograr.

Se plantean los siguientes resultados:

- ❖ Estudio de suelos del lugar donde se emplazará la obra, para la determinación de la capacidad portante del suelo para realizar la fundación.
- ❖ Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.
- ❖ Diseño y cálculo estructural de la construcción del nuevo colegio.
- ❖ Diseño de escaleras de hormigón.
- ❖ Diseño de rampa de hormigón.
- ❖ Especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precio unitario y presupuesto referencial para la ejecución del proyecto.

1.4.2 Aporte académico.

Como aporte académico se desarrollará la comprobación y dimensionamiento de una rampa de acceso para personas de capacidad diferente con vigas T versus una rampa con losa maciza en base al Proyecto de Norma del Hormigón NB-1225001.

1.4.3 Localización del proyecto.

El proyecto se encuentra ubicado en la comunidad de Rancho Sud en la primera sección de la provincia Méndez en el departamento de Tarija. Referida con las siguientes coordenadas geográficas 21°21'42.74''latitud sur, 64°45'14.32''longitud oeste y una elevación de 1962m.

Figura 1.1. Ubicación del proyecto



Fuente: Google Maps

CAPITULO II
MARCO TEORICO

2 MARCO TEORICO

El objetivo general de este proyecto es “Crear la estructura de soporte del nuevo colegio Rancho Sud – San Lorenzo” (Ciudad de Tarija). Para ello, se requiere conocer el tipo de suelo donde se ubicará el nuevo edificio. También se debe diseñar y seleccionar las estructuras de soporte de la nueva infraestructura, así como los materiales y las cargas que se usarán. A continuación, se presenta un marco teórico que nos proporcionará los conocimientos necesarios para realizar los estudios y el diseño que se plantea en el proyecto.

2.1 Levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico es un estudio técnico y descriptivo de un terreno, examinando la superficie terrestre en la cual se tienen en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, pero también sus variaciones y alteraciones; se denomina a éste, acopio de datos o plano que refleja al detalle y sirve como instrumento de planificación para edificaciones y construcciones. Por un lado, el levantamiento topográfico describe la planimetría del terreno, es decir, las posiciones relativas a varios puntos en el plano horizontal. Y por otro, la nivelación directa, la altura entre varios puntos tomando como referencia el plano horizontal.

De acuerdo a la información que se requiera se plantean diferentes tipos de levantamiento topográficos:

- ❖ Levantamientos catastrales

Este tipo de levantamiento define los límites de un terreno

- ❖ Levantamientos urbanos

Un levantamiento urbano de planos, es requerido generalmente por entidades públicas y se realizan para conocer exactamente las medidas de una vivienda o edificación.

- ❖ Levantamientos para proyectos de ingeniería

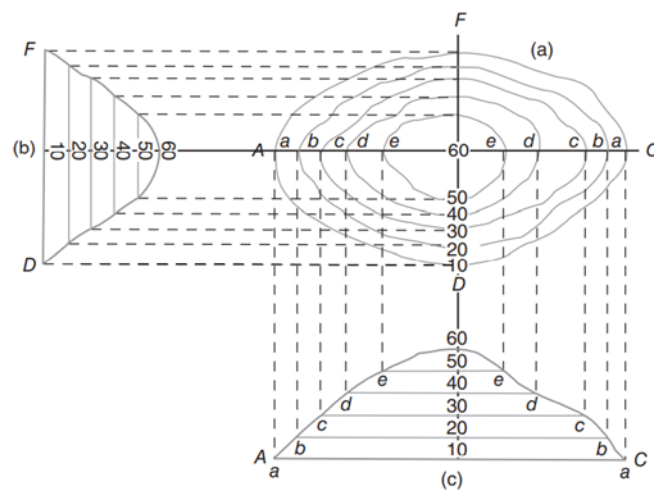
Este tipo de estudios se utilizan como base de partida de proyectos de ingeniería, sobre todo en proyectos de construcción de infraestructura.

2.1.1. Curvas de nivel

(Paul R, 2016) Define una curva de nivel es una línea que une puntos de igual elevación.

A la distancia vertical entre superficies de nivel consecutivas que forman las curvas de nivel en un mapa (la diferencia de elevación representada entre curvas de nivel adyacentes) se le llama intervalo de curvas de nivel o equidistancia.

Figura 2.1. Curvas de nivel



Fuente: PAUL R. WOLF (Topografía)

2.2 Estudio de suelos.

Un estudio de suelo es una investigación necesaria para determinar las características más importantes de los suelos, como sus propiedades físicas, químicas y mecánicas. Este estudio se realiza para obtener información sobre el terreno donde se construirá una obra civil, y así poder determinar si el suelo es resistente y cumple con las condiciones necesarias para soportar la estructura. El estudio de suelos se lleva a cabo mediante ensayos de laboratorio y pruebas de campo, y se utiliza para diseñar cimentaciones, muros de contención, terraplenes, entre otros elementos de la obra civil. Algunas de las razones por las que es importante realizar un estudio de suelo son:

- ❖ Conocer las características físicas, químicas y mecánicas del terreno donde se piensa construir.
- ❖ Determine la capacidad admisible del suelo para soportar la estructura.
- ❖ Diseñar cimentaciones, muros de contención, terraplenes, entre otros elementos de la obra civil.
- ❖ Evitar gastos innecesarios durante el proceso constructivo.

2.2.1 Ensayo de penetración estándar S.P.T.

El ensayo de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test) es una técnica de penetración dinámica que se utiliza para obtener información sobre las propiedades geotécnicas del suelo. Este ensayo consiste en la hincada en el terreno de una punta metálica mediante golpes, y se contabilizan el número de golpes necesarios para clavar el ensayo. El valor obtenido del ensayo SPT permite establecer, mediante correlaciones empíricas, ciertos parámetros referidos a la resistencia de la deformabilidad del material.

El ensayo SPT es uno de los ensayos más utilizados en el ámbito de la geotecnia por su sencillez, rapidez y economía. Además, permite obtener una muestra alterada del suelo para analizar el tipo de suelo en laboratorio.

La prueba del SPT consiste en la hincada del toma muestras, dejando caer una maza de 140 libras (63.5kg) desde una altura de 30 pulgadas (76cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el toma muestras 1 pie (30cm.).

Se dice que la muestra se rechaza si:

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

2.2.1.1 Presión admisible.

Terzagui 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 coherentes, 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.

Tabla 2.1. Relación de resistencia para las arcillas

Nº	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

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das. 15ª edición

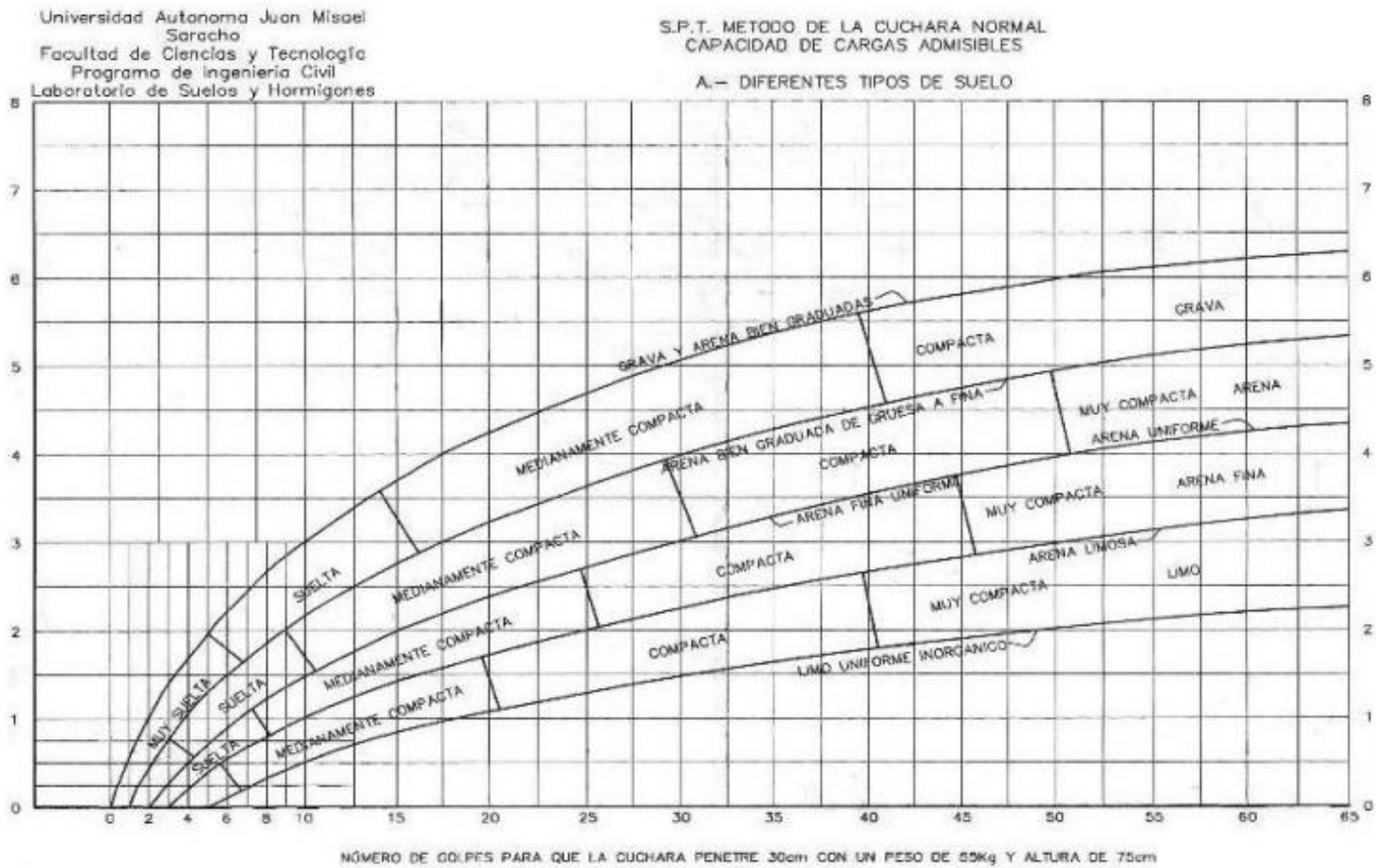
Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

Tabla 2.2. Relación de resistencia para las arenas.

Nº	COMPACIDAD DE LA ARENA
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Medianamente compacta
30 - 50	Densa
Más de 50	Muy densa

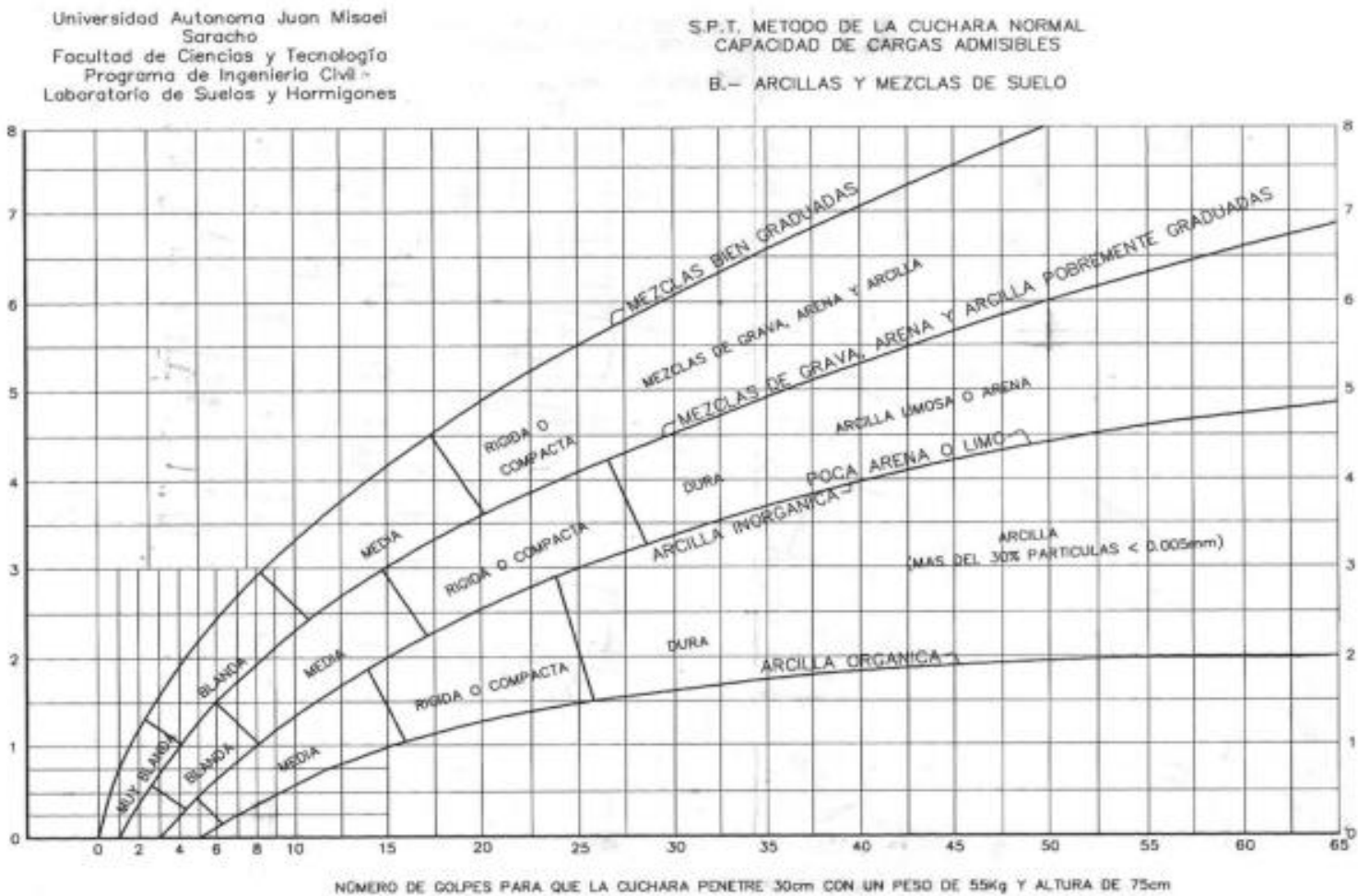
Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das. 15ª edición

Figura 2.2. Relación de resistencia para diferentes tipos de suelos



Fuente: Laboratorio de suelos UAJMS.

Figura 2.3. Relación de resistencia para las arenas



Fuente: Laboratorio de suelos UAJMS.

2.2.2 Granulometría.

Granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. El método mecánico se usa en caso de que los suelos sean granulares lo que permite fácilmente determinar los porcentajes de grava y arena mediante el uso de un juego de tamices. El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra; la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se determinan los porcentajes que pasan por cada tamiz.

2.2.2.1 Clasificación de suelos basados en criterios granulométricos.

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

Tabla 2.3: Descripción aproximada de partículas

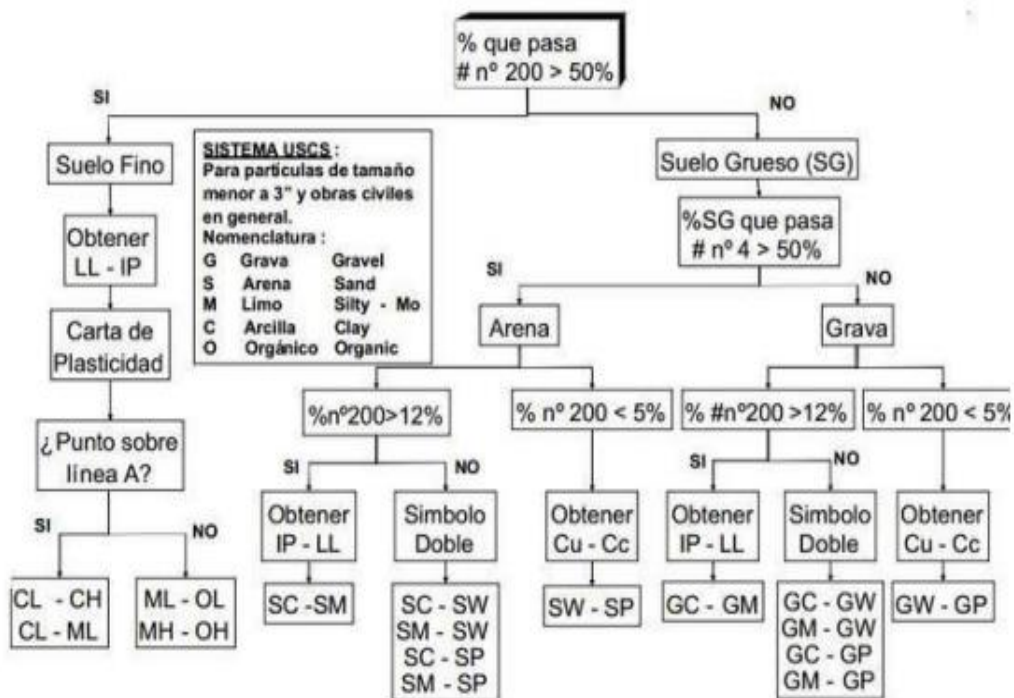
MATERIAL	TAMAÑO
Piedra Bolón	12 pulgadas
Cantos Rodados	6 a 12 pulgadas
Grava	2 mm a 6 pulgadas
Arena	0.06 mm a 2 mm
Limo	0.002 mm a 0.06
Arcilla	Menores a 0.002 mm

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das. 15ª edición.

2.2.3 Clasificación de suelos.

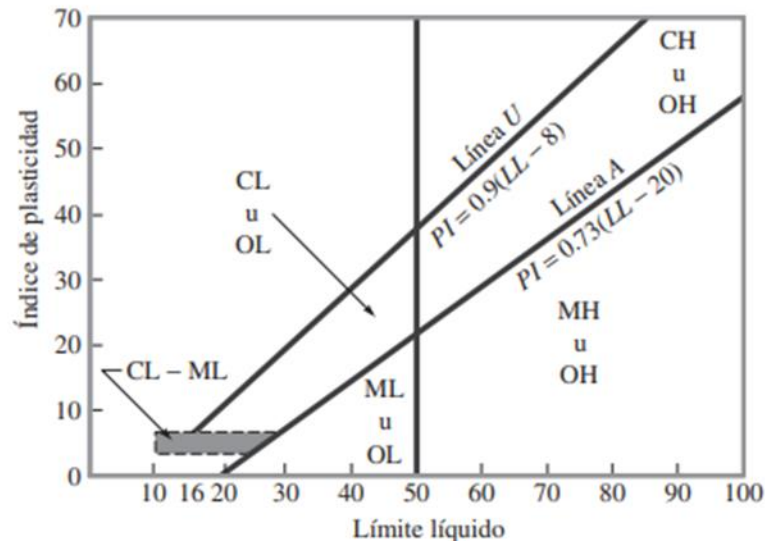
Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje para expresar de forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas, sin una descripción detallada. En la actualidad, dos elaborados sistemas de clasificación que utilizan la distribución y la plasticidad de los suelos son comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos que es para la construcción de edificaciones.

Figura 2.4. Clasificación unificada de suelos



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das. 15ª edición.

Figura 2.5. Carta de plasticidad clasificación s.u.c.s.



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das. 15ª edición.

2.3 Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico es el proceso de crear espacios que cumplan con características estéticas, tecnológicas y funcionales, que serán utilizados por la sociedad. Para llevar a cabo el diseño arquitectónico, se deben tener en cuenta varios elementos, como la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo y la morfología, entre otros. El diseño arquitectónico se representa gráficamente en planos arquitectónicos a escala, como planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, así como la ubicación y emplazamiento.

Los planos arquitectónicos aprobados para el nuevo colegio Rancho Sud – San Lorenzo fueron proporcionados por el gobierno autónomo municipal de San Lorenzo.

2.4 Idealización de la estructura.

La idealización de la estructura está basada en los siguientes conceptos.

Nodo. Los nodos unen o conectan los elementos estructurales, se consideran dos tipos: rígidos y articulados. Los primeros tienen la propiedad de tener giros o desplazamientos

angulares y lineales, los segundos solo se desplazan y no se presentan giros en los nodos.

Apoyos. Son las fronteras de los sistemas estructurales, se pueden considerar como nodos que tienen impedidos desplazamientos angulares y lineales.

Grado de libertad. Es una coordenada necesaria para describir la posición o configuración deformada de una estructura en cualquier instante.

Número de grados de libertad. Es el número de coordenadas independientes que se requieren para describir la posición o configuración deformada de una estructura en cualquier instante.

Fuerzas generalizadas. Las fuerzas en una estructura se pueden clasificar como: externas e internas. Las fuerzas externas son las cargas y las reacciones en los apoyos; las fuerzas internas son los elementos mecánicos conocidos como fuerzas axiales, de cortante, momentos flexionante y torsionante.

Los sistemas estructurales se idealizan como un conjunto de barras o elementos finitos, nudos y apoyos u fronteras. Esto es las barras se conectan en los nodos y se apoyan en diferentes fronteras.

Armaduras. Las armaduras consisten barras en tensión y elementos esbeltos tipo columnas, usualmente dispuestos en forma triangular.

Armaduras planas. Las armaduras planas se componen de miembros situados en el mismo plano y se usan a menudo para puentes y techos.

Armaduras espaciales. Tienen miembros en tres dimensiones y son apropiadas para grúas y torres.

Vigas. Las vigas son usualmente miembros horizontales rectos usados principalmente para soportar cargas verticales.

Marcos. Los marcos se usan a menudo en edificios y se componen de vigas y columnas que están articulados o bien son rígidas en conexiones. La resistencia de un marco se deriva de las interacciones de momento entre las vigas y columnas.

Cables. Son flexibles y soportan cargas en tensión. La carga no se aplica a lo largo del eje del cable y, en consecuencia, el cable adopta una forma debido a la carga aplicada.

Arcos. El arco logra su resistencia en compresión ya que tiene una curva inversa a la del cable. Sin embargo, el arco debe ser rígido para mantener su forma y esto genera cargas secundarias en que interviene la fuerza cortante y el momento flexionante.

2.5. Estructura Metálica de cubierta.

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

El diseño de la mayoría de las estructuras está regido por especificaciones de diseño y normas. Aun si éstas no rigen el diseño, el proyectista quizá las tomará como una guía. Las especificaciones de ingeniería que son desarrolladas por diversas organizaciones contienen las opiniones más valiosas de esas instituciones sobre la buena práctica de la ingeniería.

En la actualidad existen una variedad de normas en diferentes países que se aplican en el diseño de estructuras metálicas las cuales casi todos los códigos de construcción, municipales y estatales, han adoptado el método LRFD (Load and Resistance Factor Design).

2.5.1. Cargas de viento.

Para realizar el cálculo de la carga de viento para barlovento y sotavento nos basamos de la normativa NB 1225003-3

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

- ❖ Cálculo de K_z (coeficiente de exposición para la presión dinámica, evaluado a la altura z)
- ❖ K_{zt} (factor topográfico)

El efecto topográfico $K_{zt} = (1 + K_1 * K_2 * K_3)^2$

- ❖ Kd (factor de direccionalidad del viento)
- ❖ V (Velocidad del viento)
- ❖ I (Factor de importancia)

Cálculo del coeficiente de presión para barlovento y sotavento

$$\text{Carga de barlovento } q_b = q_z * C_b$$

$$\text{Carga de sotavento } q_s = q_z * C_s$$

2.5.2. Combinaciones de Carga.

Los factores de carga para las cargas muertas son menores que los de las cargas vivas, ya que los proyectistas pueden estimar con mucha mayor exactitud la magnitud de las cargas muertas que la de las cargas vivas.

Tabla 2.4. Combinación de cargas para cubierta

Cargas	Combinación de Carga	Carga Primaria
1	$U = 1,4 D$	D
2	$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$	L
3	$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0,5 W)$	$L_r \text{ o } S \text{ o } R$
4	$U = 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	W
5	$U = 1,2 D + E + L + 0,2 S$	E
6	$U = 0,9 D + W$	W
7	$U = 0,9 D + E$	E

Fuente: Elaboración propia

U = carga factorizada o de diseño

D = carga muerta

L = carga viva debida a la ocupación

Lr = carga viva del techo

S = carga de nieve

R = carga nominal debida a la precipitación pluvial o el hielo iniciales, independientemente de la contribución por encharcamiento

W = carga de viento

E = carga de sismo

Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ϕ de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir:

$$\phi R_n \geq R_u \text{ Donde:}$$

ϕ : Factor de reducción

Rn: Resistencia nominal de un miembro

Ru: Fuerza factorizada calculada en el miembro

En la tabla 5,3 se muestra los factores de reducción ϕ que el manual LRFD proporciona para los elementos que están sometidos a diferentes solicitaciones de cargas:

2.5.3. Análisis de miembros de acero.

Dentro de los análisis de miembros, se detallan formulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

2.5.4. Diseño de miembros a Flexión.

Son vigas en que se apoya la techumbre, por lo que tienen que soportar su peso, así como el debido a posibles cargas de nieve y viento.

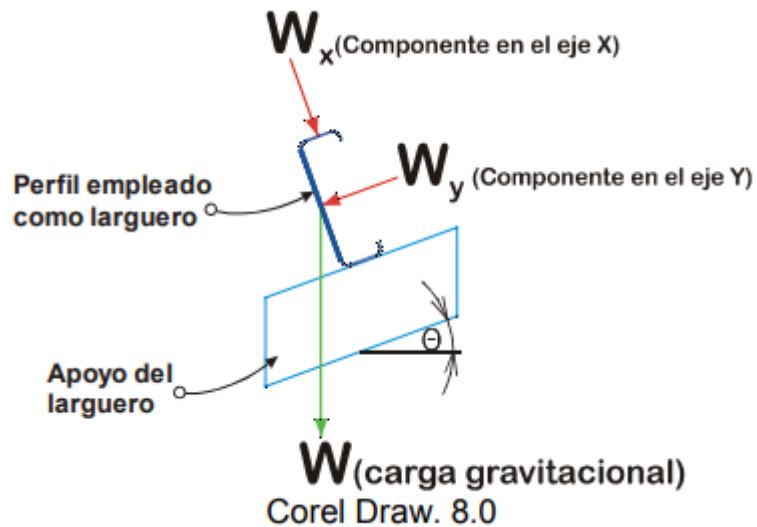
$$W_x = q_{\text{diseño}} * \text{Sen}(\theta)$$

$$W_y = q_{\text{diseño}} * \text{Cos}(\theta)$$

Las cargas que actúan sobre una correa ocasionan que estas se flexionen, con lo que su eje se deforma en una curva denominada curva de deflexión, esta curvatura permite que se analice tanto las fibras superiores como las fibras inferiores de la correa, para que de esta forma determinar los esfuerzos actuantes en la correa tanto en compresión como en tracción en cada una de las fibras.

a. Esfuerzo a flexión

Figura 2.6. Descomposición de carga en correas



Fuente: Corel Draw. 8.0

$$\sigma_x = \frac{M_x}{S_x} \quad \sigma_y = \frac{M_y}{S_y}$$

❖ Verificación de los esfuerzos.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_y x}{I_y} + \frac{M_x y}{I_x} \leq F_y$$

Verificación a Corte.**Resistencia a corte en la dirección del eje X y Y.**

$$V_u = \frac{q * L}{2}$$

Resistencia nominal al corte:

$$F_v = 0,6 * F_y$$

$$V_n = A_w * 0,6 * F_y$$

La resistencia de diseño a cortante:

$$V_c = \varphi_v * V_n$$

Se toma como $\varphi_v = 0,95$

❖ Verificación en servicio Se realiza la verificación en servicio

$$q_s = D + Lr$$

Cálculo de flechas

$$f_x = \frac{5 * q_{sx} * L^4}{384 * E * I_x}$$

La deflexión producida por el elemento:

$$f_t = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

La máxima flecha permisible es:

$$f_{\text{admisible}} = \frac{L}{240}$$

Para que el elemento cumpla con la condición de máxima deflexión se debe comprobar

$$f_{\text{admisible}} > f_t$$

2.5.5. Diseño de miembros a tensión.

El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área perdida debajo de los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo, si va a usarse perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce.

Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r donde L es la longitud del miembro y r el radio de giro mínimo de área de sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo, esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostamiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISI sugiere una relación máxima de esbeltez de 300.

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Un elemento dúctil de acero, sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por

deformación. Sin embargo, un miembro a tensión cargado hasta el endurecimiento, se alargará considerablemente, pudiendo llegar a fallar.

Por lo que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, será la más pequeña de los valores con las dos expresiones siguientes:

- a) Por la fluencia en la sección “bruta o total”

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g \quad \text{Donde } \phi = 0,90$$

- b) Por rotura en la sección “neta o debilitada” (donde se encuentran los agujeros de los tornillos)

$$P_u = \phi_t * F_u * A_e \quad \text{Donde } \phi = 0,75$$

Donde P_u es la carga que el elemento va a soportar con garantía.

2.5.5.1 Área neta efectiva.

La causa de la reducción de la resistencia del miembro es la concentración de esfuerzos (efecto denominado retraso de cortante) en la vecindad de la conexión. En una situación así el flujo del esfuerzo de tensión entre la sección transversal del miembro principal y la del miembro más pequeño conectado a él, no es 100% efectiva.

Según las especificaciones LRFD el área neta efectiva, se debe de determinar multiplicando su área total (si está soldado) por un factor de reducción U . Este factor toma en cuenta la distribución no uniforme del esfuerzo. Los valores permitidos de U son los siguientes:

- ❖ Si la carga es transmitida sólo por soldaduras longitudinales a otros elementos que no sean placas, o por soldaduras longitudinales en combinación con soldaduras transversales, A debe ser igual al área total A_g del miembro.
- ❖ Si la carga de tensión es transmitida sólo por soldaduras transversales, A debe ser igual al área de los elementos directamente conectados y U es igual a 1,00.

Como las barras o las placas conectadas por soldaduras de filete longitudinales, pueden fallar prematuramente por retraso del cortante en las esquinas si las soldaduras están muy separadas entre sí, se deberán usarse los siguientes valores de U (especificación B 3,2 (d) del LRFD):

$$\text{Cuando } l \geq 2 w \quad U = 1,00$$

$$\text{Cuando } 2 w > l \geq 1.5 w \quad U = 0,87$$

$$\text{Cuando } 1,5 w > l \geq w \quad U = 0,75$$

Donde:

l = Longitud de la soldadura

w = ancho del perfil

2.5.6. Diseño de miembros a compresión.

En los elementos a compresión puede producirse pandeo, por lo que en el diseño de estos elementos es importante los conceptos sobre relación de esbeltez y como ésta, es función de la longitud equivalente del elemento que depende a su vez del tipo de apoyo y de la sección transversal del elemento. Es prudente la determinación de la longitud efectiva.

Por esta situación el manual LRFD proporciona nomogramas y valores mínimos de las relaciones de longitud real a la longitud efectiva que deben considerarse en el diseño.

Ya que no se puede conocer de antemano la sección de perfil que llegará a usarse, el procedimiento de diseño de los elementos sometidos a compresión es iterativo, realizándose por sucesivos ensayos y verificaciones.

Las especificaciones LRFD proporcionan una fórmula (Euler) para columnas largas con pandeo elástico y una ecuación parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico o de pandeo F_{cr} para un elemento a compresión. Una vez calculado este esfuerzo para un elemento particular a compresión, se multiplica por el área de la sección transversal para obtener la resistencia nominal del elemento.

$$P_u = \phi_c * F_{cr} * A_g \quad \text{Donde } \phi = 0,85 \text{ Donde:}$$

P_u = Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza.

A_g = Área total bruta de la pieza.

F_{crit} = Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbole de Oile, sin coeficiente de seguridad.

ϕ = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

La fórmula para F_{cr} es para pandeo inelástico y la otra para pandeo elástico. En ambas ecuaciones λ_c es en donde F_e es el esfuerzo de Euler, $\pi^2 E / (KL/r)^2$, Sustituyendo este valor por F_e , obtenemos λ_c dada en el manual LRFD.

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r_{\min} * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

K = Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en los extremos de la pieza.

L = Longitud de la pieza.

F_y = Tensión de limite elástico del acero que estamos trabajando.

E = Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c = 1,5$ las ecuaciones AISI para el refuerzo critico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para $\lambda_c \leq 1,5$ columnas inelásticas.

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

Para $\lambda_c > 1,50$ columnas elásticas.

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda c^2} \right) * F_y$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima Kl/r de 200 para miembros en compresión, aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior practico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca.”

2.5.7. Diseño de uniones soldadas

La soldadura es un proceso de unión de materiales, en el cual se funden las superficies de contacto de dos o más partes mediante la aplicación de calor o presión. La integración de las partes que se unen mediante soldadura se llama ensamble soldado.

Tabla 2.5 Tamaños mínimos para la soldadura filete

Espesor del material de la parte unida más delgada, plg (mm)	Tamaño mínimo de las soldaduras de filete, ^[1] plg (mm)
Hasta $\frac{1}{4}$ (6) inclusive	$\frac{1}{8}$ (3)
Mayor de $\frac{1}{4}$ (6) hasta $\frac{1}{2}$ (13)	$\frac{3}{16}$ (5)
Mayor de $\frac{1}{2}$ (13) hasta $\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{1}{4}$ (6)
Mayor de $\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{5}{16}$ (8)

Fuente: Diseño de estructuras de acero LRFD McCorman.

Tabla 2.6. Resistencia de electrodos.

Electrodo	F_{EXX} (ksi)	C_1
E60	60	0.857
E70	70	1.00
E80	80	1.03
E90	90	1.16
E100	100	1.21
E110	110	1.34

Fuente: Diseño de estructuras de acero LRFD McCorman.

2.5.8. Diseño de uniones atornilladas

Estas son un mecanismo que sirve para transmitir esfuerzos entre los elementos estructurales que unen. Es un sistema barato, simple, y reversible y además no requiere la electricidad que sí es necesaria para realizar una unión por soldadura. Como puntos negativos son su degradación por los esfuerzos a lo largo del tiempo, la limitación de los materiales de la unión (por ejemplo, por procesos de oxidación).

2.6. Hormigón Armado

El hormigón fresco es un material esencialmente heterogéneo, puesto que en él coexisten tres fases: la sólida (áridos y cemento), la líquida (agua) y la gaseosa (aire ocluido). A su vez, la fase sólida es heterogénea entre sí, ya que sus granos son de naturaleza y dimensión variables. (JIMENEZ , 2009)

El acero que se coloca puede ser en una malla de alambre o en barras de acuerdo al requerimiento de la estructura.

2.6.1. Materiales

2.6.1.1. Cemento

(Adam M.) Cemento puede describirse como un material con propiedades tanto adhesivas como cohesivas, las cuales le dan la capacidad de aglutinar fragmentos minerales para formar un todo compacto; podemos clasificar en cinco tipos de cemento:

Tipo I: el cemento común de usos múltiples empleado en trabajos de construcción en general.

Tipo II: un cemento modificado que tiene menor calor de hidratación que el Tipo I y puede resistir alguna exposición al ataque de los sulfatos.

Tipo III: un cemento de fraguado rápido que produce, en las primeras 24 horas, un concreto con una resistencia aproximadamente del doble que la del cemento tipo I. Este cemento produce calor de hidratación muy alto.

Tipo IV: un cemento de bajo calor que produce un concreto que disipa muy lentamente el calor. Se usa en estructuras de concreto de gran tamaño.

Tipo V: un cemento usado para concretos que van a estar expuestos a altas concentraciones de sulfatos.

2.6.1.2. Áridos

Se considera como áridos a materiales inertes formados por fragmentos de roca o arenas que pueden resultar por trituración, molienda y clasificación en caso de áridos por machaqueo que poseen superficies rugosas con aristas.

En otro caso pueden ser áridos naturales que se consiguen después de un lavado y clasificación del mismo, con superficies lisas y forma redondeada.

Los áridos son muy usados en la construcción, un parte importante de la composición del hormigón y las características que este pueda adquirir.

2.6.1.2.1. Tamaño máximo del agregado grueso

Según la norma boliviana del hormigón NB1225001, el tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

- a) $1/5$ de la menor separación entre los lados del encofrado, ni a
- b) $1/3$ de la altura de la losa, ni a
- c) $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de la arma-dura, paquetes de barras, cables individuales, paquetes de cables o ductos.

2.6.1.2. Agua

El agua empleada en el mezclado del hormigón debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias nocivas para el hormigón o la armadura y debe cumplir con la norma ASTM C1602M y NB 637.

Es recomendable el uso de agua potable, o en caso contrario que cumpla con todo lo exigido en un análisis para ver su calidad.

2.6.2. Propiedades del Hormigón

2.6.2.1. Resistencia

A menos que se especifique lo contrario f_c' debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a los 28 días, la edad de ensayo para obtener f_c' debe indicarse en los planos o especificaciones de diseño.

Para el hormigón estructural, la resistencia especificada f_c' en la norma NB1225001 no debe ser inferior a 17,5 MPa. No se establece un valor máximo para f_c' salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica de la norma

Tabla 2.7. Valor mínimo de f_c' a especificar en el proyecto estructural en función de las condiciones de exposición

Medio ambiente en contacto con la estructura	$f'_{c,min}$ (Mpa)	
	H. Armado	H. Pretensado
Interiores de edificios no sometidos a condensaciones Exteriores de edificios, revestidos. Hormigón masivo interior Ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual < 250 mm	17,5	25
Ambientes húmedos o muy húmedos ($HR \geq 65\%$ o con condensaciones) y temperatura moderada a fría, sin congelación Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 600 mm Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos	20	25
Climas tropical y subtropical (precipitación media anual = 1 000 mm y temperatura media mensual durante más de 6 meses al año ≥ 25 °C).	20	30

Ambiente marino, a más de 1 km de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales. Ambientes con agresividad química moderada		
Congelación y deshielo sin uso de sales descongelantes	25	30
Congelación y deshielo con uso de sales descongelantes	30	30
Superficies de hormigón expuestas al rociado o la fluctuación del nivel de agua con cloruros. Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desagües industriales. Ambiente marino: a menos de 1 km de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales; sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas. Ambientes con agresividad química fuerte.	35	40
Ambiente marino, en la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar Ambientes con agresividad química muy fuerte.	40	45

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

2.7. Diseño estructural

Según NB1225001, Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas.

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

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\Phi * R_n \geq U$$

Además, debe cumplirse los requisitos necesarios bajo cargas de servicio.

2.7.1. Cargas

Las cargas deben incluir el peso propio, las cargas aplicadas y los efectos debidos al pretensado, sismo, restricciones a los cambios de volumen y asentamientos diferenciales.

El diseño por resistencia se basa en una consideración de las condiciones de falla en vez de las consideraciones de la carga de trabajo.

El diseño de las secciones de los elementos que conforman una estructura es realizado tomando en cuenta deformación inelástica para alcanzar la resistencia ultima de la sección para la carga ultima.

Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en esta Norma.

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

$$\text{Resistencia de diseño (R)} \geq \text{Resistencia requerida (U)}$$

$$\phi * R \geq U$$

Tabla 2.8 Combinaciones de Carga

Estructura vacía	$U = 1,4 (D + F)$
Estructura con sobrecargas	$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Estructura de cubierta	$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W)$
Acción de viento	$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Acción sísmica	$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$
Acción de Viento + empujes de suelo	$U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H$
Acción sísmica + empujes de suelo	$U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

Donde:

D = Cargas muertas.

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

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

Como un factor de seguridad se multiplica la resistencia del material por un factor de minoración de resistencia

Tabla 2.9. Factores de minoración de resistencia

FACTORES DE REDUCCIÓN	Ø
Flexión simple y tracción	0,90
Compresión con zunchos	0,70

Compresión con estribo	0,65
Corte y torsión	0,75
Corte sísmico	0,60

Fuente: Elaboración propia

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

❖ Cargas muertas

Son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar. Incluyen el peso propio de la estructura en estudio, así como también cualesquiera elementos que están permanentemente unidos a ella. En un edificio con estructura de concreto reforzado, algunas de las cargas muertas son los marcos, muros, pisos, cielos rasos, escaleras, techos y plomería.

❖ Cargas vivas

Son cargas que pueden cambiar de magnitud y posición. Éstas incluyen cargas de ocupantes, cargas de materiales en bodegas, cargas de materiales de construcción, cargas de grúas viajeras, cargas de equipo en operación y muchas otras. Por lo general, son cargas inducidas por la gravedad.

❖ Cargas ambientales

Las cargas ambientales son cargas causadas por el medio ambiente en el cual se encuentra la estructura. Para edificios, son causadas por la lluvia, nieve, viento, cambios de temperatura y terremotos. Estrictamente hablando, son también cargas vivas, pero son el resultado del ambiente en el que la estructura se encuentra. Aunque

varían con el tiempo, no todas son causadas por la gravedad o las condiciones de operación, como es usual con otras cargas vivas.

2.7.2. Módulo de Elasticidad

2.7.2.1. Módulo de elasticidad del hormigón

Consiste en una simple relación entre el esfuerzo y la deformación de un material cuando es sometido a fuerzas axiales. Este módulo elástico entonces es un valor obtenido directamente de la experimentación.

El módulo elástico del concreto suele variar mucho en función a la resistencia que adquiere luego de endurecido. En general la norma ACI recomienda el uso de una fórmula en función a la resistencia característica en [MPa]. Este módulo elástico sin embargo se refiere al módulo instantaneo para cargas de corta duración. Cuando se aplican cargas de larga duración, el concreto suele sufrir una deformación adicional de fluencia. Estas deformaciones pueden ser iguales o mayores incluso que las deformaciones instantáneas.

En base a la bibliografía revisada de la normativa se tiene que el calculo del modulo de elasticidad del hormigon se realiza con las siguientes ecuaciones:

El módulo de elasticidad, E_c , para el hormigón puede tomarse como:

Para valores de w_c comprendidos entre 14 kN/m³ y 25 kN/m³:

$$E_c = w_c^{1,5} * 0,038 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa})$$

Para hormigón de densidad normal, E_c puede tomarse como:

$$E_c = 3.830,00 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa})$$

2.7.2.2. Módulo de elasticidad de las armaduras no pretensadas

El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de la armadura no pretensada puede tomarse como:

$$E_s = 200.000,00 \text{ MPa.}$$

2.7.3. Luz de Cálculo

Según la Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB1225001-1, se puede tomar como luz de cálculo lo siguiente:

2.7.3.1. Elementos simplemente apoyados

La luz de cálculo, L_{cal} , de los elementos que no estén construidos monolíticamente con sus apoyos debe considerarse como la luz libre, L_n , más la altura, h , del elemento, pero no debe exceder la distancia entre los centros de los apoyos, L_c .

2.7.3.2. Elementos aporticados

En el análisis estructural de pórticos o elementos continuos, para determinar los momentos, la luz, L_c , debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.

2.7.3.3. Vigas continuas e integrales

Para vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite diseñar usando los momentos en la cara de los apoyos.

2.7.3.4. Losas

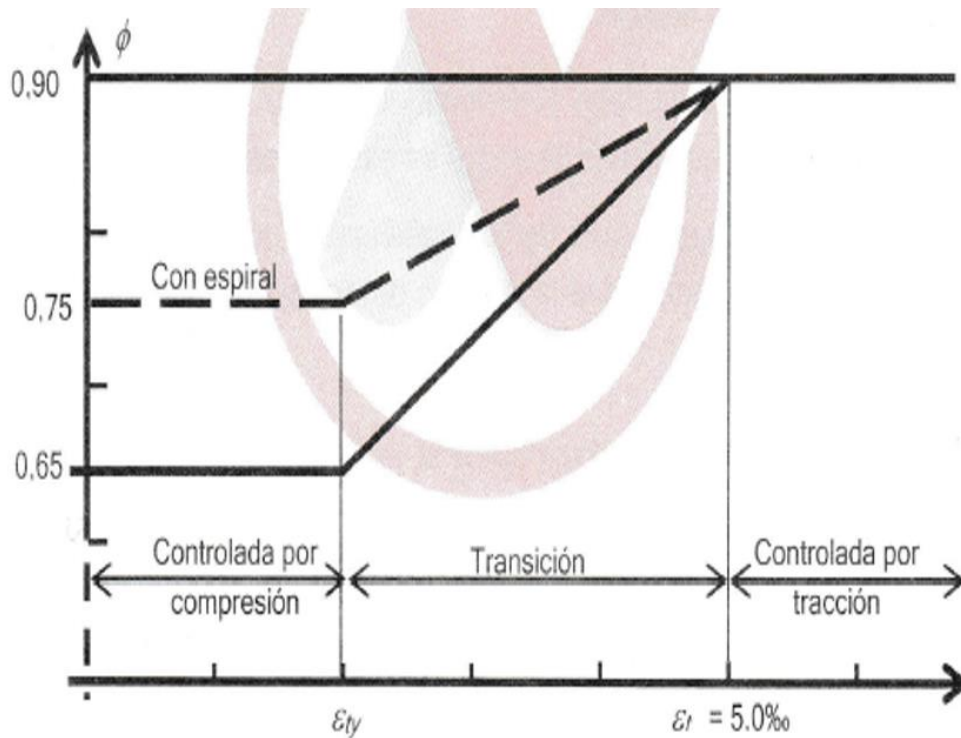
Se permite que las losas macizas o nervadas construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, sean analizadas como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de la losa, despreciando el ancho de las vigas.

2.7.4. Factor de reducción de resistencia ϕ

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus uniones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo

con los requisitos y suposiciones que presenta la Norma NB1225001-1, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia.

Figura 2.7. Variación de ϕ en función y de la deformación de la armadura traccionada de ϵ_t .



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

Para las secciones en las que la deformación unitaria neta a la tracción en el acero más traccionado en el estado de resistencia nominal, ϵ_t , se encuentra entre los límites para secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tracción, se permite que ϕ aumente linealmente desde el valor correspondiente a las secciones controladas por compresión hasta 0,90, en la medida que ϵ_t aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión $\epsilon_{ty} = f_y/E_s$, hasta 0,005, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 2.10. Reducción del factor de resistencia ϕ , para momentos, fuerzas axiales o combinación de momento y fuerza axial.

Deformación de tracción ε_t	Clasificación	ϕ	
		Tipo de armadura transversal	
		Espiral	Otros
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	0,65
$\varepsilon_{ty} \leq \varepsilon_t \leq 0,005$	Transición	$0,75 + 0,15 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$	$0,65 + 0,25 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$
$0,005 \leq \varepsilon_t$	Controlada por tracción	0,90	0,90

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

2.7.5. Estructura de sustentación de la edificación

2.7.5.1. Diseño de losas alivianada

El sistema consiste en losas simplemente apoyadas, en bases a viguetas armadas con alambres al carbón que han sido tesado bajo estrictas normas técnicas, para posteriormente se coladas utilizando concreto de alta resistencia. Al realizarse el colado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

Sobre los componentes del sistema

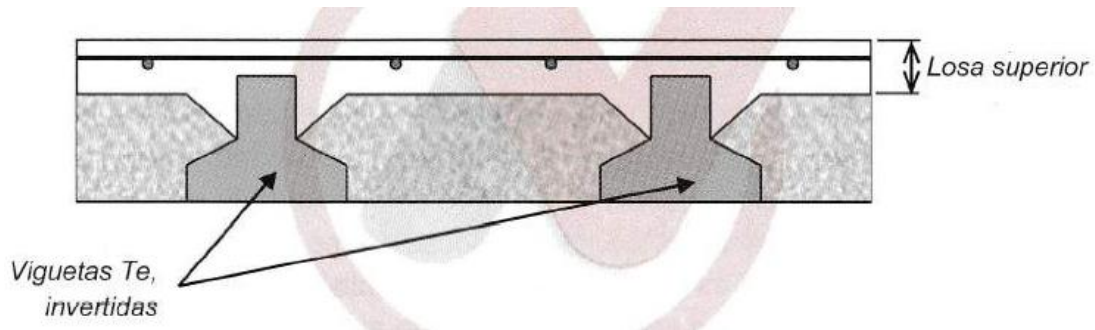
La losa se compone de tres elementos principales:

- ❖ Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales reconocidas

La separación entre viguetas depende de las dimensiones de la bovedilla que se utilice, normalmente oscila entre 50 cm medida centro a centro de vogueetas, la altura de la

bovedilla depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm. No se considera contribucion alguna por parte de la bovedilla a la resistencias de la losa.

Figura 2.8. Vista frontal de una losa alivianada

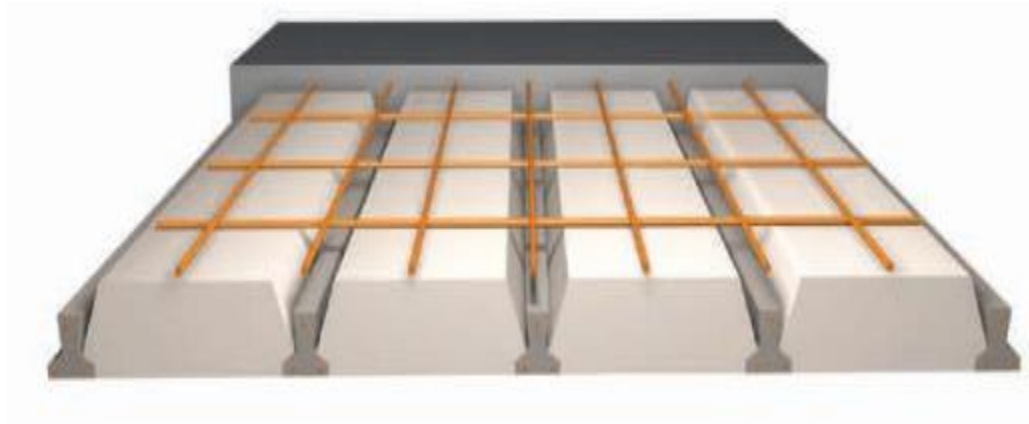


Fuente: NB 1225001-1

- ❖ Material de relleno o bovedilla, que consiste en plastofom o bovedilla de ladrillo como medidas adecuadas, según lo establece el fabricante de las viguetas para lograr finalmente la forma final de la sección que se utilizó en el cálculo.
- ❖ La losa de compresión, es el concreto que junto con el acero de fuerza requerido, el cual queda por encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema. Se recomienda incorporar dentro de la capa de compresión una malla de acero mínima de 6 mm.

La función principal de la viga, es absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en los nervios modulares de la placa de losa: la forma y sentido en que es colocada permite transmitir las cargas de uso funcional hacia la estructura del edificio, para luego ser transmitidas a las fundaciones.

Figura 2.9. Vista en planta de una losa alivianada



Fuente: Ficha técnica de viguetas pretensadas

Metodología de cálculo

- Determinación del canto de la losa alivianada

Para elegir el sentido de la colocación de viguetas fue con base en la continuidad de los paños y la obtención de momentos flectores menores, por lo que las viguetas están paralelamente dispuestas a la luz menor de la losa.

$$h = \frac{l}{28} \text{ (m)}$$

- Determinación de la armadura de reparto

Será necesario colocar armadura mínima en la dirección perpendicular al armado de las viguetas de la losa aligerada para controlar los esfuerzos por cambios de temperatura y contracción de fraguado del concreto. Por tal motivo, la armadura de reparto se determina de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 1.11. Cuantía mínima para armadura por retracción y temperatura

ACERO UTILIZADO		CUANTÍA MÍNIMAS
a)	En losas donde se empleen barras corrugadas $f_y = 300 \text{ MPa}$ o $f_i = 350 \text{ Mpa}$	0,0020

b)	En losas donde se empleen barras corrugadas o armadura electrosoldada de alambre AH 400	0,0018
c)	En losas donde se utilice armadura de una resistencia a La afluencia mayor que 420 MPa,	$\frac{0,0018 * 420}{f_y}$

Fuente: Elaboración propia

Como en este diseño se esta trabajando con un acero 500 MPa nuestra armadura mínima sera:

$$A_{s_{\min}} = 0,0015 * b * h$$

❖ Cálculo de la armadura para momentos positivos. No se realizará el cálculo de armadura positiva, debido a que empresas comerciales de viguetas pretensadas proporcionan momentos admisibles para cada tipo vigueta, en función del momento flector actuante. Se calculará el momento flector actuante y en función de este valor se elegirá el tipo de vigueta a utilizar.

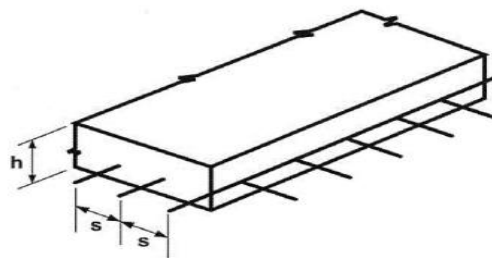
$$M_{\text{act}} \leq M_{\text{adm.}}$$

❖ Separación mínima

De acuerdo con la NB12225001-1 en el apartado 7.12.2.2 nos dice que la armadura de retracción y temperatura debe cumplir que:

$$S_{\min} \begin{cases} \leq 3h \text{ (de la losa)} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Figura 2.10. Distribución de la armadura de reparto



Fuente: NB12225001-1

❖ Verificación de viguetas

Las viguetas son elementos lineales sometidos a flexión, para lo cual se introduce esfuerzo de tal manera que sean iguales y de sentido contrario a los que producen las cargas para que de esa forma eliminar los esfuerzos a flexión.

La verificación de la vigueta pretensada se desarrollará para dos estadios de carga que son:

1.- Estadio 2 (tiempo = 0), El elemento está bajo el pre esfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta, solamente al peso propio de la viga M_o . El Momento flector es causado por la fuerza de pretensado (P_o).

En otras palabras, cuando la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón (esto es, en el procedimiento cuando se aflojan los gatos) la viga se levanta sobre su lecho, momento en el que el peso de la viga, se convierte en una carga activa.

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$f_{1o} = -\frac{M_o * c_{1o}}{I_o} + \frac{(P_o * e_o) * c_{1o}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$f_{ti} = 0,25\sqrt{f'c}$$

Verificación de esfuerzos para la fibra comprimida:

$$f_{2o} = +\frac{M_o * c_{2o}}{I_o} - \frac{(P_o * e_o) * c_{2o}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$f_{ci} = 0,60 f'c$$

2.- Estadio 4 (Tiempo = ∞)

Cuando la viga está sometida a las cargas de servicio, que se componen del peso muerto, como forjados de piso soportados por la viga, y las sobrecargas de uso del proyecto. Esta carga superpuesta produce el momento adicional y las tensiones de flexión. Estas tensiones de flexión se superponen a las producidas por el pretensado y el peso de la viga. Por lo tanto, bajo la carga de proyecto, las tensiones en las fibras extremas de compresión y tensión son f_{cs} y f_{ts} respectivamente.

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_T * c_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{(P_f * e_{\infty}) * c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{P_{\infty}}{A_{\infty}} \geq f_{cs}$$

$$f_{cs} = 0,45f'_c$$

$$+\frac{M_o * c_{2o}}{I_o} - \frac{(P_o * e_o) * c_{2o}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ts}$$

$$f_{ts} = 0,5 * \sqrt{f'_c}$$

2.7.5.2. Diseño de vigas

Las cargas que actúan, en una estructura, ya sean cargas vivas de gravedad o de otros tipos, tales como cargas horizontales de viento o las debidas a contracción y temperatura, generan flexión y deformación de los elementos estructurales que la constituyen. La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a cargas externas que actúan perpendiculares a su eje mayor.

Cumplimiento de requisitos previos

Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia de un elemento por medio del método de diseño por resistencia de la norma:

- 1) el equilibrio estático y
- 2) la compatibilidad de las deformaciones.

Se supone que tanto la deformación específica de la armadura, como la del hormigón, son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para determinar la deformación específica y la tensión correspondiente en la armadura.

Deformaciones del hormigón

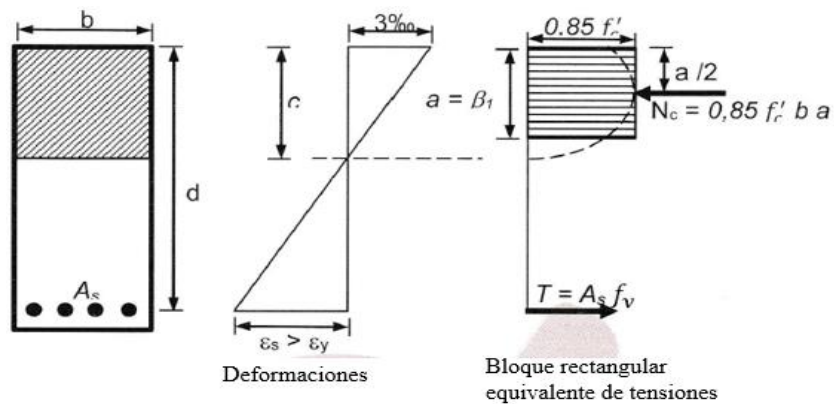
Las deformaciones específicas a las cuales se desarrollan el momento máximo están normalmente entre 3% a 4%, para elementos de dimensiones y materiales normal.

La máxima de formación específica utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón, se supone igual a 3 % (0,003).

Diagrama rectangular de tensiones del hormigón

Una tensión en el hormigón de $0,85f'_c$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 * c$ de la fibra de deformación específica máxima en compresión. (NB1225001-1, 2017)

Figura 2.11. Diagrama rectangular de tensiones del hormigón



Fuente: Extraído de la NB1225001-1

La distancia desde la fibra de deformación específica máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

Tabla 2.12. Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente del esfuerzo de hormigón

	$F'c$ [Mpa]	β_1
a	$17 \leq F'c \leq 28$	0,85
b	$28 < F'c < 55$	$0,85 - \frac{0,5 * (F'c - 28)}{7}$
c	$F'c \geq 55$	0,65

Fuente: Elaboración propia

El diseño de una viga de hormigón armado se basa en la determinación de la cuantía de armadura para que no se presenten las siguientes fallas:

Falla balanceada: Estado idealizado en el cual la falla se produce simultáneamente se inicia la fluencia del acero y el aplastamiento del hormigón.

Falla dúctil: Es una falla por fluencia del acero antes de que el hormigón inicie su aplastamiento en el extremo comprimido.

Falla frágil: Es una falla por aplastamiento del hormigón antes que el inicio de la fluencia del acero a tracción.

2.7.5.2.1. Diseño de viga a flexión

Pre dimensionamiento: De acuerdo al apartado 9.3.1.1 de la NB1225001-1 nos da una tabla para realizar un pre dimensionamiento según el tipo de apoyo.

Tabla 2.13. Condiciones de apoyo

CONDICIÓN DE APOYO	h (MÍNIMO)
Simplemente Apoyada	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/18$

Fuente: Elaboración propia

Relaciones aplicables para hormigón de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para f_y distinto la altura mínima debe modificarse por:

$$\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

Considerando para vigas simplemente apoyada como la condición más desfavorable que se puede presentar en el diseño

$$h_{\min} = \frac{L}{16}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right] \text{ (mm)}$$

Adoptar como $\phi = 0,9$

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s.neces.} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)}$$

La cuantía mínima de acero de acuerdo a la NB1225001-1 es:

$$A_{s.min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} b_w * d \text{ (mm}^2\text{)}$$

Cálculo de la armadura máxima

$$A_{s.max.} = 0,75 * \rho_b * b_w * d \text{ (mm}^2\text{)}$$

Cálculo de la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \alpha * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\alpha = 0,85 * \beta_1$$

Verificación de áreas de acero

$$A_{s.min} \leq A_{s.nece} \leq A_{s.max.}$$

Separación entre barras

$$S \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{b_w - 2 * r - (N + 1) * \phi_{\text{barra}}}{N - 1}$$

Espaciamiento de la armadura de tracción

El espaciamiento de la armadura más cercana a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

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

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

$$Cc = r_{\text{geo}} + \phi_{\text{estribo}}$$

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe cumplir con:

$$Stmi \begin{cases} \geq db \\ \geq 25mm \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño del agregado grueso} \end{cases}$$

2.7.5.2.2. Diseño a cortante

La resistencia al cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva $b*d$. En un elemento sin armadura para cortante, se supone que el cortante lo resiste el hormigón. En un elemento con armadura para cortante se supone que una parte del cortante la proporciona el hormigón y el resto la armadura para cortante.

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$V_u \geq \phi V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada y

V_n = Resistencia nominal al cortante calculada mediante

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante

Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón:

- ❖ Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d \text{ (N)}$$

- ❖ Para elementos sometidos a compresión axial:

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

Armadura mínima de cortante

1.-siempre que V_u sea mayor que $0,5\phi V_c$ se requiere un área mínima de armadura para cortante no menor que la especificada.

2.-Donde V_u excede ϕV_c , la armadura para cortante debe ser mayor a la mínima

3.- Si $0,5(\phi V_c) < V_u < \phi V_c$ Colocar armadura minima A_v . min

Cálculo del refuerzo de acero

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

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

Cálculo del espaciamiento de la armadura transversal

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

Nos asumimos el diámetro de la barra, se multiplica por dos por el número de ramas

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Cálculo de la resistencia nominal del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

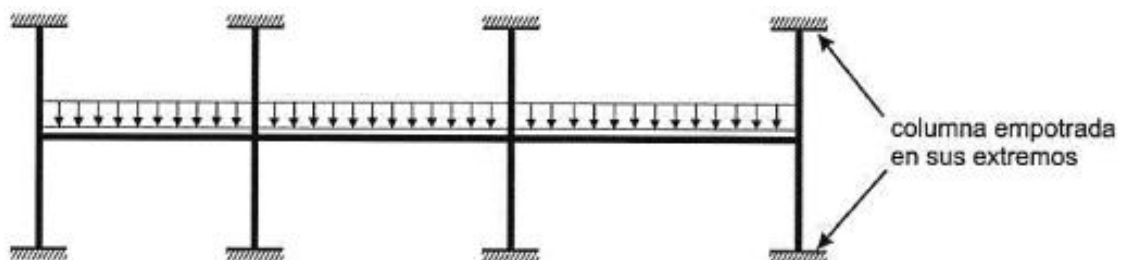
Límite para el espaciamiento del refuerzo cortante

$$S_{\max.} = \begin{cases} 0,5d \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \text{ de estas dos escogemos la menor}$$

2.7.5.3. Diseño de columnas

La Norma Boliviana de Hormigón Estructural establece, que las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entre pisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entre piso o cubierta bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

Figura 2.12. Hipótesis para calcular momentos en las columnas debidos a cargas gravitatorias.



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

La resistencia a la flexión en cualquier nivel de entre piso o cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entre piso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro.

2.7.5.3.1. Dimensionamiento de columnas

Según la NB1225001-1, la mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser $b \geq 200 \text{ mm}$ y el diámetro de la armadura principal a utilizar en la columna debe ser $d_b \geq 12 \text{ mm}$.

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados. El diámetro de las armaduras transversales debe ser mayor o igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

2.7.5.3.2. Límites para las armaduras de elementos comprimidos

Se toman en cuenta las siguientes consideraciones

a) Elementos comprimidos no compuestos

El área de la armadura longitudinal, A_{st} , para elementos a compresión no compuestos se debe cumplir con:

$$0,006 A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$$

b) Número mínimo de barras

4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares

3 para barras dentro de estribos triangulares

6 para barras rodeadas por espirales

Figura 2.13. Armadura en columna

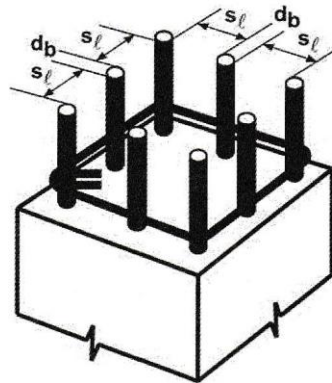


Fuente: Diseño de estructuras de Hormigón, Arthur Nilson

2.7.5.3.3. Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción.

$$S_{t_{\min}} \begin{cases} \geq 1,5 db \\ \geq 40mm \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} = 2,53 \text{ cm} \end{cases}$$

Figura 2.14. Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción.



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

2.7.5.3.4. Diseño a corte

❖ Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

Tabla 2.14 Método detallado para calcular V_c .

$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}} \right) b_w d$	(a)
	Esta ecuación no es aplicable si: $M_u - N_u \frac{4h-d}{8} \leq 0$	(11-6)
	$0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}}$	(11-7)

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

❖ Resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura

La armadura necesaria y mínima es calculada de igual manera que en el elemento viga.

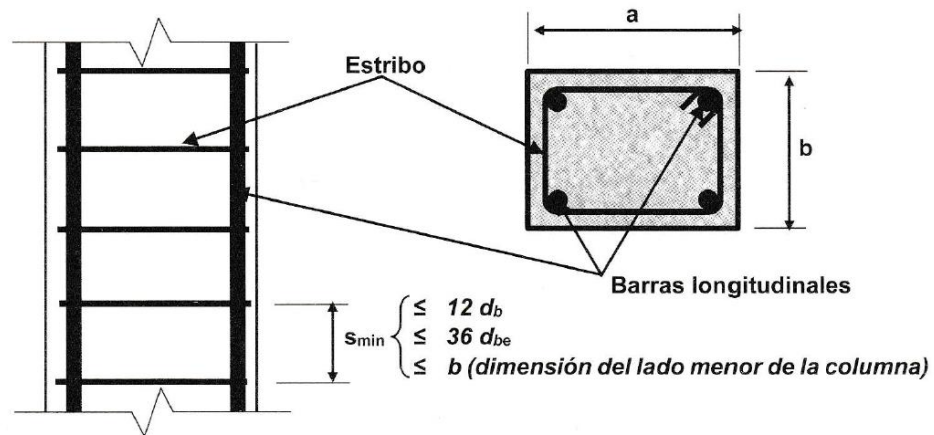
Separación mínima

$$St_{\min} \begin{cases} \geq 1,5 \cdot db \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo del agregado grueso.} \end{cases}$$

Separación máxima

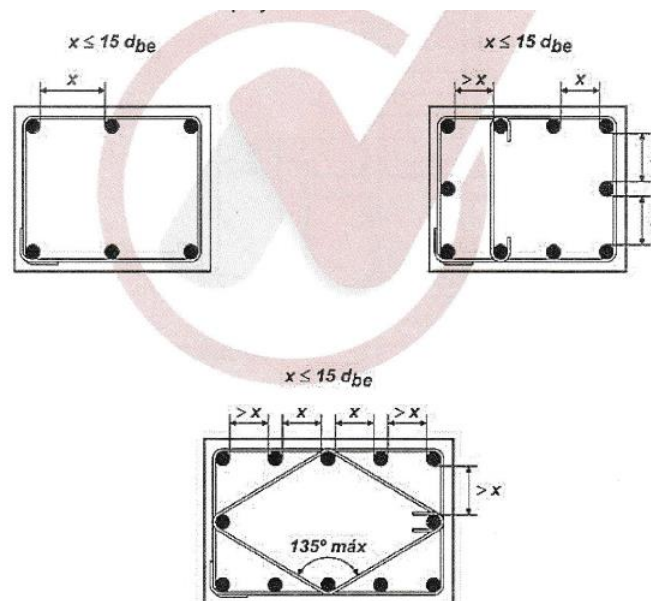
$$S_{t_{\max}} \begin{cases} \leq 12 * db \\ \leq 36 * d_{be} \\ \leq b \text{ dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$$

Figura 2.15. Distribución de armadura transversal en columnas



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

Figura 2.16. Distribución transversal de las barras longitudinales en columnas



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1

2.7.5.3.5. Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos

Se permite ignorar los efectos de la esbeltez en los siguientes casos:

a) Para elementos en compresión desplazables, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando:

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

b) En estructuras indesplazables se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

El término M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Se permite considerar los elementos a compresión como indesplazables cuando los elementos de arriostramiento tienen una rigidez total que restringe los movimientos laterales de ese piso de al menos 12 veces la rigidez bruta de las columnas dentro del piso.

Para calcular las fuerzas y momentos en la estructura, se debe usar el Análisis no lineal de segundo orden cuando la relación de esbeltez es:

$$\frac{k l_u}{r} > 100$$

En estas expresiones, el radio de giro puede calcularse con la siguiente expresión:

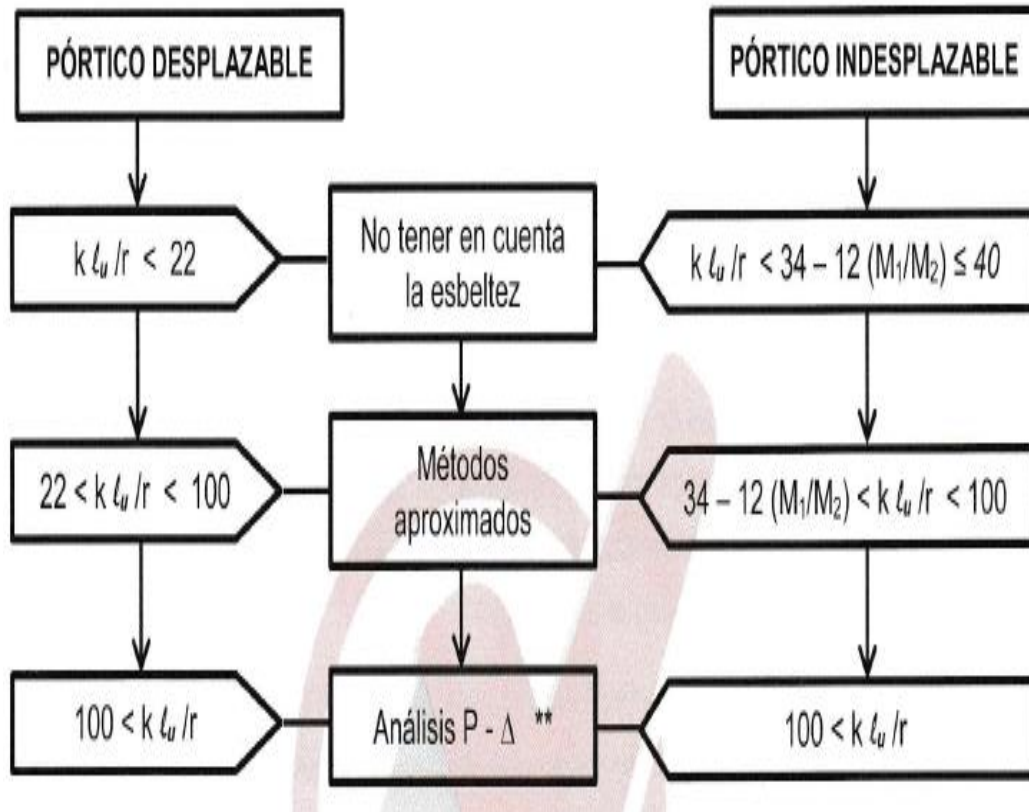
$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

También se puede tomar el radio de giro como:

- 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y

- 0,25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión.

Figura 2.17. Esquema para la consideración de la esbeltez de columnas según se trate de pórticos desplazables o indesplazables.

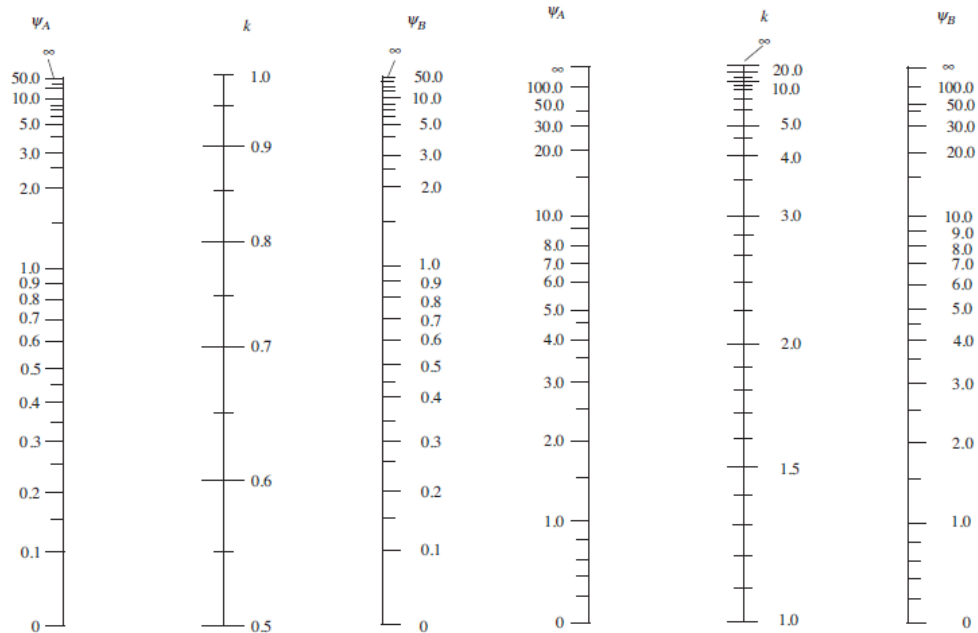


Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

2.7.5.3.6. Determinación de los factores k con nomogramas

Antes del análisis con computadora, el uso de los nomogramas fue el método tradicional para determinar longitudes efectivas de columnas.

Figura 2.18. Factores de longitud efectiva



Fuente: Diseño de Concreto Reforzado (p. 323), por J. C. McCormac y R. H. Brown, 2017, Alfaomega Grupo Editor.

Donde se analiza el valor ψ en cada extremo de la columna:

$$\psi = \frac{\sum(EI/l) \text{ de los miembros a compresión (columnas)}}{\sum(EI/l) \text{ de los miembros a flexión (vigas)}}$$

Un entrepiso puede considerarse indesplazable si

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_0}{V_{us} * l_c} \leq 0,05$$

$\sum P_u$ = La carga vertical total, mayorada

Δ_0 = es el desplazamiento lateral relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} .mm.

V_{us} = el cortante horizontal mayorado en el piso bajo consideración

l_c = longitud del elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico, en mm.

2.7.5.3.7. Diagrama de interacción para columnas de hormigón

Un diagrama de interacción de resistencia de columnas de hormigón armado es un gráfico que define la resistencia utilizable para diferentes combinaciones de carga axial y momento de falla

Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores de ϕP_n y ϕM_n que produzcan un estado inminente de falla. En este diagrama, representa una excentricidad en particular

P_n está dado de la siguiente manera

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

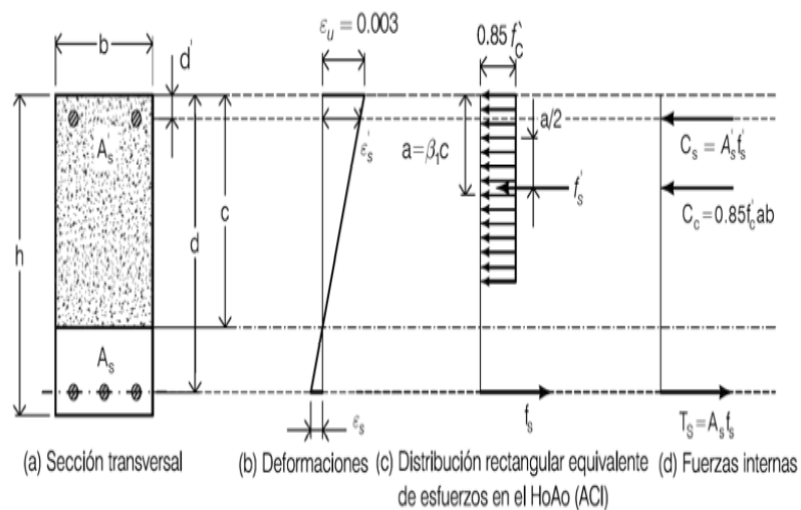
$$P_{n \max} = 0,80 * (0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

$$\phi P_{n \max} = 0,80 * (0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

Los puntos que en su defecto son la resistencia nominal para combinaciones de flexión y carga axial tienen que cumplir:

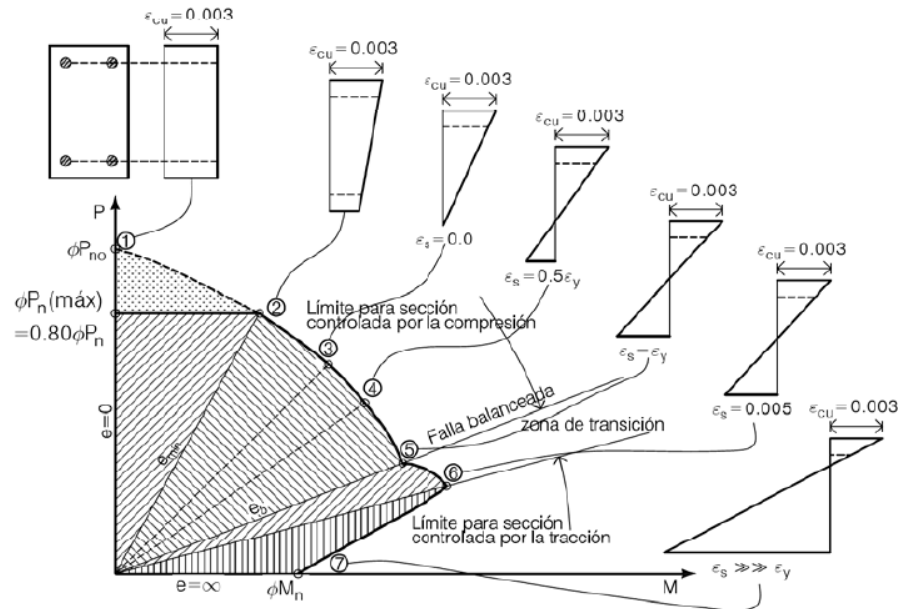
1. Equilibrio estático.
2. Compatibilidad de deformaciones.

Figura 2.19. Factores de longitud efectiva



Fuente: Hormigón Armado UMSS

Figura 2.20. Distribución de deformaciones correspondientes a los puntos del diagrama de interacción.



Fuente: Hormigón Armado UMSS

1. Compresión axial pura (no existe momentos flectores).
2. Máxima compresión axial (excentricidad mínima).
3. Esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara de tracción. Este punto corresponde al aplastamiento en una cara y tracción cero en la otra cara.
4. Esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara de tracción.
5. Punto balanceado; esfuerzos en el refuerzo cercano a la cara de tracción. Este punto representa la falla balanceada en la cual se desarrollan simultáneamente el aplastamiento en el hormigón y la fluencia en el acero a tracción.
6. Punto de control de tracción.
7. Flexión pura (no existe momentos flectores).

2.7.6. Estructuras complementarias

2.7.6.1. Losa maciza (Rampa)

La Losa Maciza de concreto armado es utilizada para losas de entrepiso y losas de azotea, tiene la versatilidad de que se fabrica en sitio y se puede adaptar a cualquier

forma, no necesariamente en formas ortogonales, pues se puede hacer planos inclinados o contornos irregulares.

Tabla 2.15. Espesor mínimo de losa en 2 direcciones

α_{fm}	Espesor mínimo h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	Se aplican las disposiciones de 9.5.3.2		(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	$h \geq$	$\frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1.400} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b)
		120 mm	(c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	$h \geq$	$\frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1.400} \right)}{36 + 9 \beta}$	(d)
		90 mm	(e)

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001-1.

l_n = corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas (mm).

α_{fm} = Valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel y α_f se calcula de acuerdo

β = Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta para losas en dos direcciones.

$$\alpha_f = \frac{E_c b * I_b}{E_c s * I_s}$$

I_b = Inercia de viga

I_s = Inercia de losa

Para un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la ecuación

$$0,2 \leq \frac{\alpha_{f1} * L_2^2}{\alpha_{f2} * L_1} \leq 5$$

Separación de armaduras

$$St_{\min} \begin{cases} \leq 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diametro} \\ \leq 3h \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{\max} \geq \frac{4}{3} \text{ del tamaño máximo del agregado grueso}$$

2.7.6.2. Escaleras

Se define una escalera como la estructura constituida por una sucesión de escalones para subir o bajar de un piso a otro en un edificio.

2.7.6.2.1. Proceso de cálculo

Según R. Morales se puede seguir el siguiente procedimiento:

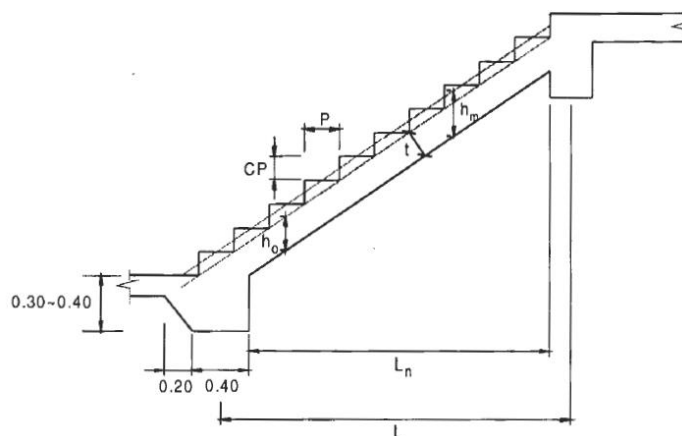
Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{DISEÑO} = \alpha * M_U \text{ máx}$$

Donde α puede tomar los valores de 0,80 a 1,00.

❖ Espesor de la losa

Figura 2.21 Escalera y sus elementos



Fuente: Tomada de Diseño en Concreto Armado (p. 58), por R. Morales, Fondo Editorial ICG, (Instituto de la Construcción y Gerencia).

Para calcular el espesor de la losa de la escalera se pueden usar las siguientes expresiones:

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$h_m = h_0 + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2}$$

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{CP}{P}\right)$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

L_n = Longitud horizontal de la escalera

h = Proyección vertical de t

h_m = Altura media

P = Paso

CP = Contrapaso

❖ Carga última

Se deberá tomar en cuenta las siguientes cargas, para hallar la carga última que actúa en la escalera:

$$q_u = pp + Acab + s/c$$

Donde:

pp = Carga por peso propio

$Acab$ = Carga por acabados

s/c = Sobrecarga de uso

Obtenida la carga se puede calcular la escalera como una viga sometida a flexión.

❖ Canto útil

Se puede usar la siguiente expresión:

$$d = t - \left(r - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento mínimo

\emptyset = Diámetro de la armadura

❖ Cálculo de la armadura positiva

Para calcular la armadura necesaria para resistir la flexión, se puede usar el diagrama de distribución rectangular equivalente de tensiones, del cual por equilibrio se puede sacar las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{Mu}{\Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b}$$

Realizando iteraciones con dichas expresiones se podrá hallar la armadura requerida.

❖ Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} \leq (-)A_s$$

❖ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0,0015 * b * t$$

2.7.7. Fundaciones

Según J. C. McCormac y R. H. Brown, las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. No sólo es deseable transferir las cargas de la superestructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o dispares y rotaciones, sino que también es necesario proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y volteo.

Entre las diversas zapatas de concreto reforzado de uso común se cuentan: las zapatas corridas para muros, las zapatas aisladas, las zapatas combinadas, las losas de cimentación y las cabezas de pilotes.

2.7.7.1. Presiones permisibles del suelo

Las presiones permisibles o admisibles del suelo deben obtenerse con el trabajo de un especialista en geotecnia. Para obtener estos valores para el diseño de la cimentación se deben realizar sondeos y pruebas de carga.

Para poder determinar el área requerida para la cimentación, se puede dividir la última presión presente en el suelo entre la última carga que recibe la columna.

2.7.7.2. Zapata cuadrada o rectangular aislada

Una de las opciones más usadas para zapatas son las que tienen un espesor de losa constante, sin embargo J. C. McCormac expone que, si este espesor llega a ser más de 3 o 4 pies, se puede optar por usar zapatas escalonadas por el hecho de que las fuerzas cortantes y momentos generan mayores esfuerzos cerca de la columna. Otra opción para esto son las zapatas con declive, no obstante, este tipo de zapata genera mayor dificultad en la parte constructiva, ya que el costo de la mano de obra resulta ser mayor. Además, deben hacerse verificaciones de esfuerzos en más de una sección de la zapata al usar zapatas escalonadas o con declive.

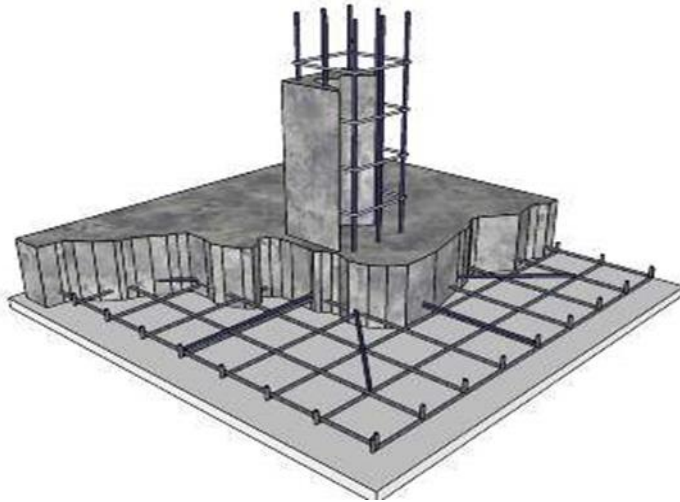
Geometría

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través del cabezal, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes.

Distribución de las armaduras

En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

Figura 2.22. Distribucion de armadura el fundaciones



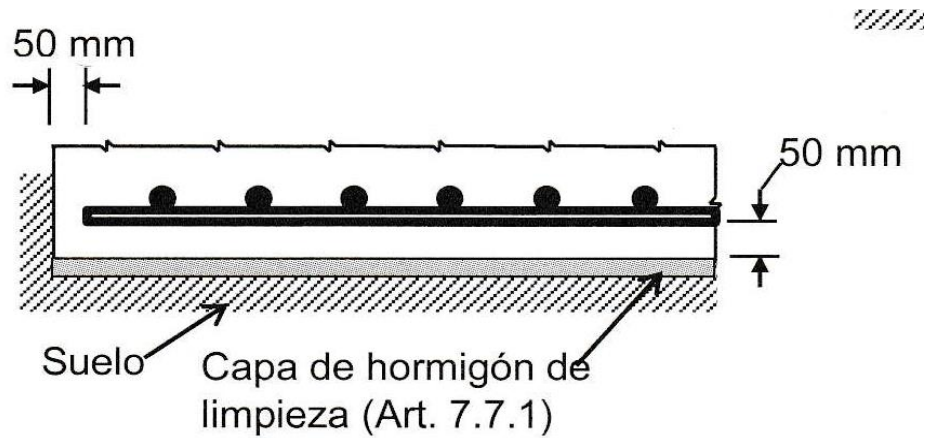
Fuente: Marcelo romo pardo

Altura mínima de las zapatas y cabezales

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de cabezales de pilotes.

Hormigón de limpieza y recubrimiento

Figura 2.23. Hormigón de limpieza y recubrimiento



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001-1

Cálculo del área requerida

Para ello se emplea

$$A = \frac{P}{q_{adm.}}$$

$$B = \sqrt{A}$$

Cálculo de excentricidades

$$e_x = \frac{Mx}{P} < \frac{B}{6}$$

Cálculo de la capacidad del suelo

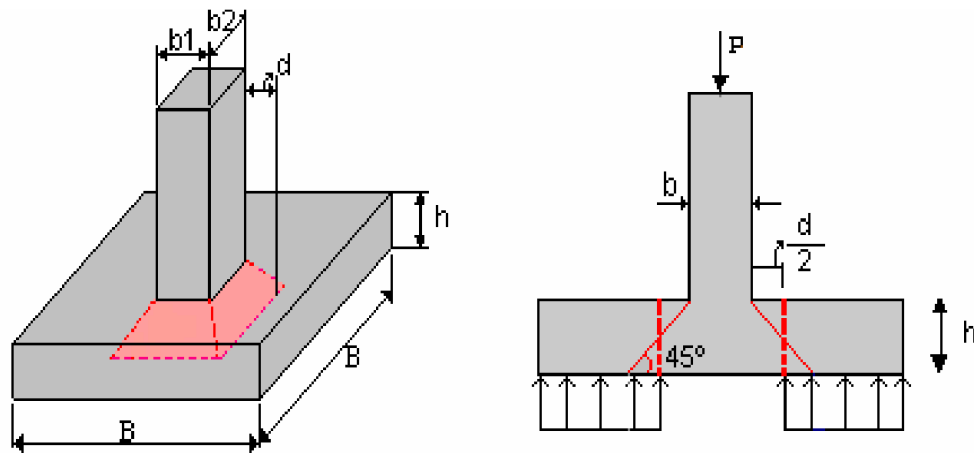
$$q_{suelo} = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

Cortante por punzonamiento

Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta a la carga vertical que le transfiere la columna o pedestal.

$$V_{up} = P_u - \frac{q_1 + q_4}{2} * [(b_c + d) * (l_c + d)]$$

Figura 2.24. Cortante bidireccional en zapata que soporta columna



Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones UNC

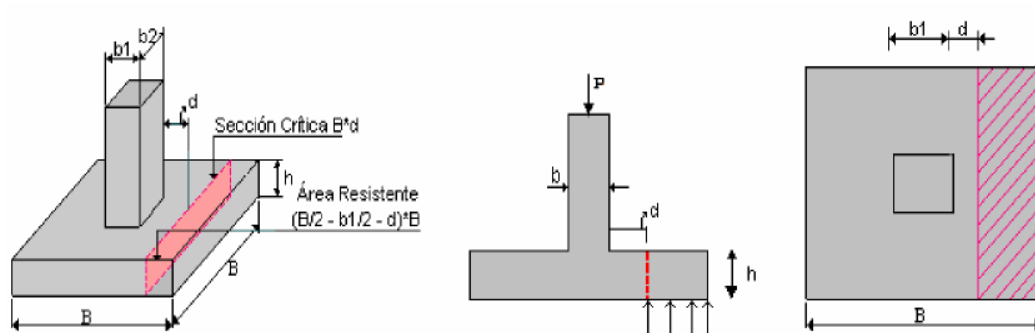
$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * b_o * d \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) * b_o * d \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{3} * b_o * d \end{cases} \quad \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ columna esquina} \end{cases}$$

β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción.

Cálculo del esfuerzo a corte crítico

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

Figura 2.25. Sección crítica por cortante en zapatas aisladas



Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones UNC

$$q_{ud} = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{L} * \left[\frac{(L - b_1)}{2} - d \right]$$

Cálculo del esfuerzo cortante

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L * d}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

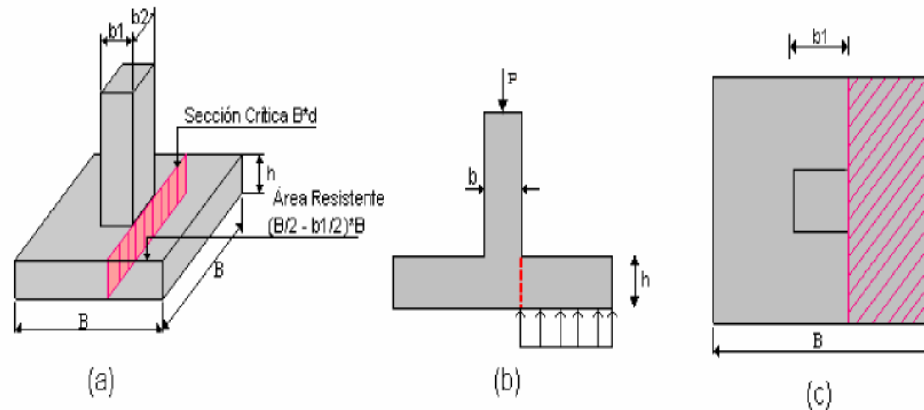
$$U_{up} \leq \frac{\phi * \sqrt{f'_c}}{6}$$

Diseño a flexión sección crítica

La sección crítica en la cual se calcula el momento mayorado máximo se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, justo en la cara de la columna, pedestal o muro si estos son de concreto

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

Figura 2.26 Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna



Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones UNC

Cuantías mínimas

De acuerdo de la NB1225001 15.10.4 para el caso de zapatas aisladas y combinadas las cuantías y las separaciones deberán ser como mínimo las que se especifican en vigas.

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

2.8. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.8.1. Especificaciones técnicas

Es el documento que define la calidad de una obra, donde se coloca las indicaciones necesarias para ejecutar cada parte de la obra.

Para garantizar la calidad de la obra es que en el pliego de especificaciones debe estar indicado la calidad de los materiales que han de emplearse y los ensayos requeridos para verificar su funcionalidad y calidad, el procedimiento a seguir para cada parte de la obra, precauciones a tomar en cuenta en la construcción entre otras.

Por lo general para cada ítem de la obra, se cubre los siguientes puntos:

- ❖ Definición
- ❖ Materiales, herramientas y equipo
- ❖ Procedimiento de la ejecución
- ❖ Medición y forma de pago

2.8.2. Precios unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma.

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

- a) Costo de materiales.
- b) Costo de mano de obra.
- c) Desgaste de herramientas y o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 61.39% de la mano de obra calculado de acuerdo a la resolución ministerial N° 477 (de 23 de septiembre de 2004) ; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %

2.8.3. Cómputos métricos

Los cómputos métricos son las mediciones de longitud, superficies y volúmenes de todas las partes de la obra, para lo que se requiere un conocimiento de fórmulas geométricas y su correcta aplicación.

Estos cómputos métricos deben ser realizados con el mayor cuidado posible, ya que lo mismos pueden acarrear problemas al calcular el precio de la obra.

Es recomendable que el cómputo métrico sea detallado para que sea simple su revisión, y se pueda realizar una modificación o corrección de ser necesario, además es necesario una constancia de las operaciones realizadas y que las mismas sean ordenadas en un orden simple, basándose en los planos del proyecto.

2.8.4. Presupuesto

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

2.8.5. Planteamiento y cronograma de obra

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 terminación.

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

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un

conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

Para la planificación y programación del presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático – lógico. En función a este se analizan mediante los métodos PERT (método probabilístico) y CPM (método determinístico). La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

CAPITULO III
INGENIERIA DEL PROYECTO

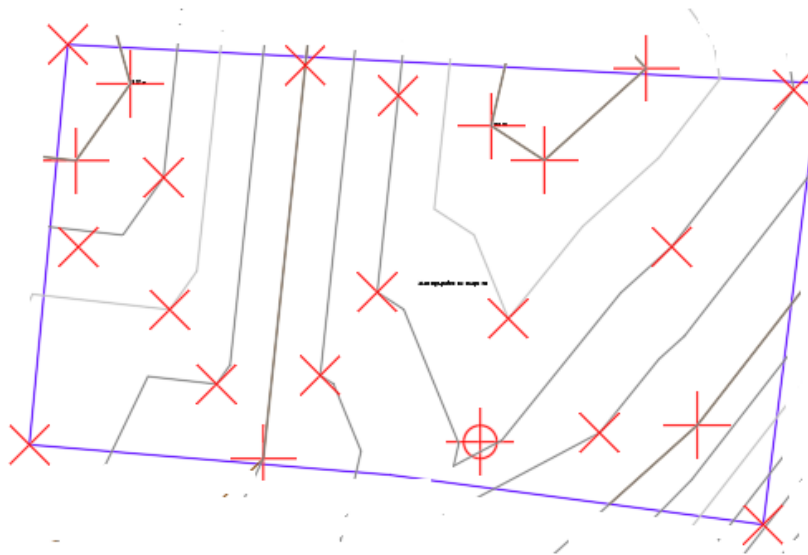
3 INGENIERIA DEL PROYECTO.

3.1 Análisis del levantamiento topográfico

La información obtenida del levantamiento topográfico se llevó a cabo utilizando el equipo adecuado y de manera eficiente. El tamaño total del terreno donde se construirá el nuevo edificio es de 2412.02 m², y la superficie total construida de la nueva construcción será de 952.35 m². No hay desniveles significativos que puedan afectar el desarrollo de la obra o generar costos adicionales.

En el ANEXO 1 se encuentra el informe del levantamiento topográfico del área de emplazamiento.

Figura 3.1. Levantamiento topográfico.



Fuente: Elaboración propia

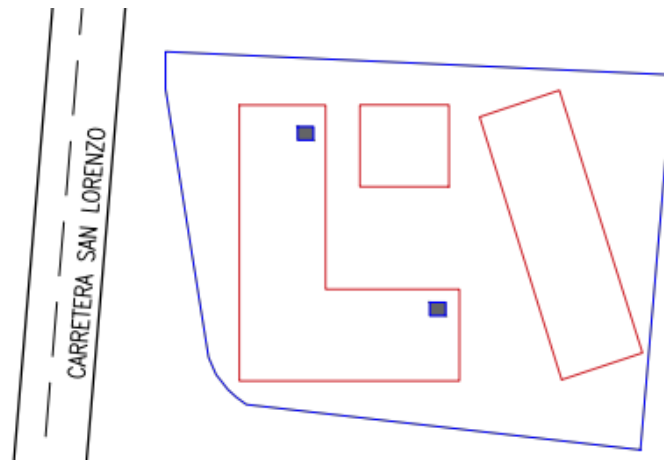
3.2 Estudio de suelos

El estudio de suelos se llevó a cabo en colaboración con la empresa consultora CONSUR-CAT. En primer lugar, se realizó una inspección del lugar para identificar las ubicaciones adecuadas donde se realizarían los pozos para los ensayos correspondientes. La selección de lugares se basó en la futura ubicación de las zapatas

de cimentación, Se seleccionaron dos pozos para realizar los ensayos debido a limitaciones económicas.

La excavación de los pozos se realizó de forma manual, y a medida que se profundizaba, se pudo observar el tipo de suelo y posibles estratificaciones. Se excavó hasta encontrar un suelo firme para llevar a cabo el ensayo de S.P.T.

Figura 3.2. Ubicación de los pozos en estudio SPT.



Fuente: Elaboración propia.

El análisis comprende granulometría, límites de Atterberg y el ensayo de carga directa o SPT del lugar de emplazamiento (ANEXO 2A), dando como resultado el siguiente tipo de suelo.

Tabla 3.1. Resumen de esfuerzos admisibles

POZO	PROFUNDIDAD (m)	ESF. ADMISIBLE (kg/cm²)
1	3,00	1,25
2	3,00	1,63
3	2,00	1,52

Fuente: Elaboración propia

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El equipo técnico del Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo fue el responsable de elaborar el diseño arquitectónico del nuevo "Colegio Rancho Sud – San Lorenzo ". el cual consta de los siguientes detalles:

- ❖ Cubierta metálica
- ❖ Losa alivianada
- ❖ Rampa de acceso
- ❖ Escalera
- ❖ Zapatas aisladas

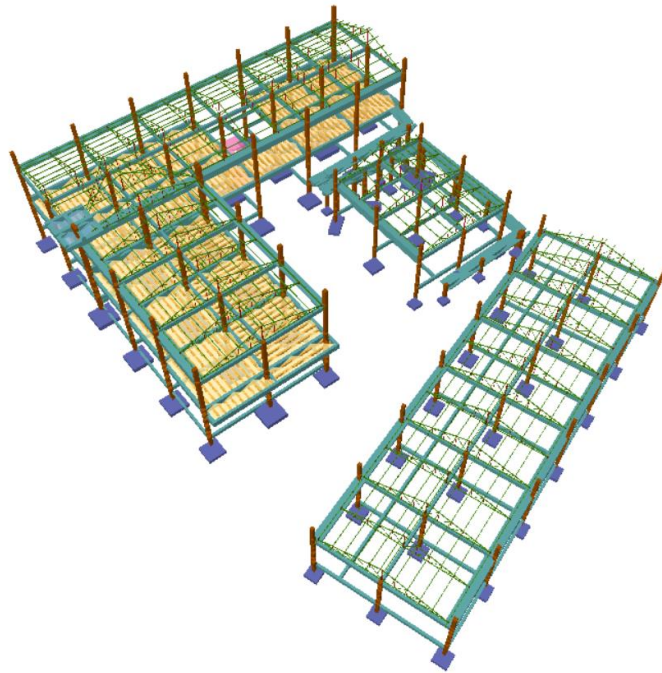
Los planos de diseño arquitectónico se encuentran en forma detallada en el ANEXO 10.

3.4 Planteamiento estructural

El planteo estructural es la disposición y ubicación de los distintos elementos estructurales que serán dispuesto en función del plano arquitectónico, tomando en cuenta, según el criterio del ingeniero a la luz a cubrir, aberturas de puertas y ventanas, tipo de cubierta que soportara, tipo de fundación.

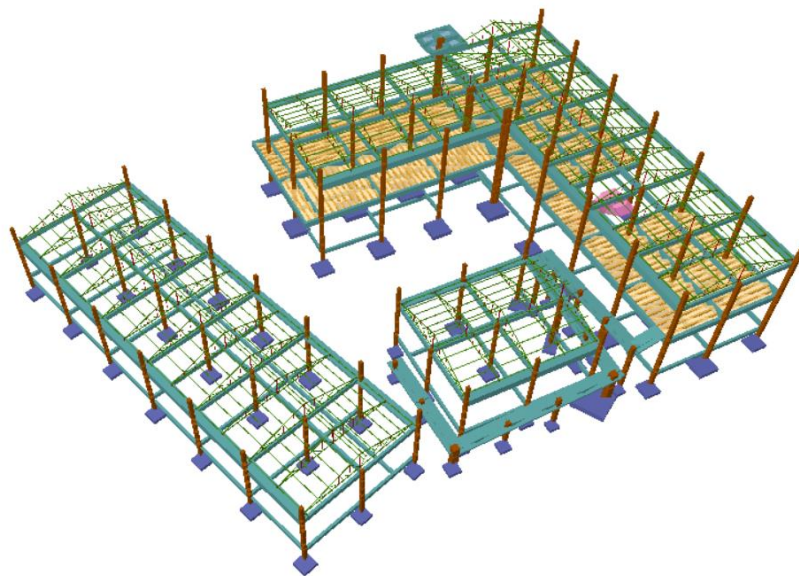
Una vez obtenida la topografía el estudio de suelos y el diseño estructural se procederá a realizar el planteo estructural.

Figura 3.3. Modelación estructural 1



Fuente: Cypecad 2018

Figura 3.4. Modelación estructural 2



Fuente: Cypecad 2018

Datos de la estructura de cubierta:**Tabla 3.2.** Materiales y normas utilizadas para la cubierta metálica

NORMAS UTILIZADAS	AISI (LFRD) ACERO CONFORMADO EN FRIO
Material para la estructura de sustentación	Cerchas metálicas
Material de la cubierta	Calamina # 26
Sobrecarga de uso	0,90 KN/m ²
Velocidad del viento	22,00 m/s

Fuente: Elaboración propia

Datos de la estructura de hormigón armado:**Tabla 3.3.** Materiales y normas utilizadas para la estructura de hormigón armado

Norma a utilizar	NB1225001-1
Resistencia característica del H°A°	25,00 Mpa
Resistencia de fluencia del acero de refuerzo	500,00 Mpa

Fuente: Elaboración propia

Justificar valores de resistencia del hormigón y acero

Resistencia característica f_c ; Ahora bien, esta resistencia característica “ f_c ” es la resistencia mínima que debe tener el 95% de todo el hormigón que se provisiona o prepara y vacía en obra. Esto quiere decir que solo el 5% de todo el hormigón provisionado o preparado en obra puede tener resistencias más bajas que este f_c . En términos simplistas esto quiere decir que de 20 probetas de prueba tomadas en obra en los vaciados, sólo una puede estar por debajo de “ f_c ”.

Es importante destacar que la elección de una resistencia característica del hormigón, en este caso 25 MPa, se realiza considerando un margen de seguridad y confiabilidad para asegurar que el material cumpla con las especificaciones y requerimientos de resistencia estructural a lo largo del tiempo. Aunque las pruebas de laboratorio puedan arrojar resistencias ligeramente menores (aproximadamente 21 MPa), este valor aún se encuentra dentro del rango aceptable y proporciona un nivel adecuado de seguridad para el proyecto.

Al elaborar el hormigón en obra, es común que existan variaciones en las propiedades del material debido a factores como la manipulación, la mezcla, el curado, entre otros. Estas variaciones pueden influir en las resistencias obtenidas en las probetas de prueba. Por lo tanto, la elección de una resistencia característica ligeramente superior (25 MPa en lugar de 21 MPa) toma en cuenta estas posibles variaciones y garantiza que el hormigón tenga la resistencia adecuada para cumplir con las exigencias del proyecto.

Es importante mencionar que la elección de la resistencia característica del hormigón se realiza de acuerdo con las normativas y estándares vigentes en la industria de la construcción. En este caso, la normativa permite un rango de resistencias entre 17 MPa y 35 MPa, y la elección de 25 MPa se basa en criterios técnicos y prácticos que garantizan un óptimo desempeño del material en el contexto específico del proyecto.

Resistencia a fluencia del acero f_y ; Es el límite de fluencia significa el fin de la zona elástica del material y el inicio de la zona plástica. Eso significa que al superar el límite de fluencia, el material se deformará de forma permanente, irreversible.

La elección de una resistencia a fluencia de 500 MPa para el acero en este proyecto refleja una estrategia de diseño que busca maximizar la eficiencia estructural. Al utilizar aceros de mayor resistencia, es posible reducir las secciones transversales de los elementos estructurales, lo que conduce a una optimización en el uso de materiales y a estructuras más livianas sin comprometer la seguridad ni la capacidad de carga.

La transición hacia aceros de mayor resistencia a fluencia, como el de 500 MPa en lugar del anterior de 420 MPa, también resalta los avances tecnológicos y la evolución en la industria del acero.

La información proporcionada sobre el taller realizado por la distribuidora Campero destaca cómo la producción de acero de 500 MPa se ha vuelto más accesible en el mercado local, en parte debido a costos de producción que resultan insignificantes en comparación con el beneficio de tener un material de mayor resistencia.

Es importante mencionar que el uso de aceros de mayor resistencia a fluencia no solo mejora la eficiencia del diseño y la economía de materiales, sino que también puede tener un impacto positivo en el desempeño y la durabilidad de las estructuras, especialmente en condiciones de carga dinámica o cíclica donde la resistencia a la fatiga del acero es crucial.

3.4.1 Estructura de Sustentación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos de hormigón armado los cuales están sometidos a cargas gravitacionales o de peso propio, cargas muertas y cargas vivas.

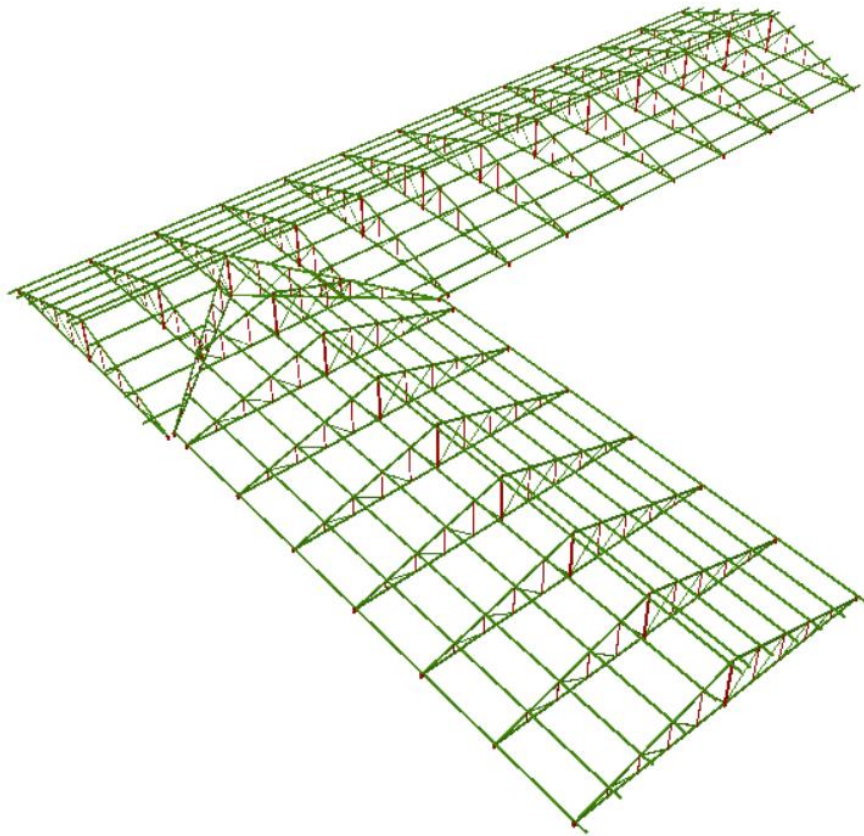
Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada, rectangular o circular, las vigas de arriostamiento (sobre cimientos y encadenado) de sección rectangular y losas.

3.4.2 Estructura de Cubierta

La cubierta de la estructura será de Cerchas metálicas que estarán en dispuesta de manera que resistan las cargas de peso propio, las cargas de uso y las cargas viento (barlovento y sotavento).

El diseño se realizará con perfiles comerciales del lugar para evitar encarecer el costo del proyecto.

Figura 3.5. Diseño geométrico de la cubierta metálica



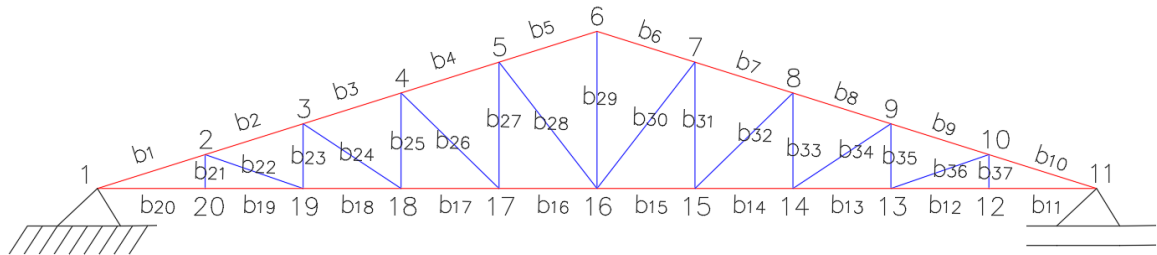
Fuente: Cypecad 2018

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

3.5.1 Diseño de cubierta metálica

3.5.1.1 Análisis de carga

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Éstas son el peso propio de la estructura y otras cargas P. Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Son causadas cuando una estructura se ocupa, se usa y se mantiene permanentemente unidas a ella.

Figura 3.6. Numeración nudos y barras en la cercha

Fuente: Elaboración propia

Cargas Considerada:

a. Determinación de las cargas sobre la cuerda superior

- Carga muerta

❖ Correa

Al igual que en el caso de los perfiles analizados en el peso propio de la cercha nos asumiremos un perfil costanero de 80x40x15x3 con un peso de 0,040 KN/m

Esta carga será considerada en el cordón superior.

❖ Calamina #26: 0,0365 KN/m²

❖ Cargas de accesorios: 0,05 KN/m²

❖ Carga de cielo falso se adoptará un valor de 0,20 KN/m²
NB1225002

b. Carga de mantenimiento L_r.

De acuerdo a la normativa de carga 1225002 tenemos que la sobrecarga de una cubierta

$$\text{es } L_r = 0,96 * R_1 * R_2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Como condición $0,58 \leq L_r \leq 0,96$

$$R_1 = 0,6$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = 0,96 * 0,60 * 1,00 = 0,58 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Dado que es poco probable que el mantenimiento lo realice una persona de 0,58 KN/m² considerando además que tiene que subir con herramientas se tomara una carga de 0,90 KN/m² por seguridad en el diseño.

c. Determinación de viento sobre la estructura.

Para realizar el cálculo de la carga de viento para barlovento y sotavento nos basamos de la normativa NB 1225003-3

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \left(\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right)$$

- ❖ Cálculo de K_z (coeficiente de exposición para la presión dinámica, evaluado a la altura z)

El valor de K_z se obtiene de tabla entrando como dato la altura de la estructura y tipo de exposición de la misma, para este proyecto se consideró una exposición tipo C y una altura h=8,55 m

Exposición C. Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10,0 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

De esta tabla obtenemos un valor de K_z = 1,00

Para el valor de coeficiente de exposición ver el ANEXO 5A

- ❖ K_{zt} (factor topográfico)

El efecto topográfico $K_{zt} = (1 + K_1 * K_2 * K_3)^2$

Dado que el proyecto se emplazará en una zona relativamente plana K₁, K₂, K₃ = 0

$$K_{zt} = (1 + 0 * 0 * 0)^2$$

$$K_{zt} = 1$$

Para el valor de factor topográfico ver el ANEXO 5B

- ❖ K_d (factor de direccionalidad del viento)

Se tomo como un sistema principal resistente a la fuerza de viento $K = 0,85$

Para el valor de factor de direccionalidad del viento ver el ANEXO 5C

❖ V (Velocidad del viento)

La velocidad de viento fue extraída del registro de senamhi de la estación de Coimata tomando como velocidad de:

Datos del emplazamiento

Velocidad básica del viento (m/s)

$$V = 22,10 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

❖ I (Factor de importancia)

Para esta estructura se le clasifico en la categoría III teniendo un factor de importancia de $I=1,15$

Tabla N° 5.4-2 - Factor de Importancia I

Categoría	I
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

$$q_z = 0,613 * 1,00 * 1 * 0,85 * 22,10^2 * 1,15 = 292,66 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de presión de diseño

$$p = qh * [(G * C_{pf}) - (G * C_{pi})] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

$$h = Z + \text{altura del techo}$$

$$h = 7,05 \text{ m} + 1,50 \text{ m} = 8,55 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{8,55 \text{ m}}{33 \text{ m}} = 0,26$$

(G*C_{pi}) producto del coeficiente de presión interna y del factor de efecto de ráfaga que se usará en la determinación de las cargas de viento para edificios. Considerando un edificio abierto

$$GC_{pi} \text{ (Barlovento)} = 0$$

$$GC_{pf} \text{ (Sotavento)} = 0$$

(G*C_{pf}) producto del coeficiente de presión externa equivalente y del factor de efecto de ráfaga que se usará en la determinación de las cargas de viento para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento en edificios de baja altura.

$$GC_{pf} \text{ (Barlovento)} = -0,58$$

$$GC_{pf} \text{ (Sotavento)} = -0,54$$

Barlovento

$$p = qh * [(G * C_{pf}) - (G * C_{pi})]$$

$$p = 292,66 \text{ N/m}^2 * [(-0,58) - (0)] = -169,74 \text{ N/m}^2$$

Sotavento

$$p = qh * [(G * C_{pf}) - (G * C_{pi})]$$

$$p = 292,66 \text{ N/m}^2 * [(-0,54) - (0)] = 166,82 \text{ N/m}^2$$

d) Carga de granizo

No existe un registro histórico de acumulación de granizo en cubiertas por lo tanto se asume 0,

Peso volumétrico del hielo= 9,20kN/m³

Espesor o altura de acumulación posible de hielo es la estructura= 0,15m

$$C_g = 9,20 \text{ kN/m}^3 * 0,15 \text{ m}$$

$$C_g = 1,38 \text{ kN/m}^2$$

Factor de corrección por pendiente de cubierta.

La ecuación que gobierna el factor de corrección:

$$C_s = \frac{45 - \alpha}{45}; 0 \leq \alpha \leq 45$$

Donde:

C_s = Factor de corrección por pendiente de cubierta (-)

α = Angulo de cubierta ($^\circ$)

$$C_s = \frac{45 - 17}{45} = 0,62$$

Entonces carga por granizo = $0,62 * 1,38 \text{ kN/m}^2 = 0,85 \text{ kN/m}^2$

Debido a que la carga de granizo no actúa conjuntamente la sobrecarga de uso, solo será tomada la mayor carga resultando la carga de granizo $0,85 \text{ kN/m}^2$

Resumen de carga

Carga Muerta: $0,0865 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = 0,090 \text{ KN/m}$

Carga correa = $0,04 \text{ KN/m}$

CM = $0,13 \text{ KN/m}$

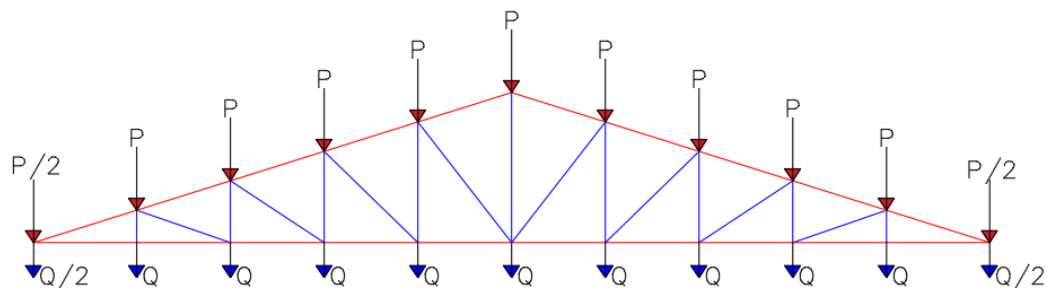
Carga de mantenimiento = $0,90 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = 0,945 \text{ KN/m}$

Carga de viento

- ❖ Barlovento $-0,22 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = -0,23 \text{ KN/m}$
- ❖ Sotavento $-0,20 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = -0,21 \text{ KN/m}$

Granizo = $0,85 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = 0,89 \text{ KN/m}$

Figura 3.7. Cargas sobre los nudos en la cercha



Fuente: Elaboración propia

Área de aporte para las cargas en (P): $A_P = 2,70 * 1,05 = 2,84 \text{ m}^2$

$$A_{P/2} = 2,70 * 0,525 = 1,42 \text{ m}^2$$

Área de aporte para las cargas en (Q): $A_Q = 2,70 * 1,00 = 2,70 \text{ m}^2$

$$A_{Q/2} = 2,70 * 0,50 = 1,35 \text{ m}^2$$

a. Determinación de las cargas sobre la cuerda superior (P).

- Carga muerta (D).

Cercha

Correa 0,038 KN/ m²

Calamina 0,0365 KN/m²

Cargas de accesorios: 0,05 KN/m²

Total, carga muerta = 0,1246 KN/ m²

- Carga Viva (L).

Por mantenimiento 0,90 KN/m²

b. Determinación de las cargas sobre la cuerda Inferior (Q).

- Carga muerta (Q). de acuerdo a NB1225002 Tabla 3.5 cielo raso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio

Cielo falso 0,20 KN/m²

Carga en cada nudo

El resumen de todos los valores (P, Q) para la cercha se encuentran dados en la siguiente tabla:

Tabla 3.4. Cargas en los nodos de la cercha

N° de Nudo	P (KN)		N° de Nudo	Q (KN)
	Carga Muerta	Carga Viva		Carga Muerta
1,00	0,18	1,28		0,27
2,00	0,35	2,56	12,00	0,54
3,00	0,35	2,56	13,00	0,54
4,00	0,35	2,56	14,00	0,54
5,00	0,35	2,56	15,00	0,54
6,00	0,35	2,56	16,00	0,54
7,00	0,35	2,56	17,00	0,54
8,00	0,35	2,56	18,00	0,54
9,00	0,35	2,56	19,00	0,54
10,00	0,35	2,56	20,00	0,54
11,00	0,18	1,28		0,27

Fuente: Elaboración propia

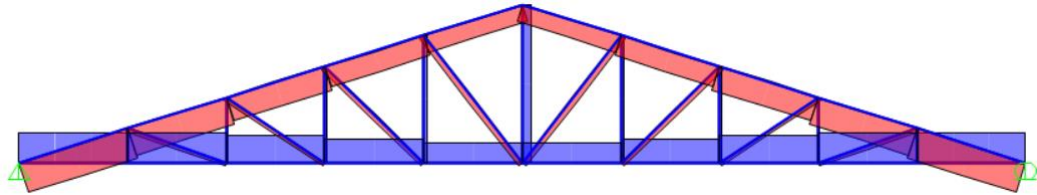
Diseño de los elementos de la cubierta metálica

Tabla 3.5. Esfuerzos en la barra de la cercha en estudio

POSICIÓN	BARRA	CERCHA HOWE TRIANGULAR		FUERZA EN (KN)
		PERFIL	LONGITUD (m)	
CORDON SUPERIOR	1=10	80 x 40 x 3	1,15	-79,39
	2=9	80 x 40 x 3	1,05	-71,02
	3=8	80 x 40 x 3	1,05	-62,37
	4=7	80 x 40 x 3	1,05	-53,63
	5=6	80 x 40 x 3	1,05	-44,86
CORDON INFERIOR	11 = 20	80 x 40 x 3	1,10	75,74
	12 = 19	80 x 40 x 3	1,00	75,74
	13 = 18	80 x 40 x 3	1,00	67,76
	14 = 17	80 x 40 x 3	1,00	59,90
	15 = 16	80 x 40 x 3	1,00	51,17
CORDON DIAGONAL	21 = 37	40 x 20 x 2	0,35	0,69
	22 = 36	40 x 20 x 2	1,06	-8,45
	23 = 35	40 x 20 x 2	0,66	3,46
	24 = 34	40 x 20 x 2	1,20	-9,89
	25 = 33	40 x 20 x 2	0,97	6,15
	26 = 32	40 x 20 x 2	1,39	-11,64
	27 = 31	40 x 20 x 2	1,29	8,83
	28 = 30	40 x 20 x 2	1,63	-13,65
	29	40 x 20 x 2	1,60	22,30

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.8. Diagrama de esfuerzos en la cercha en estudio



Fuente: Sapp2000

3.5.1.2 Diseño a compresión.

Datos obtenidos del análisis estructural.

$$P_u = -79.390,00 \text{ N}$$

$$L = 1,15 \text{ m}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 253 \text{ N/mm}^2$$

$$F_u = 58 \text{ ksi} = 408,00 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2 = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

Estimando el área bruta mínimo necesario:

$$F_{CR} = \frac{2}{3} F_y = 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Coefficiente de minoración a compresión: $\phi_C = 0,85$

$$P_u = \phi_C * F_{CR} * A_g$$

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{P_u}{\phi_C * F_{CR}}$$

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{79.390,00 \text{ N}}{0,85 * 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 553,74 \text{ mm}^2$$

Asumimos un perfil tipo Cajón de 60x40x3 Las propiedades de este perfil se encuentra en el ANEXO 3C.

$$A_g = 541 \text{ mm}^2$$

$$r_x = 21,63 \text{ mm}$$

$$r_y = 15,73 \text{ mm}$$

Comprobacion de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r_{\min}} < 200 \qquad \frac{1 * 1.150,00}{15,73} < 200$$

$$73,12 < 200 \text{ cumple}$$

Calculamos λ_c :

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r_{\min} * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1 * 1.150,00}{15,73 * \pi} \sqrt{\frac{253,00}{210.000,00}} = \mathbf{0,81}$$

Verificamos la fórmula:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \text{ Fórmula inelastica } F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5 \text{ Formula elastica } F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) * F_y$$

Como $\lambda_c = 0,71$ Usamos la formulaas la formula inelástica

Calculamos F_{cr} :

$$F_{cr} = (0,658^{0,81^2}) * 253 = 192,52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_c * F_{cr} * A_g = 0,85 * 192,52 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 541 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 88.529,09 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

$$P_u(\text{Perfil}) > P_u(\text{Dato})$$

$$88.529,09 \text{ N} > 79.390,00 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{79.390,00}{88.529,09} = 0,89$$

El perfil a compresión está trabajando a un 89 % de su resistencia

3.5.1.3 Diseño a tensión.

Datos obtenidos del análisis estructural.

Datos obtenidos del análisis estructural.

$$P_u = 75.74,00 \text{ N}$$

$$L = 1,10 \text{ m} = 1100 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 253 \text{ N/mm}^2$$

$$F_u = 58 \text{ ksi} = 408 \text{ N/mm}^2$$

Diseño por fluencia $\phi_t = 0,90$

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{P_u}{\phi_t * F_y}$$

$$A_g = \frac{75.740,00 \text{ N}}{0,90 * 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 332,63 \text{ mm}^2$$

Diseño por rotura $\phi_t = 0,75$

$$P_u = \phi_t * F_u * A_e$$

$$A_e = A_g * U \quad U = 1$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t * F_u}$$

$$A_g = \frac{75.740,0 \text{ N}}{0,75 * 408 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 247,52 \text{ mm}^2$$

Tomamos el área mayor entre diseño por fluencia y rotura $A_g = 332,63 \text{ mm}^2$

Asumimos un perfil tipo de 60x40x2 Las propiedades de este perfil se encuentra en el ANEXO 3C.

$$A_g = 374,00 \text{ mm}^2 \quad r_x = 2217 \text{ mm} \quad r_y = 16,19 \text{ mm}$$

Realizamos la comprobación por esbeltez:

$$\frac{K * L}{r_{\min}} < 300 \quad \frac{1 * 1.100,00}{16,19} < 300$$

$$67,92 < 300 \text{ cumple}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$P_u = 0,9 * 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 374,00 \text{ mm}^2 = 85.159,80 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

$$P_u(\text{Perfil}) > P_u(\text{Dato})$$

$$85.159,80 \text{ N} > 75.740,00 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{75.740,00}{85.159,80} = 0,89$$

El perfil cuando se somete a tracción trabaja al 89% de su capacidad.

Se realizo el diseño con perfiles de sección C, o perfil costanera

Diseño a compresión.

Datos obtenidos del análisis estructural.

$$P_u = -79.390,00 \text{ N}$$

$$L = 1,15 \text{ m}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 253 \text{ N/mm}^2$$

$$F_u = 58 \text{ ksi} = 408,00 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2 = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

Estimando el área bruta mínimo necesario:

$$F_{CR} = \frac{2}{3} F_y = 168,67 \frac{N}{mm^2}$$

Coeficiente de minoración a compresión: $\phi_C = 0,85$

$$P_u = \phi_C * F_{CR} * A_g$$

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{P_u}{\phi_C * F_{CR}}$$

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{79.390,00 \text{ N}}{0,85 * 168,67 \frac{N}{mm^2}} = 553,74 \text{ mm}^2$$

Asumimos un perfil tipo C de 150x50x15x3 Las propiedades de este perfil se encuentra en el ANEXO 3C.

$$A_g = 630 \text{ mm}^2 \quad r_x = 34,39 \text{ mm} \quad r_y = 17,69 \text{ mm}$$

Comprobacion de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r_{\min}} < 200 \quad \frac{1 * 1.150,00}{17,69} < 200$$

$$65,02 < 200 \text{ cumple}$$

Calculamos λ_C :

$$\lambda_C = \frac{K * L}{r_{\min} * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_C = \frac{1 * 1.150,00}{17,69 * \pi} \sqrt{\frac{253,00}{210.000,00}} = \mathbf{0,72}$$

Verificamos la fórmula:

$$\text{Para } \lambda_C \leq 1,5 \text{ Fórmula inelastica } F_{cr} = (0,658^{\lambda_C^2}) * F_y$$

$$\text{Para } \lambda_C > 1,5 \text{ Formula elastica } F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_C^2} \right) * F_y$$

Como $\lambda_c = 0,71$ Usamos la formulaas la formula inelástica

Calculamos F_{cr} :

$$F_{cr} = (0,658^{0,72^2}) * 253 = 203,85 \frac{N}{mm^2}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_c * F_{cr} * A_g = 0,85 * 203,85 \frac{N}{mm^2} * 631 mm^2$$

$$P_u = 109.336,95 N$$

Realizamos la comprobación:

$$P_u(\text{Perfil}) > P_u(\text{Dato})$$

$$88.529,09 N > 79.390,00 N \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{79.390,00}{109.336,95} = 0,72$$

El perfil a compresión está trabajando a un 72 % de su resistencia

Diseño a tensión.

Datos obtenidos del análisis estructural.

$$P_u = 75.74,00 N$$

$$L = 1,10 m = 1100 mm$$

$$F_y = 36 ksi = 253 N/mm^2$$

$$F_u = 58 ksi = 408 N/mm^2$$

Diseño por fluencia $\phi_t = 0,90$

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{P_u}{\phi_t * F_y}$$

$$A_g = \frac{75.740,00 \text{ N}}{0,90 * 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 332,63 \text{ mm}^2$$

Diseño por rotura $\phi_t = 0,75$

$$P_u = \phi_t * F_u * A_e$$

$$A_e = A_g * U \quad U = 1$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t * F_u}$$

$$A_g = \frac{75.740,0 \text{ N}}{0,75 * 408 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 247,52 \text{ mm}^2$$

Tomamos el área mayor entre diseño por fluencia y rotura $A_g = 332,63 \text{ mm}^2$

Asumimos un perfil tipo de 150x50x15x2 Las propiedades de este perfil se encuentra en el ANEXO 3C.

$$A_g = 434,00 \text{ mm}^2 \quad r_x = 39,94 \text{ mm} \quad r_y = 17,75 \text{ mm}$$

Realizamos la comprobación por esbeltez:

$$\frac{K * L}{r_{\min}} < 300 \quad \frac{1 * 1.100,00}{17,75} < 300$$

$$61,98 < 300 \text{ cumple}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$$P_u = 0,9 * 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 434,00 \text{ mm}^2 = 98.821,80 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

$$P_u(\text{Perfil}) > P_u(\text{Dato})$$

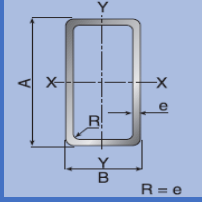
$$85.159,80 \text{ N} > 75.74,00 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{75.740,00}{98.821,80} = 0,76$$

El perfil cuando se somete a tracción trabaja al 76% de su capacidad.

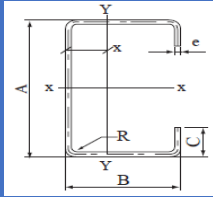
Cuadro comparativo de diseño de opciones:

Tabla 3.6. Cuadro comparativo de perfiles de sección cajón

OPCIÓN 1 (SECCION CAJON)				
				
Esfuerzo		Perfil selec. (mm)	Área (mm ²)	Eficiencia
Compresión	79.390,00 N	60x40x3	541,00	89,68%
Tracción	75.740,00 N	60x40x2	374,00	88,84%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.7. Cuadro comparativo de perfiles de sección C

OPCIÓN 2 (SECCION TIPO C)				
				
Esfuerzo		Perfil selec. (mm)	Área (mm ²)	Eficiencia
Compresión	79.390,00 N	150x50x15x3	631,00	72%
Tracción	75.740,00 N	150x50x15x2	434,00	76%

Fuente: Elaboración propia

Realizado el diseño de los elementos tanto a compresión como a tracción se realizó el diseño de la placa de anclaje, se encuentra detallada en el ANEXO 6

3.5.1.4 Diseño de correa

Para el diseño de las correas se consideran los momentos flectores en la dirección X y Y, ya que estos elementos están sometidos a flexión asimétrica debido a la inclinación.

Se utilizó las características geométricas del perfil costanera propuestas por la empresa CINTAC la ficha técnica se encuentra en el ANEXO 3C

a. Cargas sobre la correa.

Carga Muerta: $0,0865 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = 0,090 \text{ KN/m}$

Carga correa = $0,04 \text{ KN/m}$

CM = $0,13 \text{ KN/m}$

Carga de mantenimiento = $0,90 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = 0,945 \text{ KN/m}$

Carga de viento

❖ Barlovento $-0,22 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = -0,23 \text{ KN/m}$

❖ Sotavento $-0,20 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = -0,21 \text{ KN/m}$

Granizo = $0,85 \text{ KN/m}^2 \times 1,05 = 0,89 \text{ KN/m}$

Tabla 3.8. Análisis de carga en la correa de estudio

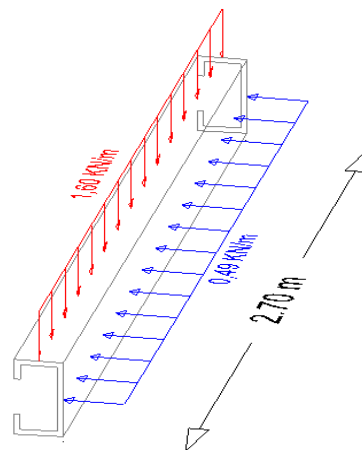
Combinación de carga a sotavento	Carga Muerta "D" KN/m	Sobrecarga "Lr" KN/m	Carga de viento "W" KN/m	Carga Granizo "R" KN/m	Carga crítica "U" KN/m
U = 1,4 D	0,13				0,182
U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o S o R)	0,13	0,945		0,89	0,63
U = 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + (L o 0,5 W)	0,13	0,945		0,89	1,67

$U = 1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	0,13	0,945		0,89	
$U = 1,2D + E + L + 0,2S$	0,13				
$U = 0,9D + W$	0,13				
$U = 0,9D + E$	0,13				

Fuente: Elaboración propia

3.5.1.4.1 Diseño de correa como elemento simplemente apoyado

Figura 3.9. Descomposición de cargas sobre las correas como simplemente apoyado



Fuente: Elaboración propia

Una vez determinado la carga de diseño $Q_{\text{diseño}} = 1,67 \text{ KN/m}$ se determinó el momento máximo de diseño y cortante.

$$M_{\text{max}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,67 \cdot 2,70^2}{8} = 1,52 \text{ KN} - \text{m}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1,67 \cdot 2,70}{2} = 2,25 \text{ KN}$$

Debido al desplazamiento de los ejes de la sección, tendremos 2 estados:

$$M_x = M \cdot \text{Cos}(\theta) = 1,52 \cdot \text{Cos}(17) = 1,45 \text{ KN} - \text{m} = 14,5 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}$$

$$M_y = M \cdot \text{Sen}(\theta) = 1,52 \cdot \text{Sen}(17) = 0,44 \text{ KN} - \text{m} = 4,44 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}$$

a) Diseño a flexión

Esfuerzo admisible máximo del acero a flexión

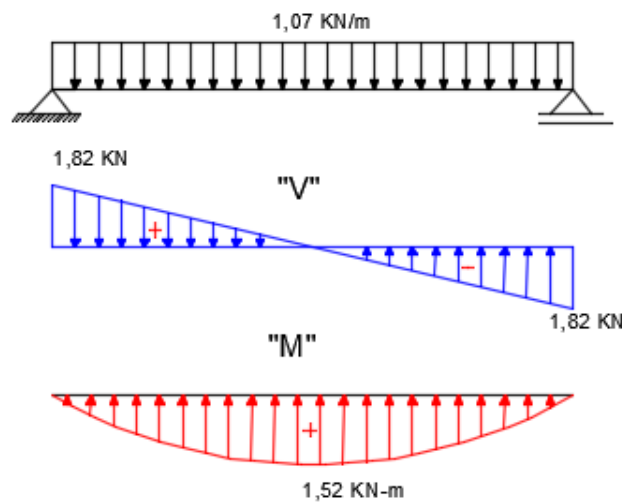
$$\sigma_{\text{adm.}} = 0,95F_y = 240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cálculo del módulo resistente:

$$S_x = \frac{M_x}{\sigma_{\text{adm.}}} = \frac{14,50 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}}{240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 6.032,87 \text{ mm}^3$$

$$S_y = \frac{M_y}{\sigma_{\text{adm.}}} = \frac{4,44 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}}{240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1.847,31 \text{ mm}^3$$

Figura 3.10. Esfuerzos que se desarrollan en las correas



Fuente: Elaboración propia

Datos del perfil 80x40x15x3

$$A_g = 511 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 490.000 \text{ mm}^4$$

$$A = 80 \text{ mm}$$

$$I_y = 108.500 \text{ mm}^4$$

$$B = 40 \text{ mm}$$

$$S_x = 12.260 \text{ mm}^3$$

$$C = 15 \text{ mm}$$

$$S_y = 4.270 \text{ mm}^3$$

$$e = 3 \text{ mm}$$

Antes de proceder a realizar las verificaciones con el perfil seleccionado se debe verificar a Abolladura que se encuentra detallado en el ANEXO 4.

b) Esfuerzo a flexión

$$\sigma_{\text{adm.}} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{14,5 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{12.260 \text{ mm}^3} = 118,27 \text{ N/mm}^2$$

$$123,16 \text{ N/mm}^2 < 240,35 \text{ N/mm}^2 \text{ Cumple}$$

$$\sigma_{\text{adm.}} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{4,44 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{4.270 \text{ mm}^3} = 103,98 \text{ N/mm}^2$$

$$103,98 \text{ N/mm}^2 < 240,35 \text{ N/mm}^2 \text{ Cumple}$$

c) Verificación de los esfuerzos.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_{yx}}{I_y} + \frac{M_{xy}}{I_x} \leq F_y$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{4,44 \times 10^5 * 14,6}{108.500} + \frac{14,50 \times 10^5 * 40}{490.000} \leq 253$$

$$62,70 \text{ N/mm}^2 \leq 253 \text{ N/mm}^2 \text{ Cumple}$$

d) Verificación a Corte.

Resistencia a corte en la dirección del eje X

$$V_u = \frac{q * L}{2} = \frac{0,56 * 2,70}{2} = 0,76 \text{ KN} = 760,00 \text{ N}$$

Resistencia requerida a cortante: $V_u = 660 \text{ N}$

Resistencia nominal al corte: $V_n = A_w * F_v$

Área del alma: $A_w = h * t$

K_v = Calculando el límite inferior de la relación (h/t) para el perfil sin rigidizadores intermedios ($K_v = 5,34$).

$$h = 40 - 2 * e = 40 - 2 * 3 = 34 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E * K_v}{F_y}} \quad \frac{34}{3} \leq \sqrt{\frac{210.000 * 5,34}{253}}$$

$$11,33 \leq 66,58 \text{ Verificca}$$

Entonces la resistencia nominal a corte es:

$$F_v = 0,60 * F_y = 0,60 * 253 = 152,4 \text{ N/mm}^2$$

$$V_n = A_w * F_v = 34,00 * 3,00 * 152,4 = 15.544,8 \text{ N}$$

La resistencia de diseño a cortante:

$$V_c = \phi_v V_n = 0,95 * 15.544,8 = 14.767,56 \text{ N}$$

$$V_c > V_u$$

$$14.767,56 \text{ N} > 660 \text{ N}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje Y.

Resistencia requerida a cortante: $V_u = 2.250,00 \text{ N}$

Resistencia nominal al corte: $V_n = A_w \times F_v$

Área del alma: $A_w = h * t$

$$h = 80 - 2e = 80 - 2 * 3 = 74 \text{ mm}$$

$$h = A - 2e$$

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E * K_v}{F_y}} \quad \frac{74,00}{3,00} \leq \sqrt{\frac{210.000 * 5,34}{253,00}}$$

$$24,67 \leq 66,58 \text{ Verifica}$$

Entonces la resistencia nominal a corte es:

$$F_v = 0,6 * F_y = 0,6 * 253 = 151,8 \text{ N/mm}^2$$

$$V_n = A_w * F_v = 74,00 * 3,00 * 151,8 = 33.699,6 \text{ N}$$

La resistencia de diseño a cortante:

$$V_c = \varphi_v * V_n = 0,95 * 33.699,6 = 32.014,62 \text{ N}$$

$$V_c > V_u$$

$$32.014,62 \text{ N} > 2.250,00 \text{ N Cumple}$$

e) Verificación en estado de servicio

Cargas en servicio:

$$D = 0,13 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad L_r = 0,945 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_s = D + L_r = 0,13 + 0,945 = 1,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{sx} = q_s * \text{Cos}(\theta) = 1,08 * \text{Cos}(17^\circ) = 1,03 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 1,03 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{sy} = q_s * \text{Sen}(\theta) = 1,08 * \text{Sen}(17^\circ) = 0,32 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 0,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Cálculo de flechas

$$f_x = \frac{5q_{sx} * L^4}{384 * E * I_x} = \frac{5 * 1,03 * (2.70)^4}{384,00 * \left(\frac{49.03}{100^4} * 210.000 * 1000\right)} = 0,0075 \text{ m}$$

$$f_y = \frac{5q_{sy} * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 0,32 * (2.70)^4}{384,00 * \left(\frac{10.83}{100^4} * 210.000 * 1000\right)} = 0,011 \text{ m}$$

$$f_t = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,0075^2 + 0,011^2} = 0,013 \text{ m}$$

Considerando que se tomó como un cielo que toma que soporta placa de yeso L=240

Según **McCormac, 2011**

$$f_{\text{admisible}} = \frac{L}{240} = \frac{2,70}{240} = 0,0135 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admisible}} > f_t$$

$$13,50 \text{ mm} > 13,00 \text{ mm cumple}$$

Tabla 3.9. Cuadro comparativo de correas como elementos simplemente apoyados

PERFILES ADOPTADOS	VERIFICACION COMO ELEMENTO SIMPLEMENTE APOYADOS			
	Flexión	Esfuerzo	Corte	Flechas
50X25X12X3	X	X	✓	X
80X40X15X2	✓	X	✓	X
80X40X15X3	✓	✓	✓	✓

Fuente: Elaboración propia

Analizando los perfiles que comercializa ENABOLCO - EMPRESA NACIONAL BOLIVIANA CONSTRUCTORA que proporciona las propiedades geométricas de cada perfil que comercializan se tiene las siguientes conclusiones:

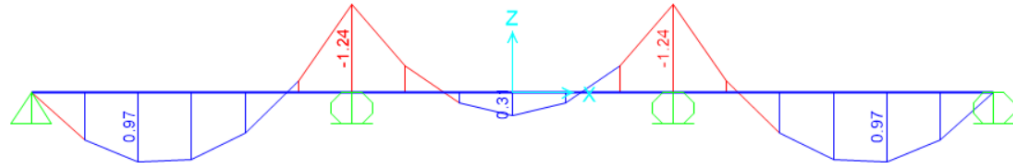
50x25x12x3, El perfil falla a flexión, debido a que el módulo de sección es pequeño para el momento solicitante, Esfuerzo por que las inercias son pequeñas, esfuerzo las inercias tanto en I_x , I_y son pequeñas para cumplir con el esfuerzo $f_y = 253\text{MPa}$, **Flecha** la sección analizada no es suficiente para resistir las cargas solicitadas por lo que esta sección queda **DESCARTADA** Como posible solución.

80x40x15x2: El perfil falla a; esfuerzo las inercias tanto en I_x , I_y son pequeñas para cumplir con el esfuerzo $f_y = 253\text{MPa}$ y salen esfuerzo mayor lo cual no se admite para el diseño, Flecha la sección analizada no es suficiente para resistir las cargas solicitadas $\Delta_{adm} \geq \Delta_{cal}$. por lo que esta sección queda **DESCARTADA** Como posible solución.

80x40x15x3: Esta sección cumple con las verificaciones de diseño por lo que sería la que se debe considerar como solución de correa para cubierta.

3.5.1.4.2 Diseño de correa como elemento continuo

Figura 3.11. Esfuerzo en correa como un elemento continuo



$$M_{\max} = 1,24 \text{ KN} - \text{m}$$

$$V_{\max} = 2,76 \text{ KN}$$

Debido al desplazamiento de los ejes de la sección, tendremos 2 estados:

$$M_x = M * \text{Cos}(\theta) = 1,24 * \text{Cos}(17) = 1,18 \text{ KN} - \text{m} = 11,85 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}$$

$$M_y = M * \text{Sen}(\theta) = 1,24 * \text{Sen}(17) = 0,36 \text{ KN} - \text{m} = 3,62 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}$$

a) Diseño a flexión

Esfuerzo admisible máximo del acero a flexión

$$\sigma_{\text{adm.}} = 0,95 F_y = 240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cálculo del módulo resistente:

$$S_x = \frac{M_x}{\sigma_{\text{adm.}}} = \frac{11,85 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 4.933,71 \text{ mm}^3$$

$$S_y = \frac{M_y}{\sigma_{\text{adm.}}} S_y = \frac{3,62 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1.508,39 \text{ mm}^3$$

Datos del perfil 80x40x15x2

$$A_g = 354 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 352.500 \text{ mm}^4$$

$$A = 80 \text{ mm}$$

$$I_y = 80.700 \text{ mm}^4$$

$$B = 40 \text{ mm}$$

$$S_x = 8.810 \text{ mm}^3$$

$$C = 15 \text{ mm}$$

$$S_y = 3.180 \text{ mm}^3$$

$$e = 2 \text{ mm}$$

Antes de proceder a realizar las verificaciones con el perfil seleccionado se debe verificar a Abolladura que se encuentra detallado en el ANEXO 4.

b) Esfuerzo a flexión

$$\sigma_{\text{adm.}} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{11,85 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{8.810 \text{ mm}^3} = 134,60 \text{ N/mm}^2$$

$$123,16 \text{ N/mm}^2 < 240,35 \text{ N/mm}^2 \text{ Cumple}$$

$$\sigma_{\text{adm.}} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{3,62 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{3.180 \text{ mm}^3} = 114,00 \text{ N/mm}^2$$

$$134,60 \text{ N/mm}^2 < 240,35 \text{ N/mm}^2 \text{ Cumple}$$

c) Verificación de los esfuerzos.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_{yx}}{I_y} + \frac{M_{xy}}{I_x} \leq F_y$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{3,62 \times 10^5 * 14,6}{80.700} + \frac{11,85 \times 10^5 * 40}{352.500} \leq 253$$

$$200,15 \text{ N/mm}^2 \leq 253 \text{ N/mm}^2 \text{ Cumple}$$

d) Verificación a Corte.

Resistencia a corte en la dirección del eje X

$$V_u = \frac{q * L}{2} = \frac{0,53 * 2,70}{2} = 0,72 \text{ KN} = 720,00 \text{ N}$$

Resistencia requerida a cortante: $V_u = 720,00 \text{ N}$

Resistencia nominal al corte: $V_n = A_w * F_v$

Área del alma: $A_w = h * t$

K_v = Calculando el límite inferior de la relación (h/t) para el perfil sin rigidizadores intermedios ($K_v = 5,34$).

$$h = 40,00 - 2 * e = 40,00 - 2,00 * 2,00 = 36,00 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E * K_v}{F_y}} \quad \frac{34}{3} \leq \sqrt{\frac{210.000 * 5,34}{253}}$$

$$18,00 \leq 66,58 \text{ Verificca}$$

Entonces la resistencia nominal a corte es:

$$F_v = 0,60 * F_y = 0,60 * 253 = 152,4 \text{ N/mm}^2$$

$$V_n = A_w * F_v = 36,00 * 2,00 * 152,4 = 10.929,60 \text{ N}$$

La resistencia de diseño a cortante:

$$V_c = \phi_v V_n = 0,95 * 10.929,60 = 14.767,56 \text{ N}$$

$$V_c > V_u$$

$$10.382,12 \text{ N} > 720 \text{ N}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje Y.

Resistencia requerida a cortante: $V_u = 2.354,00 \text{ N}$

Resistencia nominal al corte: $V_n = A_w * F_v$

Área del alma: $A_w = h * t$

$$h = 80 - 2e = 80,00 - 2,00 * 2,00 = 76,00 \text{ mm}$$

$$h = A - 2e$$

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E * K_v}{F_y}} \quad \frac{74,00}{3,00} \leq \sqrt{\frac{210.000 * 5,34}{253,00}}$$

$$38,00 \leq 66,58 \text{ Verifica}$$

Entonces la resistencia nominal a corte es:

$$F_v = 0,6 * F_y = 0,6 * 253 = 151,8 \text{ N/mm}^2$$

$$V_n = A_w * F_v = 76,00 * 2,00 * 151,8 = 23.073,6 \text{ N}$$

La resistencia de diseño a cortante:

$$V_c = \phi_v * V_n = 0,95 * 23.073,6 = 21.929,00 \text{ N}$$

$$V_c > V_u$$

$$21.929,00 \text{ N} > 2.354,00 \text{ N Cumple}$$

e) Verificación en estado de servicio

Cargas en servicio:

$$D = 0,13 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad L_r = 0,945 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_s = D + L_r = 0,13 + 0,945 = 1,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{sx} = q_s * \text{Cos}(\theta) = 1,08 * \text{Cos}(17^\circ) = 1,03 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 1,03 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{sy} = q_s * \text{Sen}(\theta) = 1,08 * \text{Sen}(17^\circ) = 0,32 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 0,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Cálculo de flechas

$$f_x = \frac{q_{sx} * L^4}{384 * E * I_x} = \frac{1,03 * (2.70)^4}{384,00 * \left(\frac{35.25}{100^4} * 210.000 * 1000\right)} = 0,0021 \text{ m}$$

$$f_y = \frac{q_{sy} * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{0,32 * (2.70)^4}{384,00 * \left(\frac{10.83}{100^4} * 210.000 * 1000\right)} = 0,0029 \text{ m}$$

$$f_t = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,0021^2 + 0,0029^2} = 0,0035 \text{ m} = \mathbf{3,50 \text{ mm}}$$

$$f_{\text{admisible}} = \frac{L}{240} = \frac{2,70}{240} = 0,01125 = \mathbf{11,25 \text{ mm}}$$

$$f_{\text{admisible}} > f_t$$

$$\mathbf{11,25 \text{ mm} > 3,50 \text{ mm cumple}}$$

Tabla 3.10. Cuadro comparativo de correas como elementos continuos

PERFILES ADOPTADOS	VERIFICACION COMO ELEMENTO CONTINUO			
	Flexión	Esfuerzo	Corte	Flechas
50X25X12X3	X	X	✓	X
80X40X15X2	✓	✓	✓	✓
80X40X15X3	✓	✓	✓	✓

Fuente: Elaboración propia

Al analizar las correas como elementos continuos se tiene una reducción de momentos positivos y una mayoración de momentos negativos para lo cual en el diseño se realizó el cálculo analizando 3 secciones de perfiles.

50x25x12x3, El perfil falla a flexión, debido a que el módulo de sección es pequeño para el momento solicitante, Esfuerzo por que las inercias son pequeñas, **esfuerzo** las inercias tanto en I_x , I_y son pequeñas para cumplir con el esfuerzo $f_y = 253\text{MPa}$, Flecha la sección analizada no es suficiente para resistir las cargas solicitadas por lo que esta sección queda **DESCARTADA** Como posible solución.

80x40x15x2: Esta sección cumple con las verificaciones de diseño por lo que sería la que se debe considerar como solución de correa para cubierta.

80x40x15x3: Esta sección cumple con las verificaciones de diseño por lo tanto queda a criterio del proyectista donde usara cada tipo de sección del perfil dependiendo como se esté proyectando la construcción. Así de esta manera quedaría cubierto para diseño de correa como viga simplemente apoyada y como elemento continuo generando momentos en los apoyos

3.5.1.4.3 Diseño de uniones soldadas

Fuerza axial = P_u

Tamaño mínimo de la soldadura de filete = a_{min}

Resistencia del electrodo = $F_{exx} = E70 \text{ ksi} = 482 \text{ Mpa}$

Factor de resistencia $\phi = 0,75$

$F_y \text{ A36 ksi} = 253 \text{ Mpa}$

$P_u = 79.390,00 \text{ N}$

Perimetro del la barra $60 \times 40 \times 3 = 2 \times 60 + 2 \times 40 = 200 \text{ mm}$

La barra soldada tiene un contorno de 360 mm

De la tabla del manual AISI el espesor de la soldadura debe ser $a_{min} = 1/8'' = 3,175 \text{ mm}$

$$P_u = \phi * (0,6 * F_{exx}) * A_{ef}$$

$$P_u = \phi * (0,6 * F_{exx}) * (0,707 * a * L)$$

$$79.390,00 = 0,75 * (0,6 * 408) * (0,707 * a * 200)$$

$$a = 1,68 \text{ mm}$$

se tomará el espesor de $a_{min} = 1/8 \text{ plg} = 3,175 \text{ mm}$

Unión L-Li

$P_u = 79,39 \text{ kN}$

$$P_u = \phi * (0,6 * F_{exx}) * A_{ef}$$

$$P_u = \phi * (0,6 * F_{exx}) * (0,707 * a * L)$$

$$79.390,00 = 0,75 * (0,6 * 408) * (0,707 * 3,175 * L)$$

$$L = 192,63 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

Longitud de filete requerido es de $L = 200 \text{ mm}$. Por lo tanto, se soldará perimetralmente los perfiles de las barras.

3.5.2 Diseño de Junta de Dilatación

Se denomina junta de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado o los asentos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentos, normalmente, solo se tiene en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante cálculo.

En principio, las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros o de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elemento rigurosamente estables.

Las juntas de dilatación, deberán asegurar la estanquidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura.

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

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

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

α = Coeficiente de dilatación de Hormigón armado m/m °C

L = Longitud (m)

ΔT = Variación de la temperatura °C

$\alpha = 0,000011$ m/m °C (NB 1225002 – 2)

L = 17 (m)

$\Delta T = T_{max} - T_{min}$ (Estos datos se extraen de senamhi estación aeropuerto

$T_{max} = 43,6$ °C Se dio en el mes de octubre del 2014

$T_{min} = -6,8$ °C Se produjo en el mes de agosto en el 1978

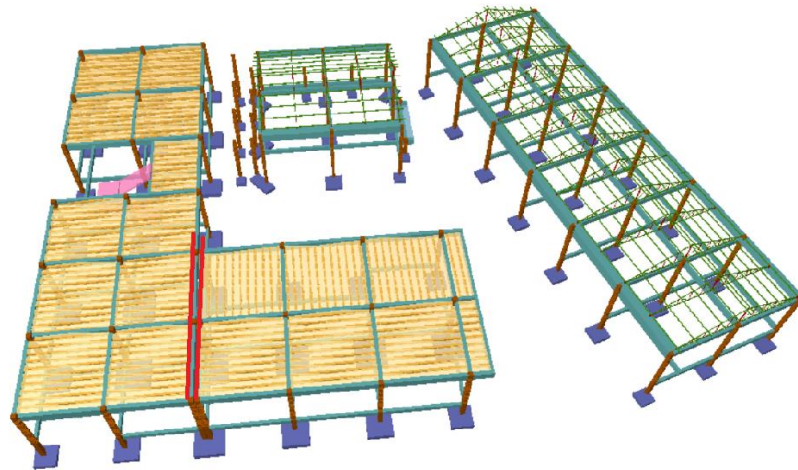
$$\Delta L = 0,00001 * 17 * (43,60 - (-6,80))$$

$$\Delta L = 0,0126 \text{ m}$$

$$\Delta L = 1,26 \text{ cm}$$

Por temas constructivo se adoptó una junta de dilatación de **3 cm**

Figura 3.12. Ubicación de la junta de dilatación



Fuente: Cypecad 2018

3.5.3 Tanque de Agua

Para el diseño del tanque de almacenamiento se tomó las siete aulas cada una con 24,00 estudiantes. Entonces el **Nuevo Colegio del Rancho Sud – San Lorenzo** albergara a 168,00 estudiantes.

Según el reglamento nacional de instalaciones sanitarias domiciliarias, la dotación para, centros educativos, escuelas, colegios, universidades y otros similares, con alumnado externo es de 50 L/alumno*día.

Entonces:

$$\text{Dotacion} = 168 \text{ alumnos} * \frac{50 \text{ L}}{\text{alumnos} * \text{día}} = 8.400,00 \frac{\text{L.}}{\text{día}}$$

Esta dotación tiene que estar distribuida en 1/3 en el tanque elevado y el restante en un tanque enterrado.

Por lo tanto, capacidad del tanque elevado $8.400,00 \frac{\text{L}}{\text{día}} * \frac{1}{3} = 2.800,00 \frac{\text{L}}{\text{día}}$

Se usará un tanque de poliestireno de 3.000,00 L, que tiene un diámetro de 1.920,00 mm.

Por lo tanto, la estructura de apoyo del tanque deberá de ser al menos de 3,5x3,5 m. para poder tener un espacio de apoyo para poder realizar el mantenimiento del tanque.

$$\gamma_{\text{agua}} = 10,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$3000 \text{ L} = 3,00 \text{m}^3$$

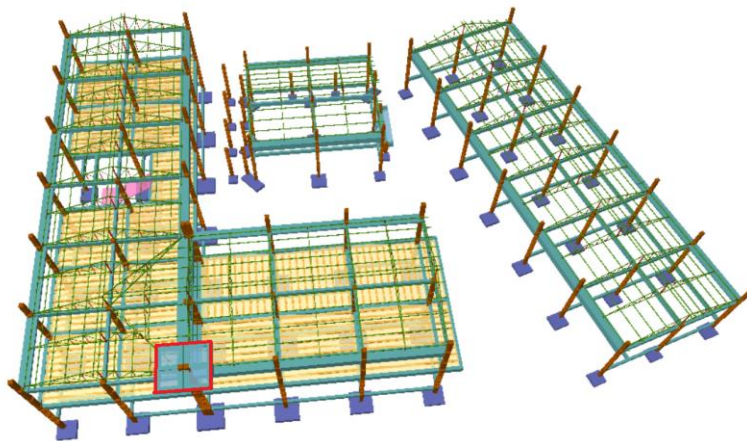
$$\text{Peso del tanque agua} = 10,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 3,00 \text{m}^3 = 30,00 \text{ KN}$$

$$\text{Area de la losa} = 3,50 * 3,50 = 12,25 \text{m}^2$$

$$\text{Peso distribuido sobre la losa} = \frac{30 \text{ KN}}{12,25 \text{m}^2} = 2,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga de mantenimiento} = 1,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Figura 3.13. Ubicación del tanque de almacenamiento



Fuente: Cypecad 2018

3.5.4 Diseño de los elementos de hormigón armado

3.5.4.1 Análisis de cargas

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

Cargas consideradas sobre la estructura:

Se determinarán dos tipos de cargas:

1) Carga permanente: La cual comprende:

- ❖ Peso propio del forjado.
- ❖ Peso del sobre piso y acabados.
- ❖ Peso de muros más revoques.
- ❖ Peso de barandado.
- ❖ Peso de escaleras.

2) Sobrecargas de Diseño:

- ❖ Sobrecarga en la losa alivianada.
- ❖ Sobrecarga en escalera.
- ❖ Carga de viento.

En la *Tabla 3.7* y *Tabla 3.8* se presenta un resumen del cálculo de las cargas permanentes y Sobrecargas consideradas para el diseño estructural del “*DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO COLEGIO RANCHO SUD-SAN LORENZO*”, de la ciudad de Tarija. Los detalles del de cómo se realizaron las cargas se encuentran en el [ANEXO 3](#) (ANÁLISIS DE CARGAS).

Para adoptar las sobrecargas nos basamos en la NB1225002

Tabla 3.11. Resumen de las Cargas Permanentes o Cargas Muertas

Cargas Permanentes o Cargas Muertas	
Peso Específico del Hormigón Armado	24,00 KN/m ³

Sobre piso y Acabados	1,85 KN/m ²
Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm) h=3,15 m De planta baja a entrepiso	6,87 KN/m
Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm) h=3,00 m Entre piso a cubierta	6,55 KN/m
Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm) h=1,00 m Para borde de pasillo	2,18 KN/m
Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm) h=1,50 m Para parapente	3,27 KN/m
Carga de Barandas	0,30 KN/m

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.12. Resumen de las Sobrecargas de Uso Consideradas

Sobrecargas de Uso	
Aulas	3,00 KN/m ²
Pasillo	4,00 KN/m ²
Baños	3,00 KN/m ²
Rampas de acceso	5,00 KN/m ²
Tanque Elevado de Agua	3,40 KN/m ²
Escaleras	3,00 KN/m ²

Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.2 Consideraciones para el Diseño Estructural

De acuerdo con la Norma NB1225001-1, se tomarán en cuenta los siguientes valores en cuanto a características de los materiales y coeficientes de minoración de las resistencias.

Diseño de los Elementos Estructurales de Sustentación de la Edificación con hormigón

3.5.4.3 Diseño Estructural de la Viga

3.5.4.3.1 Diseño a Flexión

Datos:

$h = 0,50 \text{ m}$

$b = 0,25 \text{ m}$

recubrimiento geométrico = $0,03 \text{ m}$

rec. mec. = $(30 + 8 + 6) = 44 \text{ mm}$

$d = 0,456 \text{ m} = 456 \text{ mm}$

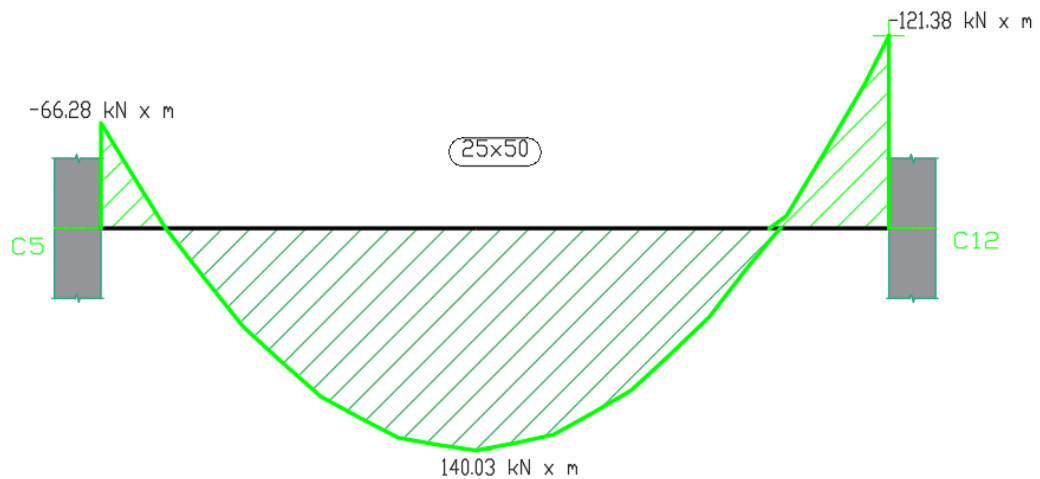
$E_s = 200.000 \text{ MPa}$

$f_c = 25 \text{ MPa}$

$F_y = 500 \text{ MPa}$

$L = 5,10 \text{ m}$

Figura 3.14. Momento flectores en la viga más solicitadas



Fuente: Elaboración propia

Diseño del momento positivo:

$$M^{(+)} = 140,03 \text{ KN} - m = 14,003 \times 10^7 \text{ N} - mm$$

Encontrar la profundidad del bloque de compresión

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Suponiendo que la sección está controlada por tracción $\phi=0,9$

$$a = 456 * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (14,003 \times 10^7)}{0,9 * 0,85 * 25 * 250 * 456^2}} \right]$$

$$a = 69,53 \text{ mm}$$

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 69,53 * 250}{500}$$

$$A_{s,neces.} = \mathbf{738,76 \text{ mm}^2}$$

Esta armadura “necesaria” debe ser comparada con los límites de la armadura, prescritas por la normativa:

Cálculo de armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} b_w * d$$

Es decir:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w * d = \frac{\sqrt{25}}{4 * 500} * 250,00 * 456,00 = 285,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_y} b_w * d = \frac{1,4}{500} * 250,00 * 456,00 = 319,20 \text{ mm}^2$$

De las dos armaduras mínimas escogemos la mayor: $A_{s,min} = 319,20 \text{ mm}^2$

Cálculo de la armadura máxima

$$A_{s,max.} = 0,75 * \rho_b * b_w * d$$

Entonces la cuantía balanceada ρ_b será:

$$\rho_b = \alpha * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\alpha = 0,85 * \beta_1$$

$$\rho_b = (0,85\beta_1) * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_b = (0,85 * 0,85) * \frac{0,003 * 200.000}{0,003 * 200.000 + 500} * \frac{25,00}{500,00}$$

$$\rho_b = 0,0197$$

$$A_{s,max.} = 0,75 * 0,0197 * 250 * 456$$

$$A_{s,max.} = \mathbf{1.684,35 \text{ mm}^2}$$

Verificación de áreas de acero

$$A_{s,min} \leq A_{s,nece} \leq A_{s,max.}$$

$$319,00 \leq \mathbf{738,76} \leq 1.684,35 \text{ Se cumple es correcto}$$

Colocar 2Ø10+3Ø16

➤ **Longitud de desarrollo**

$$L_{dt} = l_d + d$$

$$d = 500,00 - 44,00 = 456,00 \text{ mm}$$

$$l_d = \left[\frac{9 * f_y * \psi_t * \psi_e * \psi_s}{10 * 1 * \sqrt{f'_c} \left(\frac{Cb + k + r}{d_b} \right)} \right] * d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$l_d = \left[\frac{9 * 500 * 1,3 * 1 * 0,8}{10 * 1 * \sqrt{25} * 2,5} \right] * 16 \geq 300 \text{ mm}$$

$$l_d = 599,04 \text{ mm}$$

$$L_{dt} = 599,04 + 456 = 1.055,04 \text{ mm} = 1,055 \text{ m}$$

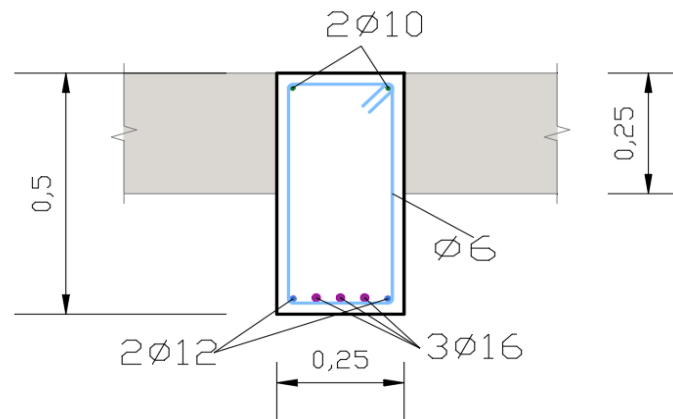
➤ **Espaciamiento entre barras**

$$\text{Min} = \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 16 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} d_{ag} = \frac{4}{3} * 19 \text{ mm} = 25,33 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b = 250 - 44 * 2 - 2 * 16 - 1 * 12 = 118 \text{ mm}$$

$$s = \frac{118}{2} = 59 \text{ mm}$$

Figura 3.15. Distribución de armadura en flexión



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.13. Tabla comparativa de armaduras provista a flexión

Viga entre las Columnas C5 y C12	Armadura necesaria (mm ²)	Armadura necesaria <i>Cypecad</i> (mm ²)	Armadura adoptada <i>Cypecad</i>	Armadura adoptada (mm ²)	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal superior negativa lado izquierdo apoyado sobre C5.	334,55	366,26	2Ø12mm +2Ø10 mm	383,00	4,37
Armadura longitudinal Positiva	738,76	752,45	2Ø10mm 3Ø16mm	760,00	0,99
Armadura longitudinal superior negativa lado derecho apoyado sobre C12.	632,85	645,12	2Ø16 mm +2Ø10 mm+1 Ø12	672,00	4,00

Fuente: Elaboración propia

3.5.4.3.2 Diseño a cortante

Datos:

Altura de la viga $h = 500,00$ mm

Base de la viga $b_w = 250,00$ mm

r. mecánico = 44,00 mm

Altura efectiva $d = 456,00$ mm

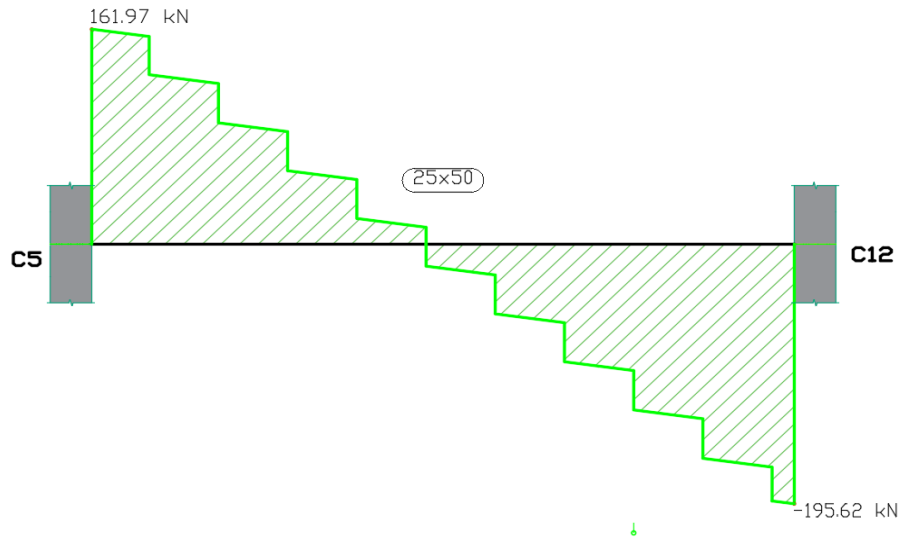
Cortante máxima $V_u = -195,62$ KN

Resistencia características del concreto $F'_c = 25,00$ MPa

Fluencia del acero $F_y = 420,00$ MPa

$\emptyset = 0,75$

Figura 3.16. Esfuerzo cortante de la viga más solicitada



Fuente: Elaboración propia

1.- Cortante máximo soportado por la sección

$$V_{max} = \phi * (V_c + V_s)$$

$$V_{max} = 0,75 * \left(\frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d + \frac{2 * \sqrt{f'_c}}{3} * b_w * d \right)$$

$\lambda = 1$ Para hormigón de peso normal

$$V_{max} = 0,75 * \left(\frac{1 * \sqrt{25,00}}{6} * 250,00 * 456,00 + \frac{2 * \sqrt{25,00}}{3} * 250,00 * 456,00 \right)$$

$$195,62 \text{ KN} \leq 356,25 \text{ KN CUMPLE}$$

2.- Calculo de la sección de la viga donde no necesita estribo

Diseño del refuerzo de cortante (NB1225001)

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a la siguiente prescripciones:

a) Si $V_u < 0,5(\phi V_c)$ Colocar armadura constructiva

b) Si $0,5(\phi V_c) < V_u < \phi V_c$ Colocar armadura mínima Av. min

c) Si $V_u > \phi V_c$ Colocar armadura de fuerza y no debe ser menor que Av. min

$$0,5 * \phi * V_c = 0,5 * 0,75 * \frac{1 * \lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$

$$\begin{aligned} 0,5 * \phi * V_c &= 0,50 * 0,75 * 0,17 * 1 * \sqrt{25} * 250,00 * 456,00 = 36.337,5N \\ &= 36,34 KN \end{aligned}$$

3.- Calculo de la sección de la viga donde resiste con armadura mínima

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

$$\phi * V_c = 0,75 * 0,17 * 1 * \sqrt{25} * 250,00 * 456,00 = 72,68 KN$$

Esta sección debe ser reforzada con acero mínimo de la siguiente ecuación:

Refuerzo cortante mínimo

Espaciamientos máximos según normativa

$$s \leq \begin{cases} d/2 & \text{en elementos de hormigón no pretensado} = \frac{456,00}{2} = 228,00 \text{ mm} \\ 0,75 h & \text{en elementos pretensados} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S = 22,8 \text{ cm}$$

Asumiendo una separación de 20 cm, calcularemos el área mínima $s = 200 \text{ mm}$

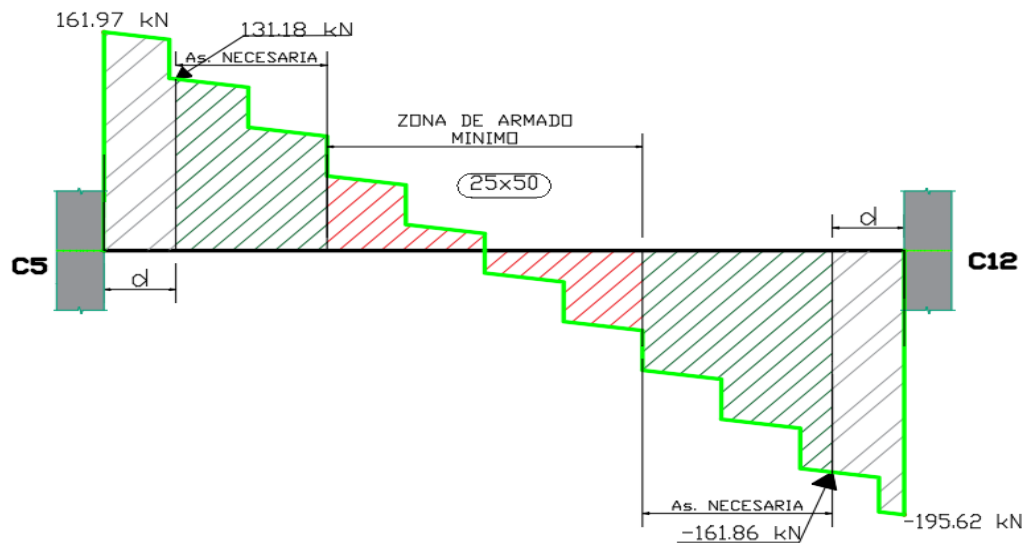
$$A_{v_{\min}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \geq \frac{\sqrt{25}}{16} * \frac{250,00 * 200,00}{420,00} = 37,20 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0,34 * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \geq 0,34 * \frac{250,00 * 200,00}{420,00} = 40,48 \text{ mm}^2$$

Av min será de 40,48 mm²

Se dispondrá una armadura de Ø6 c/20 cm

Figura 3.17. Zonas de armado a cortante en la viga en estudio



Fuente: Elaboración propia

4.- Cálculo de cortante resistido por acero y hormigón PARA COLUMNA 5

$$V_u = \phi * (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{131,18}{0,75} - 72,68 = 102,23 \text{ kN}$$

$$\phi_8 = A_v = 2 * 50,00 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 100,00 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{100,00 * 420,00 * 456,00}{102,23 * 1000} = 187,34 = 15,00 \text{ cm}$$

$$S = 150,00 \text{ mm}$$

Se dispondrá una armadura de Ø8 c/15,00 cm

5.- Cálculo de cortante resistido por acero y hormigón PARA COLUMNA 12

$$V_u = \phi * (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{161,86}{0,75} - 72,68 = 143,13 \text{ kN}$$

$$\phi_6 = A_v = 2 * 50,00 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 100 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{100,00 * 420,00 * 456,00}{143,13 * 1000,00} = 176,14 = 15,00 \text{ cm}$$

$$S = 150,00 \text{ mm}$$

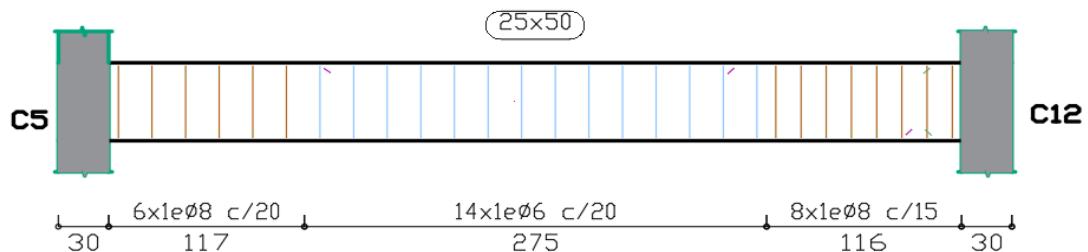
Se dispondrá una armadura de Ø8 c/15 cm

Tabla 3.14. Tabla comparativa de armadura de corte

Viga entre las Columnas C5 y C12	Armadura necesaria (mm ²)	Armadura necesaria Cypecad (mm ²)	Armadura adoptada Cypecad
Armadura transversal lado izquierdo apoyado C5	695.00	890.73	Ø8 mm c /15 cm
Armadura transversal centro de la viga entre C5 y C12	531.40	500,00	Ø6 mm c / 20 cm
Armadura transversal lado izquierdo apoyado C12	1.099.00	900.73	Ø8 mm c /15 cm

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.18. Distribución de la armadura por cortante



Fuente: Elaboración propia

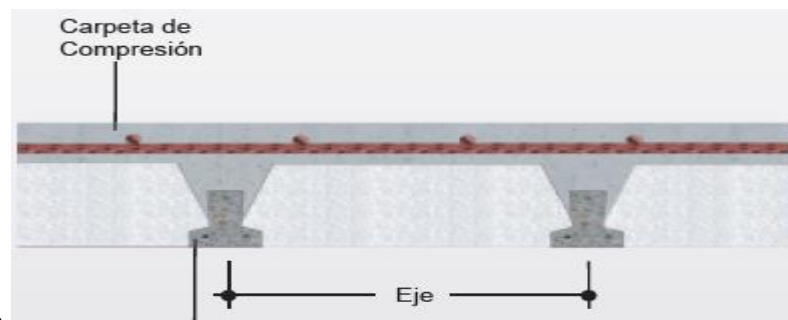
3.5.4.4 Diseño de la Losa Alivianada

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas, de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables.

Se asumirá una distancia entre ejes de:

$$D = 0,50 \text{ m}$$

Figura 3.19. Vista en corte de una losa alivianada



Fuente: Ficha técnica de Pretensa

Se recomienda una altura de:

$$h = \frac{l}{25} = \frac{5,10}{25} = 0,20 \text{ m}$$

Por razones constructivas tomaremos una altura de 0,20 +

También se asumirá una altura de la carpeta de compresión de 0,05 m

Teniendo como altura del paquete de $h = 0,25 \text{ m}$

Cálculo del momento flector actuante en la vigueta

- ❖ **Peso del acabado =** 1,80 KN/m²
- ❖ **Peso propio de la losa =** 2,35 KN/m²
- ❖ **Carga Viva =** 2,00 KN/m²

Carga muerta D = 4,15 KN/m²

Carga viva L = 2,00 KN/m²

Mediante combinación de carga se escoge la mayor carga:

$$\text{Combinación 1 } U = 1,4 D = 5,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Combinación 1 } U = 1,2 D + 1,6 L = 8,18 \text{ KN/m}^2$$

Dado que se adoptó una separación entre viguetas de 0,50 m

$$U_{\text{diseño}} = 8,18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,50 \text{ m} = 4,09 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Longitud de la losa mayor, se presenta una vigueta de longitud $L = 5,50 \text{ m}$

$$M_{\text{max}} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{4,09 * 5,50^2}{8} = 15,46 \text{ KN} - \text{m}$$

Realizando un análisis comparativo entre el catálogo proporcionado por la empresa de viguetas PRETENSA se tiene:

Tabla 3.15. Esfuerzos admisibles de la vigueta pretensada

EJE ENTRE VIGUETAS A (m)	ESPEORES			MOMENTOS ADMISIBLES DE LAS VIGUETAS SEGÚN PRODUCCION ESTANDAR							
	H (m)	E (m)	D (m)	TIPO 1 KN-m	TIPO 2 KN-m	TIPO 3 KN-m	TIPO 4 KN-m	TIPO 5 KN-m	TIPO 6 KN-m	TIPO 7 KN-m	TIPO 8 KN-m
0,40	0,20	0,05	0,25	11,90	16,94	18,78	23,84	28,17	33,81	36,17	45,09
0,50				9,52	13,57	15,03	19,09	22,57	27,09	28,99	36,16
0,60				7,94	11,31	12,54	15,92	18,82	22,60	24,19	30,18

Fuente: Elaboración propia

$$M_{\text{adm.}} \geq M_{\text{max.}}$$

$$19,09 \text{ KN} - \text{m} \geq 15,46 \text{ KN} - \text{m}$$

En el apartado 7.12.2 nos da La cuantía de la armadura de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación

$$\rho = \frac{A_s}{b * h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es $\rho=0,0015$

$$A_{s_{mini}} = 0,0015 * 1000,00 * 50,00 = 75,00 \text{ mm}^2$$

Se ara una distribución de armadura de barras de $\varnothing 8$ mm

$$5\varnothing 8 = A_s = 200,00 \text{ mm}^2$$

Separación máxima y mínima

Diámetro del agregado 19 mm

$$S \geq \frac{4}{3} * 19 = 25,3 \text{ mm}$$

$$S \leq \begin{cases} 3 * (50 \text{ mm}) = 150 \text{ mm} \\ 25 * (8 \text{ mm}) = 200 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Separación Calculada

$$S = \frac{1000,00 \text{ mm}}{Nbarras - 1} = \frac{1000,00 \text{ mm}}{5 - 1} = S = 250,00 \text{ mm} \quad (\text{Cumple})$$

Aclaración si bien la armadura provista es mayor que la requerida es para cumplir con la separación que por normas no debe ser mayor 30,00 cm, por tal sentido se dispuso $5\varnothing 8$ c/25 cm.

La verificación de la vigueta seleccionada se encuentra en el ANEXO 8.

3.5.4.5 Diseño Estructural de la Columna

Datos de la sección (Columna N° 12)

$\beta = 0,85$ para $f'c < 30$ Mpa

$f'c = 25$ MPa $f_y = 500,00$ MPa

$h = 300,00$ mm. $b = 300,00$ mm.

$d = 300 - (20 + 6 + 16/2) = 266,00$ mm

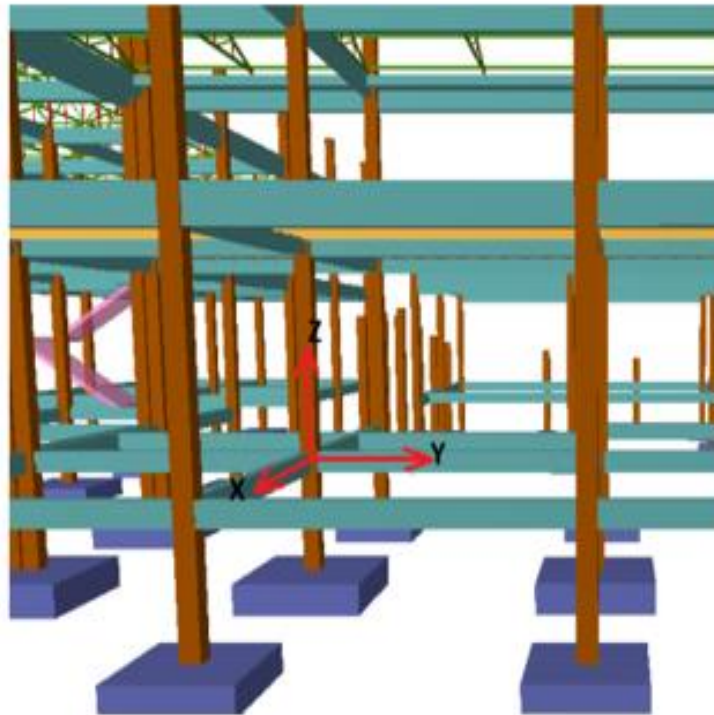
$E_{cu} = 0,003$ $E_s = 200.000$ Mpa

Tabla 3.16. Esfuerzos en la columna en estudio

Esfuerzos en la zapata en Estudio					
En Servicio			Estado Limite Ultimo		
N	422,32	KN	N _d	563,62	KN
M _{X1}	-2,89	KN-m	M _{X1}	-3,70	KN-m
M _{X2}	2,49	KN-m	M _{X2}	3,14	KN-m
M _{Y1}	-21,10	KN-m	M _{Y1}	-28,89	KN-m
M _{Y2}	8,21	KN-m	M _{Y2}	11,99	KN-m
V _X	1,76	KN	V _X	2,14	KN
V _Y	-9,77	KN	V _Y	-13,63	KN

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.20. Columna en estudio



PLANO XZ		PLANO YZ	
Entre Piso	C1	Entre Piso	C1
V1 A	V2	V3 A	V4
$v=0,25 \times 0,50$ m $L=5,10$ m	$v=0,25 \times 0,50$ m $L=5,10$ m	$v=0,25 \times 0,50$ m $L=5,10$ m	$v=0,25 \times 0,50$ m $L=5,10$ m
C2	$P=0,30 \times 0,30$ m $H=3,15$ m	C2	$P=0,30 \times 0,30$ m $H=3,15$ m
Sobrecimiento		Sobrecimiento	
V5 B	V6	V7 B	V8
$v=0,20 \times 0,35$ m $L=5,10$ m	$v=0,20 \times 0,35$ m $L=5,10$ m	$v=0,20 \times 0,35$ m $L=5,10$ m	$v=0,20 \times 0,35$ m $L=5,10$ m
Fundación	C3	Fundación	C3

Fuente: Elaboración propia

Predimensionamiento:

$$A_g = \frac{P_u}{0,85 * \phi * [0,85 * f'_c * (1 - \rho_g) + f_y * \rho_g]}$$

$$A_g = \frac{704,60 * 1000}{0,80 * 0,65 * [0,85 * 25,00 * (1 - 0,010) + 500,00 * 0,010]}$$

$$= 52.040,33 \text{ mm}^2$$

Asumiendo una sección cuadrada

$$A_g = b * h$$

$$b = h = \sqrt{52.040,33} = 228,12 \text{ mm} = 0,30 \text{ m}$$

Sección:

$$b = 0,30 \text{ m} = 300 \text{ mm}$$

$$h = 0,30 \text{ m} = 300 \text{ mm}$$

Tabla 3.17. Dimensiones e inercia de los elementos que llegan a la columna

Elemento	Longitud (m)	b (m)	h (m)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)
Columna C1	3,00	0,30	0,30	0,00068	0,00068
Columna C2	3,15	0,30	0,30	0,00068	0,00068
Columna C3	2,00	0,30	0,30	0,00068	0,00068
Viga 1 (V1)	5,15	0,25	0,50	0,00260	0,00065
Viga 2 (V2)	5,15	0,25	0,50	0,00260	0,00065
Viga 3 (V3)	5,15	0,25	0,50	0,00260	0,00065
Viga 4 (V4)	5,15	0,25	0,50	0,00260	0,00065
Viga 5 (V5)	5,15	0,20	0,35	0,00071	0,00023
Viga 6 (V6)	5,15	0,20	0,35	0,00071	0,00023

Viga 7 (V7)	5,15	0,20	0,35	0,00071	0,00023
Viga 8 (V8)	5,15	0,20	0,35	0,00071	0,00023

Fuente: Elaboración propia

Determinación del coeficiente “ ψ ”

$$\psi_A = \frac{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todos los pilares}}{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todos los pilares}}{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas}}$$

Por lo tanto, el coeficiente es:

PLANO XZ

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xc1}}{L_{c1}} + \frac{I_{xc2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{xv1}}{L_{v1}} + \frac{I_{xv2}}{L_{v2}}} = \frac{\frac{0,00068}{3,00} + \frac{0,00068}{3,15}}{\frac{0,0026}{5,15} + \frac{0,0026}{5,15}} = 0,43$$

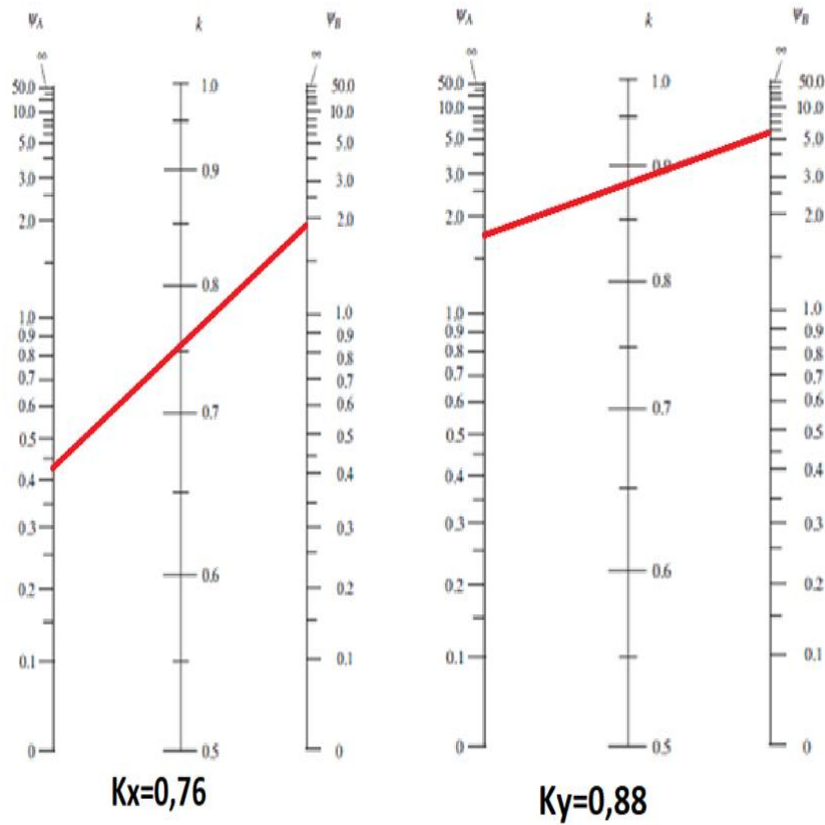
$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xc2}}{L_{c2}} + \frac{I_{xc3}}{L_{c3}}}{\frac{I_{xv5}}{L_{v5}} + \frac{I_{xv6}}{L_{v6}}} = \frac{\frac{0,00068}{3,00} + \frac{0,00068}{2,00}}{\frac{0,00071}{5,15} + \frac{0,00071}{5,15}} = 1,99$$

PLANO YZ

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{yc1}}{L_{c1}} + \frac{I_{yc2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{yv3}}{L_{v3}} + \frac{I_{yv4}}{L_{v4}}} = \frac{\frac{0,00068}{3,00} + \frac{0,00068}{3,15}}{\frac{0,00065}{5,15} + \frac{0,00065}{5,15}} = 1,74$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{yc2}}{L_{c2}} + \frac{I_{yc3}}{L_{c3}}}{\frac{I_{yv7}}{L_{v7}} + \frac{I_{yv8}}{L_{v8}}} = \frac{\frac{0,00068}{3,00} + \frac{0,00068}{2,00}}{\frac{0,00023}{5,15} + \frac{0,00023}{5,15}} = 6,09$$

Figura 3.21. Factor de esbeltez mediante el nomograma de Jackson y Moreland



Fuente: NB1225001-1

$$r_x = \sqrt{\frac{0,00068}{0,30 * 0,30}} = 0,086 \text{ m} \quad r_y = \sqrt{\frac{0,00068}{0,30 * 0,30}} = 0,086 \text{ m}$$

Para eje "X"

$$\frac{K_x l u}{r_x} \leq 34 - 12 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$\frac{0,76 * 3,15}{0,087} \leq 34 - 12 * \left(\frac{-2,89}{2,93} \right)$$

$$27,52 \leq 47,93$$

Para eje “Y”

$$\frac{K_y l_u}{r_y} \leq 34 - 12 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$\frac{0,88 * 3,15}{0,087} \leq 34 - 12 * \left(\frac{8,21}{-21,10} \right)$$

$$31,86 \leq 38,67$$

Donde el término $(34-12 (M_1 / M_2))$ no debe tomarse mayor que 40. El término M_1 / M_2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Verificación de portico desplazable o indesplazable.

Según la NB1225001 en el apartado 10.10.5.2, una columna se considera indesplazable si:

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_o}{V_u * l_c} \leq 0,05$$

$$\sum P_u = 563,62 \text{ kN}$$

$$\Delta_o = 0,21 \text{ mm. (distorsión absoluta)}$$

$$V_{us} = -13,63 \text{ kN}$$

$$l_c = 3.150,00 \text{ mm.}$$

$$Q = \frac{563,62 * 1000,00 * 0,21}{13,63 * 1000,00 * 3.150,00} \leq 0,05$$

$$Q = 0,0027 \leq 0,05$$

Cumple con la consideración adoptada de pórtico indesplazable.

Parámetros de análisis y diseño (factores de resistencia FR)

$$\emptyset = 0,65 \text{ Para compresión} \quad \emptyset = 0,75 \text{ para corte}$$

Diseño del acero de refuerzo requerido:

Áreas de acero por geometría:

$$A_{S_{\min}} = 0,006 * A_g \quad A_{S_{\max}} = 0,08 * A_g \text{ De acuerdo a (10.9.1 NB 1225001-1)}$$

$$A_{S_{\min}} = 0,006 * A_g = 0,006 * (300 * 300) = 540,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0,08 * A_g = 0,08 * (300 * 300) = 7.200,00 \text{ mm}^2$$

Armado de la sección

Diámetro del Refuerzo longitudinal 8 Ø 12 mm

$$A_{st} = 904,00 \text{ mm}^2 \text{ “Cumple con el mínimo”}$$

Estimación de la cuantía

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{904,00 \text{ mm}^2}{300,00 * 300,00 \text{ mm}^2} = 0,01 = 1\%$$

$$0,006 < 0,010 < 0,08$$

Esta dentro del rango establecido por la norma

Se recomienda una cuantía menor al 3% para asegurar la ductilidad de la columna.

Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción

$d_{es} = 6 \text{ mm}$ (diámetro de estribo asumido)

$$S_{t_{\min}} \geq \begin{cases} 1,50 * 20 = 30 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \\ 1,33 * 19 \text{ mm} = 25,27 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{\text{cal}} = \frac{b - 2 * r - N_b * d_b - 2d_{es}}{N_b - 1} = \frac{500,00 - 2 * 20,00 - 5 * 16,00 - 2 * 6,00}{5 - 1}$$

$$= 92,00 \text{ mm}$$

Cumple con la separación.

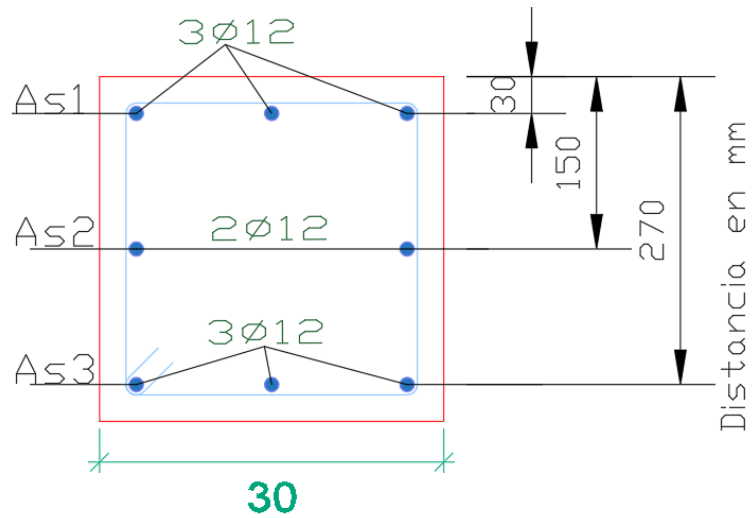
Diseño Por diagrama de interacción de la columna.

$$A_{s1} = 339,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 226,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 339,00 \text{ mm}^2$$

Figura 3.22. Vista en planta de la columna en estudio



Fuente: Elaboración propia

Construcción del diagrama de interacción

$$A_{st} = 904,00 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 90.000,00 \text{ mm}^2$$

Factor de reducción

$$\phi = 0,65$$

Punto inicial

$$P_o = (0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

$$P_o = (0,85 * 25 * (90.000,00 - 904) + 904 * 500) = 2.345,29 \text{ KN}$$

1.- Cálculo del punto de carga balanceada

$$C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} * d \quad C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{500}{200.000}} * 270 = 147,27 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 * C_b = 0,85 * 147,27 \text{ mm} \quad a = 125,18 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{147,27} = \frac{\epsilon_1}{147,27 - d_1} \quad \epsilon_1$$

$$= 0,00238 \text{ esta en compresión entonces } - 0,00238$$

$$\frac{0,003}{147,27} = \frac{\epsilon_2}{d_2 - 147,27} \quad \epsilon_2$$

$$= 0,0000556 \text{ esta en tracción entonces } + 0,0000556$$

$$\frac{0,003}{147,27} = \frac{\epsilon_3}{d_3 - 147,27} \quad \epsilon_3 = 0,0025 \text{ esta en tracción entonces } + 0,0025$$

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 * E_s$$

$$f_{s1} = -0,00238 * 200.000,00 = -476,00 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = 0,0000556 * 200.000,00 = 11,12 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = 0,0025 * 200.000,00 = 500,00 \text{ MPa}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} * A_{s1} = -476 * 339,00 = -161.364,00 \text{ N} = -161,34 \text{ KN}$$

$$F_2 = f_{s2} * A_{s2} = 11,12 * 226,00 = 2.513,12 \text{ N} = 2,51 \text{ KN}$$

$$F_3 = f_{s3} * A_{s3} = 500,00 * 339,00 = 169.500,00 \text{ N} = 169,50 \text{ KN}$$

Cálculo de la fuerza de compresión Nb

$$N_b = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_b = 0,85 * 25 * 125,18 * 300 = -798.022,50 \text{ N} = -798,02 \text{ KN}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \sum F_i$$

$$P_{nb} = -798,02 - 161,34 + 2,51 + 169,50 = -787,35 \text{ KN}$$

Cálculo del centroide plástico

$$Y_p = \frac{(0,85 * f'_c * A_g) * \left(\frac{d}{2}\right) + \sum A_{si} * f_y * d_i}{(0,85 * f'_c * A_g) + (A_{st} * f_y)}$$

$$\sum A_{si} * d_i =$$

$$Y_p = \frac{(0,85 * 25 * (90.000,00)) * \left(\frac{300}{2}\right) + (135.600,00) * 500}{(0,85 * 25 * (90.000,00)) + (904,0 * 500)}$$

$$Y_p = 150,00 \text{ mm}$$

Cálculo del momento nominal respecto a y_p

$$\text{Para compresion } M_{ni} = F_i * (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = F_1 * (y_p - d_1) = 161,54 * \left(\frac{150 - 30}{1000}\right) = 19,38 \text{ KN} - m$$

$$M_{n2} = F_2 * (d_2 - y_p) = 2,51 * \left(\frac{150 - 150}{1000}\right) = 0,00 \text{ KN} - m$$

$$M_{n3} = F_3 * (d_3 - y_p) = 169,50 * \left(\frac{270 - 150}{1000}\right) = 20,34 \text{ KN} - m$$

Cálculo del momento nominal M_n

$$M_n = N_b * \left(y_p - \frac{a}{2}\right) + \sum M_i$$

$$M_n = 798,02 * \left(\frac{150,00 - 125,18 * 0,50}{1000,00}\right) + (19,38 + 20,34)$$

$$M_n = 109,47 \text{ KN} - m$$

$$\mathbf{P_b: (109,47 \text{ KN-m; } 787,35 \text{ KN})}$$

2.- Cálculo del punto en la zona de falla frágil

$C=270$ mm cumpliendo que trabaje en zona frágil, entonces: $c>cb$

$$a = 0,85 * C = 0,85 * 270,00 \text{ mm} \quad a = 229,50 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{270,00} = \frac{\epsilon_1}{270,00 - d_1} \quad \epsilon_1 = 0,0027 \text{ esta en compresión entonces } -0,0027$$

$$\frac{0,003}{270,00} = \frac{\epsilon_2}{270,00 - d_2} \quad \epsilon_2 = 0,00133 \text{ esta en compresión entonces } -0,00133$$

$$\frac{0,003}{270,00} = \frac{\epsilon_3}{270,00 - d_3} \quad \epsilon_3 = 0,00$$

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 * E_s$$

$$f_{s1} = -0,0027 * 200.000,00 = -540,00 \text{ MPa} = -500 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -0,00133 * 200.000,00 = -266,67 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = 0,00 * 200.000,00 = 0,00 \text{ MPa}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} * A_{s1} = -500 * 339,00 = -169.500,00 \text{ N} = -169,50 \text{ KN}$$

$$F_2 = f_{s2} * A_{s2} = -266,67 * 226,00 = -60.267,42 \text{ N} = -60,27 \text{ KN}$$

$$F_3 = f_{s3} * A_{s3} = 0,00 * 339,00 = -0,00 \text{ N} = 0,00 \text{ KN}$$

Cálculo de la fuerza de compresión N_b

$$N_b = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_b = 0,85 * 25 * 229,50 * 300 = -1.463.062,50 \text{ N} = -1.463,06 \text{ KN}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \sum F_i$$

$$P_{nb} = -1.463,06 - 169,50 - 62,27 = 1.694,83 \text{ KN}$$

Cálculo del momento nominal respecto a yp

$$\text{Para compresion } M_{ni} = F_i * (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = F_1 * (y_p - d_1) = 169,50 * \left(\frac{150 - 30}{1000}\right) = 20,34 \text{ KN} - m$$

$$M_{n2} = F_2 * (y_p - d_2) = 60,27 * \left(\frac{150 - 150}{1000}\right) = 0,00 \text{ KN} - m$$

$$M_{n3} = F_3 * (d_3 - y_p) = 0,00 * \left(\frac{270 - 150}{1000}\right) = 0,00 \text{ KN} - m$$

Cálculo del momento nominal Mn

$$M_n = N_b * \left(y_p - \frac{a}{2}\right) + \sum M_i$$

$$M_n = 1.463,06 * \left(\frac{150 - 229,5 * 0,5}{1000}\right) + (20,34 + 0,00 + 0,00)$$

$$M_n = 71,91 \text{ KN} - m$$

$$\text{Pb: (71,91KN-m ; 1.694,83 KN)}$$

3.- Cálculo del punto en la zona de falla dúctil

$C = 30,00 \text{ mm}$ cumpliendo que trabaje en zona frágil, entonces: $c < c_b$

$$a = 0,85 * C = 0,85 * 30,00 \text{ mm} \quad a = 25,50 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{30,00} = \frac{\epsilon_1}{30,00 - d_1} \quad \epsilon_1 = 0,00$$

$$\frac{0,003}{30,00} = \frac{\epsilon_2}{d_2 - 30} \quad \epsilon_2 = 0,012 \text{ Esta en traccion entonces } + 0,012$$

$$\frac{0,003}{30,00} = \frac{\epsilon_3}{d_3 - 30} \quad \epsilon_3 = 0,024 \text{ esta en traccion entonces } + 0,024$$

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 * E_s$$

$$f_{s1} = 0,00 * 200.000,00 = 0,00 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = 0,012 * 200.000,00 = 2.400,00 = 500,00 \text{MPa}$$

$$f_{s3} = 0,024 * 200.000,00 = 4.800,00 \text{MPa} = 500,00 \text{MPa}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} * A_{s1} = 0,00 * 339,00 = 0,00 \text{ N} = 0,00 \text{ KN}$$

$$F_2 = f_{s2} * A_{s2} = 500,00 * 226,00 = 113.000,00 \text{ N} = 113,00 \text{ KN}$$

$$F_3 = f_{s3} * A_{s3} = 500,00 * 339,00 = 169.500,00 \text{ N} = 169,50 \text{ KN}$$

Cálculo de la fuerza de compresión Nb

$$N_b = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_b = 0,85 * 25 * 25,50 * 300,00 = -162.562,00 \text{ N} = -162,56 \text{ KN}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \sum F_i$$

$$P_{nb} = -162,56 + 113,00 + 169,50 = 119,94 \text{ KN}$$

Cálculo del momento nominal respecto a yp

$$\text{Para compresion } M_{ni} = F_i * (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = F_1 * (y_p - d_1) = 0,00 * \left(\frac{150 - 30}{1000} \right) = 0,00 \text{ KN} - m$$

$$M_{n2} = F_2 * (d_2 - y_p) = 113,00 * \left(\frac{150 - 150}{1000} \right) = 0,00 \text{ KN} - m$$

$$M_{n3} = F_3 * (d_3 - y_p) = 169,50 * \left(\frac{270,00 - 150,00}{1000} \right) = 20,34 \text{ KN} - m$$

Cálculo del momento nominal Mn

$$M_n = N_b * \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum M_i$$

$$M_n = 162,56 * \left(\frac{150 - 25,50 * 0,5}{1000} \right) + (20,34)$$

$$M_n = 42,65 \text{ KN} - \text{m}$$

$$P_b: (42,65\text{KN-m} ; 119,94 \text{ KN})$$

Compresión axial máxima

$$P_{n\max} = 0,8P_o = 1.876,23 \text{ KN}$$

$$P_{n\max} = 0,65P_{n\max.} = 1.219,55 \text{ KN}$$

$$P_n(0 \text{ KN x m; } 1.219,55 \text{ KN})$$

Cálculo del punto de tracción pura Pnt

$$P_{nt} = A_s * F_y = 904,00 \text{ mm}^2 * 500 \frac{N}{\text{mm}^2} = 452,00 \text{ KN}$$

$$P_{nt}(0 \text{ KN x m; } 452,00 \text{ KN})$$

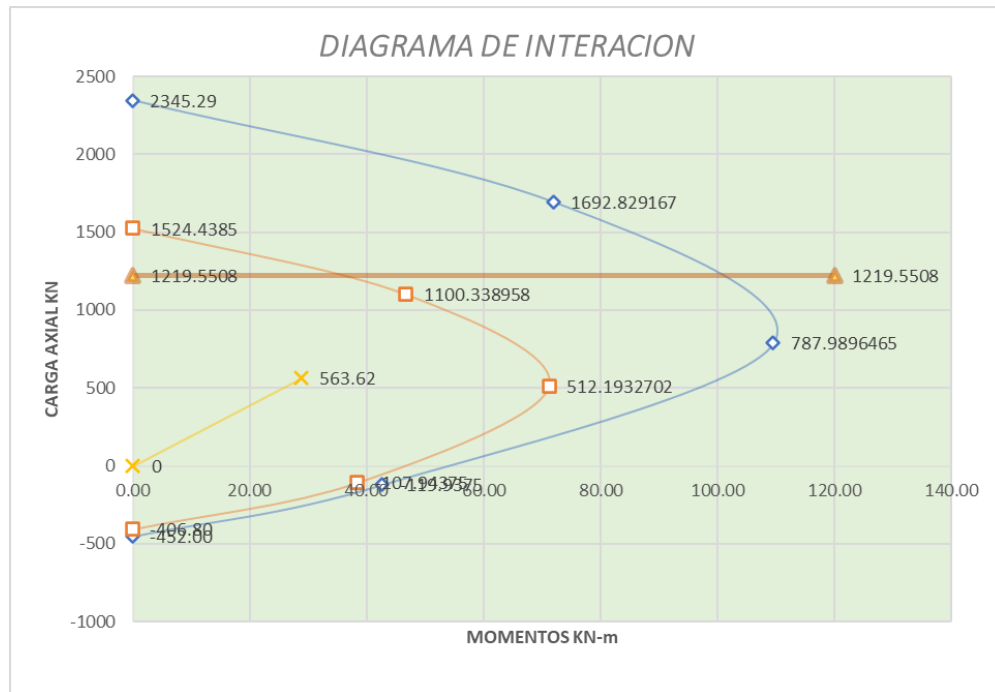
Elaboración del diagrama de iteración

Tabla 3.18. Puntos del diagrama de interacción afectados por el factor de minoración

Zona	Carga Pn	Momento Mn	Ø	Ø Pn	Ø Mn
Compresión pura	2.345,29	0,00	0,65	4.453,90	0
Frágil	1.694,83	71,91	0,65	3.280,20	228,36
Balanceado	787,35	109,47	0,65	1.499,86	367,33
Dúctil	119,94	42,65	0,9	768,70	425,27
Traccion pura	-452,00	0.0	0,9	-1.447,20	0

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.23. Diagrama de iteración de la columna



Fuente: Elaboración propia

Verificación a cortante

$$\emptyset V_n = \emptyset \times (V_c + V_s)$$

Cálculo de la fuerza cortante del hormigón

$$d = 270 \text{ mm}$$

$$V_u = 13,63 \text{ KN}$$

$$N_u = 563,62 \text{ KN}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

Factor de concreto liviano $\lambda=1$

Numero de ramas de estribo = 2

Factor de reducción de resistencia: $\emptyset_c = 0,75$

$$V_c = 0,29 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0,29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 0,29 * 1 * \sqrt{25} * 300 * 270 * \sqrt{1 + \frac{0,29 * 563.620,00}{90.000,00}}$$

$$V_c = 197.095,97 \text{ N} = 197,09 \text{ KN.}$$

Verificación de necesidad de acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi * V_c$$

$$V_s = 13,63 - 0,75 * 197,09 = -134,19 \text{ KN}$$

(no requiere refuerzo de acero por cortante por lo tanto debe colocarse armadura mínima.)

Refuerzo a cortante mínimo

$$S_{\text{asumido}} = 200 \text{ mm}$$

La armadura mínima de acuerdo a 11.5.6.1 se debe calcular mediante:

$$A_{v_{\text{mini}}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \geq \frac{\sqrt{25}}{16} * \frac{300 * 200}{420} = 44,64 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\text{mini}}} \geq 0,34 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \quad A_{v_{\text{mini}}} \geq 0,34 * \frac{300 * 200}{420} = 48,56 \text{ mm}^2$$

Acero adoptado

N° barras = 2 (1 por rama)

Diámetro de barra = 6mm

$$A_v = 2 * \frac{\pi * (6)^2}{4} = 57,00 \text{ mm}^2$$

Verificación de Espaciamiento mínimo

$$St_{\min} \begin{cases} \geq 1,5 * d_{\text{estribo}} = 9 \text{ mm} \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 * d_{\text{agregado}} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{\min} = 40 \text{ mm}$$

Verificación de Espaciamiento máximo

$$St_{\max} \begin{cases} \leq 12 * d_{\text{barra}} = 144,00 \text{ mm} \\ \leq 36 * d_{\text{estribo}} = 216,00 \text{ mm} \\ \leq 300 \text{ mm} = 300,00 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{\max} = 240 \text{ mm}$$

La separación asumida cumple con los requerimientos

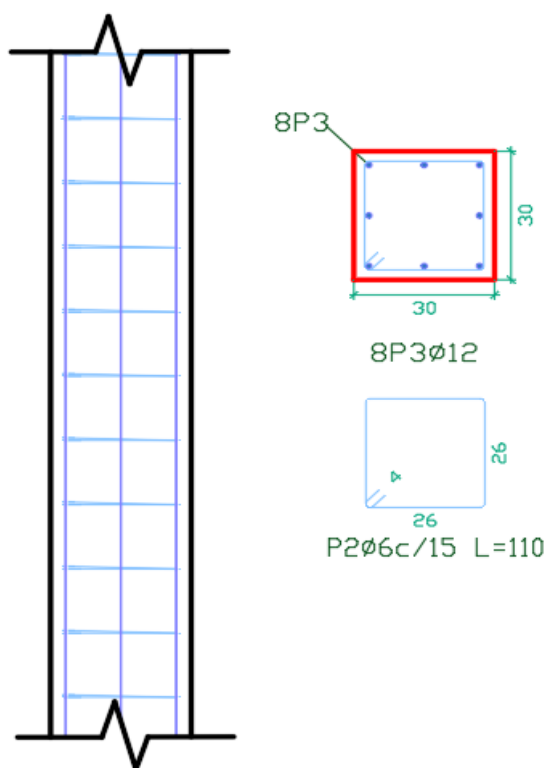
Por lo tanto, armadura transversal de columna será: Ø6mm c/15cm.

Tabla 3.19 Tabla comparativa de armadura en la columna

Elemento	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Diferencia en (%)
Columna			
Armadura Longitudinal.	4 Ø 12 mm (esquinas) 4 Ø 12 mm (laterales)	4 Ø 12 mm (esquinas) 4 Ø 12 mm (laterales)	0
Armadura Transversal.	Ø 6 mm c/15 cm	Ø 6 mm c/15 cm	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.24. Distribución de la armadura longitudinal y de corte en la columna



Fuente: Elaboración propia

3.5.4.6 Diseño Estructural de la Zapata Aislada

DATOS: C12

Tabla 3.20. Esfuerzo en la zapata en estudio

Esfuerzos en la zapata en Estudio					
En Servicio			Estado Limite Ultimo		
N	540,0	KN	N _d	704,60	KN
M _x	-1,27	KN-m	M _{dx}	-1,70	KN-m
M _y	-16,48	KN-m	M _{dy}	-20,52	KN-m
V _x	-1,64	KN	V _{dx}	-2,20	KN
V _y	24,92	KN	V _{dy}	31,11	KN
q _{admisibl}	120,00	KN /m ²			

Fuente: Elaboracion propia

El esfuerzo admisible fue verificado en el ANEXO 2B

Datos de la columna:

$$b_1 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,30 \text{ m}$$

Se adoptará un peso aproximado de la zapata de 10% del peso de la normal en servicio

$$P_p = 0,10 * 540,00 = 54,00 \text{ KN}$$

Cálculo del área requerida

$$A = \frac{P_p + P}{q_{adm.}} = \frac{54,00 \text{ KN} + 540 \text{ KN}}{120,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 4,95 \text{ m}^2$$

B = L (Asumiendo una zapata cuadrada)

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{4,65} = 2,22 \text{ m}$$

$$L = B = 2,30 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidades

$$e_x = \frac{My}{P} < \frac{B}{6}$$

$$e_x = -0,030 < 0,38 \text{ Ok cumple}$$

$$e_y = \frac{Mx}{P} < \frac{L}{6}$$

$$e_y = -0,0023 < 0,38 \text{ Ok cumple}$$

Cálculo de la capacidad del suelo

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

$$q_{\text{suelo}} = \frac{540,00}{2,30 * 2,30} * \left(1 + \frac{6 * (0,031)}{2,30} + \frac{6 * (0,0023)}{2,30} \right)$$

$$q_{\text{suelo}} = 110,95 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Como el esfuerzo actuante en el suelo es muy próximo al esfuerzo admisible se diseñará con esa dimensión de la zapata.

Diagrama de cimentación del suelo bajo esfuerzos últimos

Cálculo de las excentricidades

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{-20,52}{704,60} = -0,029 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{-1,7}{704,60} = -0,0024 \text{ m}$$

Cálculo del esfuerzo en el terreno

$$q_1 = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{704,60}{2,30 * 2,30} * \left(1 + \frac{6 * (-0,029)}{2,30} + \frac{6 * (-0,0024)}{2,30} \right) = 122,28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_2 = \frac{704,60}{2,30 * 2,30} * \left(1 + \frac{6 * (-0,029)}{2,30} - \frac{6 * (-0,0024)}{2,30} \right) = 123,95 \text{ KN/m}^2$$

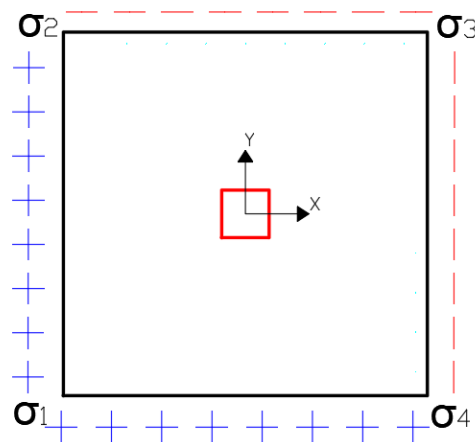
$$q_3 = \frac{P}{A} * \left(1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{704,60}{2,30 * 2,30} * \left(1 - \frac{6 * (-0,029)}{2,30} - \frac{6 * (-0,0024)}{2,30} \right) = 144,10 \text{ KN/m}^2$$

$$q_4 = \frac{P}{A} * \left(1 - \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_4 = \frac{704,60}{2,30 * 2,30} * \left(1 - \frac{6 * (-0,029)}{2,30} + \frac{6 * (-0,0024)}{2,30} \right) = 142,44 \text{ KN/m}^2$$

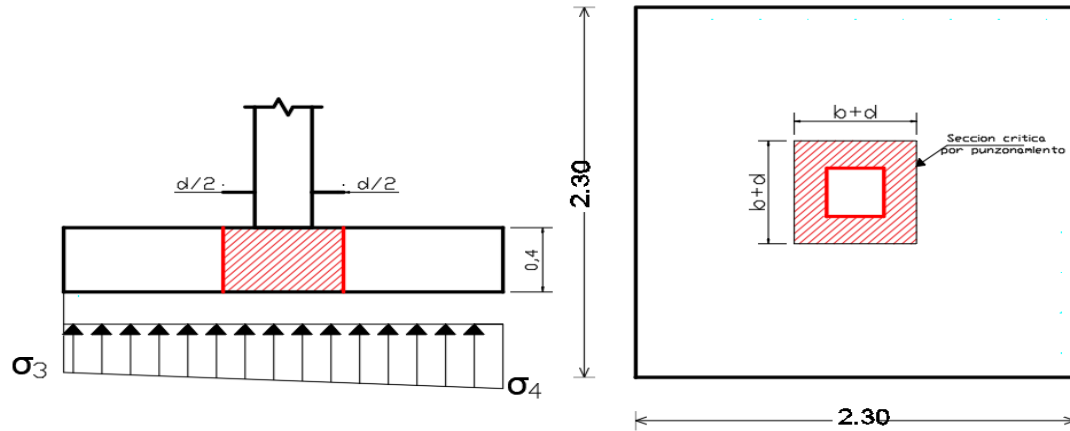
Figura 3.25. Distribución de esfuerzos en la zapata



Fuente: Elaboración propia

Cortante por punzonamiento

Figura 3.26. Localización de esfuerzo crítico por punzonamiento en la zapata



Fuente: Elaboración propia

Nos adoptamos un valor de $h = 0,40\text{m}$

Recubrimiento $r = 0,07\text{ m}$

$$d = h - r$$

$$d = 0,40 - 0,07 = 0,33\text{ m}$$

Cálculo de la fuerza por punzonamiento

$$V_{up} = P_u - \frac{q_2 + q_1}{2} * [(b_1 + d) * (b_2 + d)]$$

$$V_{up} = 704,60 - \frac{123,95 + 122,28}{2} * [(0,30 + 0,33) * (0,30 + 0,33)]$$

$$V_{up} = 655,74\text{ KN}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 * d}$$

$$b_0 = 2 * ((b_1 + d) + (b_2 + d))$$

$$b_0 = 2 * ((0,30 + 0,33) + (0,30 + 0,33)) = 2,52 \text{ m}$$

$$U_{up} = \frac{655,74}{2,52 * 0,33} = 788,53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$U_{up} = 0,78 \text{ MPa}$$

Esfuerzo que resiste el hormigon

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * b_0 * d \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) * b_0 * d \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{3} * b_0 * d \end{cases} \quad \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ columna esquina} \end{cases}$$

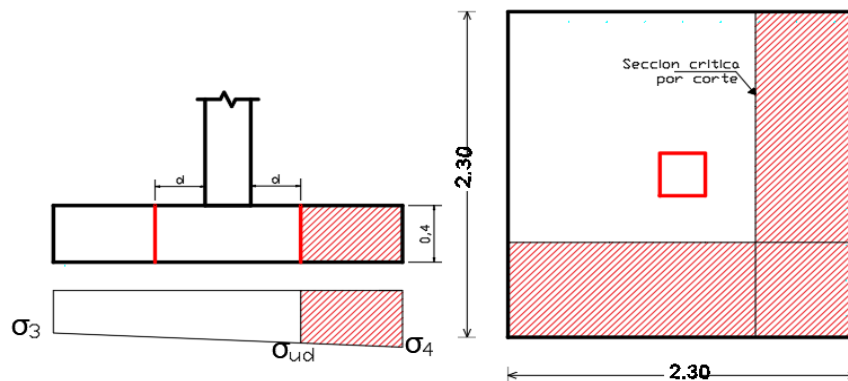
β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción.

$$\beta = \frac{b_1}{b_2} = \frac{0,30}{0,30} = 1$$

$$0,78 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 2,50 \text{ MPa} \\ 3,01 \text{ MPa} \\ 1,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

Cálculo del esfuerzo a corte critico

Figura 3.27. Localización del esfuerzo critico por corte en la zapata



Fuente: Elaboración propia

$$q_{ud} = q_3 - \frac{q_3 - q_4}{L} \left[\frac{(L - b_1)}{2} - d \right]$$

$$q_{ud} = 144,10 - \frac{144,10 - 142,44}{2,30} \left[\frac{(2,30 - 0,30)}{2} - 0,33 \right]$$

$$q_{ud} = 143,62 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de la fuerza cortante

$$q_{ud} = \frac{q_3 + q_{ud}}{2} \left[\frac{(L - b_1)}{2} - d \right] * L$$

$$q_{ud} = \frac{144,10 + 143,62}{2} * \left[\frac{(2,30 - 0,30)}{2} - 0,33 \right] * 2,30 = 221,68 \text{ KN}$$

Cálculo del esfuerzo cortante

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L * d} = \frac{221,68 \text{ KN}}{2,30 \text{ m} * 0,33 \text{ m}} = 292,07 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$U_{up} = \mathbf{0,29 \text{ MPa}}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

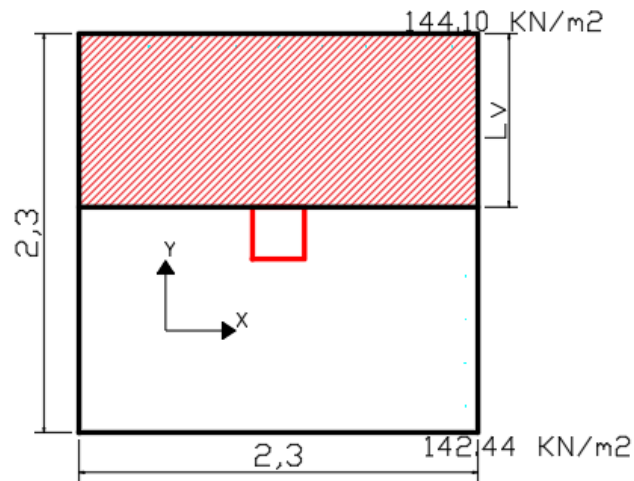
$$U_{up} \leq \frac{\phi * \sqrt{f'_c}}{6} \quad 0,29 \leq \frac{0,75 * \sqrt{25}}{6}$$

$$0,29 \text{ MPa} \leq 0,62 \text{ MPa} \text{ cumple!!!}$$

Diseño a flexión sección crítica cara de la columna x

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

Figura 3.28. Diseño a flexión en dirección X de la zapata



Fuente: Elaboración propia

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

$$q_{uf} = q_{u \max} - \left(\frac{q_{u \max} - q_{u1}}{L} \right) \left(\frac{L - b_1}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 144,10 - \left(\frac{144,10 - 142,44}{2,30} \right) \left(\frac{2,30 - 0,30}{2} \right) = 143,38 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$L_v = \frac{L - b_2}{2} = \frac{2,30 - 0,30}{2} = 1,00 \text{ m}$$

$$M_u = \left[\left(\frac{144,10 - 143,38}{2} \right) \left(\frac{2 * 1,00^2}{3} \right) + 143,38 * \frac{1,00^2}{2} \right] * 2,30$$

$$M_u = 165,44 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_u = 16,54 \times 10^7 \text{ N} - \text{mm}$$

Como la sección es rectangular calculamos el bloque de compresión

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Suponiendo que la sección está controlada por tracción $\phi = 0,9$

$$a = 330 * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16,54 * 10^7}{0,9 * 0,85 * 25 * 2300 * 330^2}} \right]$$

$$a = 11,60 \text{ mm}$$

Paso 2.- Calculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 11,60 * 2300}{500} = 1.133,90 \text{ mm}^2$$

De acuerdo de la NB1225001 15.10.4 para el caso de zapatas aisladas y combinadas las cuantías y las separaciones deberán ser como mínimo las que se especifican en vigas.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{25}}{4 * 500} * 2300 * 330 = 1.897,50 \text{ mm}^2$$

Como

$A_{s,min} > A_{s,neces.}$ Se diseña con el Area minima

$$A_{diseño} = 1.897,50 \text{ mm}^2$$

Adoptamos un diámetro de barra de 16 mm

$$N^{\circ}_{\text{barra}} = \frac{1.897,50}{201} = 9,44 = 9 \text{ barras}$$

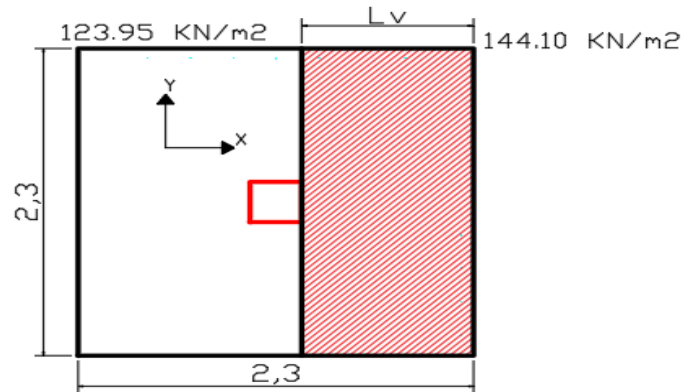
Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{2300 - 2 * 70 - 9 * 16}{9 - 1} = 252,00 \text{ mm}$$

$$9\emptyset 16c / 25 \text{ cm}$$

Diseño a flexión sección crítica cara de la columna Y

Figura 3.29. Diseño a flexión en el eje Y de la zapata



Fuente: Elaboración propia

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

$$q_{uf} = q_{u \max} - \left(\frac{q_{u \max} - q_{u1}}{B} \right) \left(\frac{B - b_2}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 144,10 - \left(\frac{144,10 - 123,95}{2,30} \right) \left(\frac{2,30 - 0,30}{2} \right) = 135,34 \frac{KN}{m^2}$$

$$L_v = \frac{B - b_2}{2} = \frac{2,30 - 0,30}{2} = 1,00 \text{ m}$$

$$M_u = \left[\left(\frac{144,10 - 135,34}{2} \right) \left(\frac{2 \times 1,00^2}{3} \right) + 135,34 \times \frac{1,00^2}{2} \right] \times 2,30$$

$$M_u = 162,36 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_u = 16,24 \times 10^7 \text{ N} - \text{mm}$$

Como la sección es rectangular calculamos el bloque de compresión

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Suponiendo que la sección está controlada por tracción $\phi=0,9$

$$a = 330 * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16,24 * 10^7}{0,9 * 0,85 * 25 * 2300 * 330^2}} \right]$$

$$a = 11,38 \text{ mm}$$

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 11,38 * 2300}{500} = 1.112,40 \text{ mm}^2$$

De acuerdo de la NB1225001 15.10.4 para el caso de zapatas aisladas y combinadas las cuantías y las separaciones deberán ser como mínimo las que se especifican en vigas.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} b_w * d = \frac{\sqrt{25}}{4 * 500} * 2300 * 330 = 1.897,50 \text{ mm}^2$$

$A_{s,min} > A_{s,neces.}$ Se diseña con el Area minima

$$A_{diseño} = 1.897,50 \text{ mm}^2$$

Adoptamos un diámetro de barra de 16 mm

$$N^{\circ}_{\text{barra}} = \frac{1.897,50}{201,00} = 9,00 = 9 \text{ barras}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{2300 - 2 * 70 - 9 * 16}{9 - 1} = 252,00 \text{ mm} = 250 \text{ mm}$$

$$9\emptyset 16c / 25 \text{ cm}$$

Cálculo de la longitud de anclaje

$$l_d = \frac{12 * f_y * \alpha * \beta}{25 * \sqrt{f'c}} * d_b$$

$$l_d = \frac{12 * 500 * 1 * 1}{25 * \sqrt{25}} * 16 = 768,00 \text{ mm}$$

$$l_d \geq \left(\frac{B - b_1}{2} \right) - \text{Rec} \qquad l_d \geq \left(\frac{2300 - 300}{2} \right) - 70$$

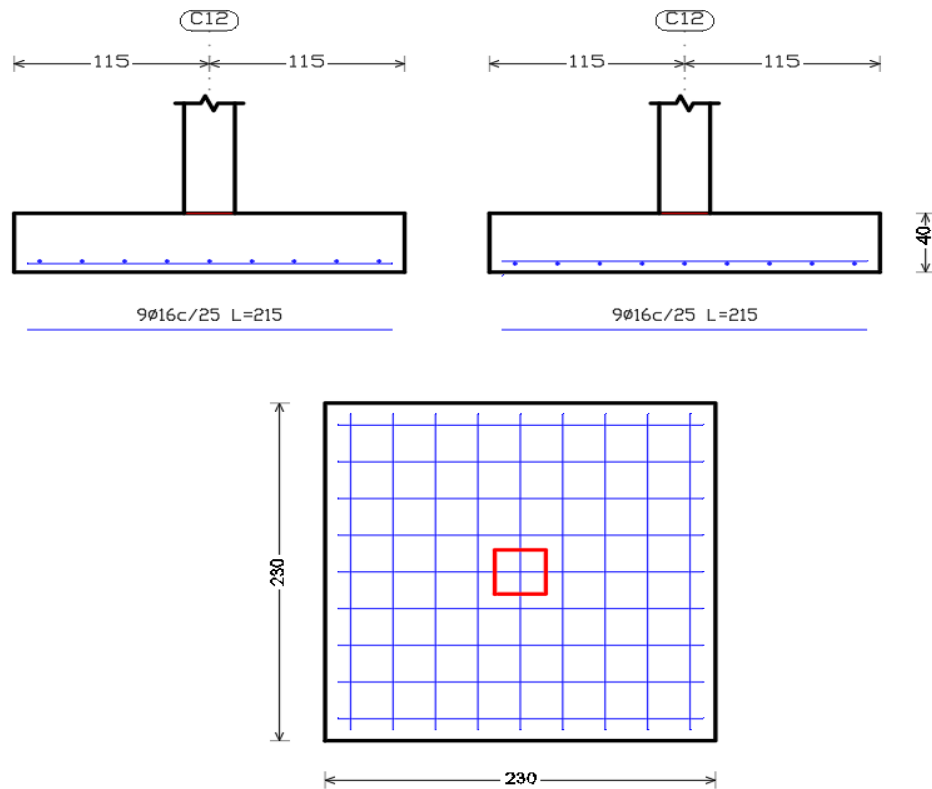
768,00 mm ≤ 930,00 mm No necesita ganchos

Tabla 3.21. Tabla comparativa de armadura entre verificación manual vs cypacad

Elemento Zapata	Diseño Manual	Diseño con el Programa	Diferencia en (%)
Armadura en dirección "X".	9 Ø 16 mm c/25	9 Ø 16 mm c/25	0
Armadura en dirección "Y".	9 Ø 16 mm c/25	9 Ø 16 mm c/25	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.30. Distribución de la armadura en la zapata en ambas direcciones



Fuente: Elaboración propia

3.5.4.7 Diseño Estructural de la Escalera

Datos geométricos y características mecánica de los materiales

Datos:

Huella	$h = 0,28 \text{ m}$
Contrahuella	$ch = 0,17 \text{ m}$
N° de peldaños	$N^\circ = 25$
Desnivel a salvar	$Z = 3,60 \text{ m}$
Ancho de la rampa	$a = 1,50 \text{ m}$
Espesor	$h = 0,15 \text{ m}$
Recubrimiento Geométrico	$r = 0,03 \text{ cm}$

- Cálculo de la altura mínima de la losa

$$h = \frac{L}{20} = \frac{3,60}{20} = 0,18 = 0,20 \text{ m}$$

- **Canto útil**

Se puede usar la siguiente expresión:

$$d = h - \left(r + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$d = 0,15 - \left(0,03 + \frac{0,012}{2} \right) = 0,114 \text{ m}$$

Donde:

h = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento mínimo

\emptyset = Diámetro de la armadura

- Cálculo de las cargas y esfuerzos que actúan sobre la escalera

Usando la combinación de carga correspondiente tenemos:

$$Q_{(baranda,descanso)} = 1,2 CM + 1,6 CV$$

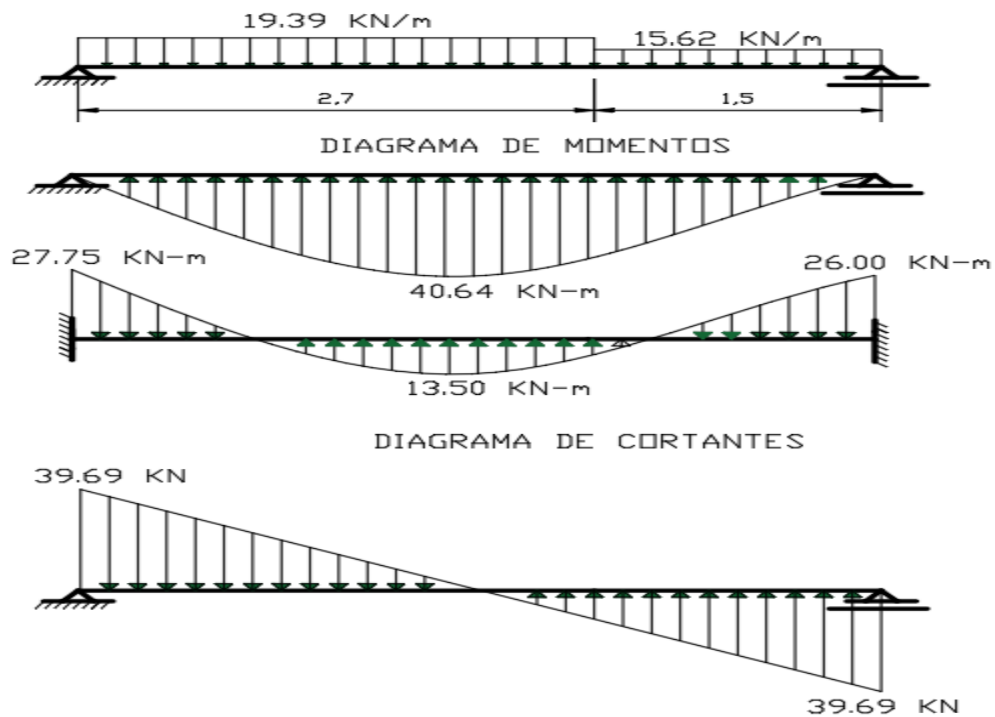
Tabla 3.22. Análisis de carga actuantes en la escalera

RAMPA	Cargas		Peso distribuido	Total		Q rampa
			KN/m2	KN/m2	KN/m	KN/m
Carga Muerta		Peso propio losa	3.68	6.57	10.155	19.386
		Peso peldaño	1.89			
		Piso terminado	1.00			
		Baranda	0.30			
Carga Viva	Sobre carga	3.00	3	4.5		

DESCANSO	Cargas		Peso distribuido	Total		Q Des.
			KN/m2	KN/m2	KN/m	KN/m
		Peso propio losa	3.68	4.68	7.02	15.624
		Piso terminado	1.00			
Carga Viva	Sobre carga	3.00	3	4.5		

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.31. Análisis de carga de escalera



Fuente: Elaboración propia

$$M_u (+) = 40,64 \text{ KN-m}$$

$$M_u (-) = 27,75 \text{ KN-m}$$

$$V_u = 39,69 \text{ KN}$$

❖ Cálculo de la armadura positiva

Para calcular la armadura necesaria para resistir la flexión, se puede usar el diagrama de distribución rectangular equivalente de tensiones, del cual por equilibrio se puede sacar las siguientes expresiones:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 114 * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4,06 * 10^7}{0,9 * 0,85 * 25 * 1500 * 114^2}} \right] = 13,17 \text{ mm}$$

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s.neces.} = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 13,17 * 1500}{500} = 839,59 \text{ mm}^2$$

La cuantía mínima de acero de acuerdo a la NB1225001-1 es:

$$A_{s.min} \geq \frac{1,4}{f_y} b_w * d \geq \frac{1,4}{500} * 1500 * 114 = 478,80 \text{ mm}^2$$

Como la armadura necesaria es mayor que la mínima se diseña con la armadura necesaria

$$A_{s.neces.} = 839,59 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b = 1,50 \text{ m}$$

Diámetro de la barra = 12 mm

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{839,59}{113} = 7,43 = 8 \text{ barras } \emptyset 12$$

Separación

$$S = \frac{b - 2 * r - (N + 1) * \emptyset_{barra}}{(N - 1)}$$

$$S = \frac{1500 - 2 * 36 - (8 + 1) * 12}{(8 - 1)} = 188 \text{ mm}$$

Cálculo del nuevo número de barras con el nuevo espaciamiento

$$9 \emptyset 12 \text{ C/15}$$

❖ Cálculo de la armadura para el momento negativo

Para calcular la armadura necesaria para resistir la flexión, se puede usar el diagrama de distribución rectangular equivalente de tensiones, del cual por equilibrio se puede sacar las siguientes expresiones:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 114 * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2,78 * 10^7}{0,9 * 0,85 * 25 * 1450 * 114^2}} \right] = 8,84 \text{ mm}$$

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s.neces.} = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 8,84 * 1500}{500} = 563,55 \text{ mm}^2$$

La cuantía mínima de acero de acuerdo a la NB1225001-1 es:

$$A_{s.min} \geq \frac{1,4}{f_y} b_w * d \geq \frac{1,4}{500} * 1500 * 114 = 478,80 \text{ mm}^2$$

Como la armadura necesaria es mayor que la mínima se diseña con la armadura necesaria

$$A_{s.neces.} = 563,55 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b = 1,50 \text{ m}$$

Diámetro de la barra = 10 mm

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{563,77}{78,5} = 7,18 = 8 \text{ barras } \phi 10$$

Separación

$$S = \frac{b - 2r - (N + 1) * \phi_{barra}}{(N - 1)}$$

$$S = \frac{1500 - 2 * 36 - (8 + 1) * 10}{(8 - 1)} = 191,14 \text{ mm}$$

Cálculo del nuevo número de barras con el nuevo espaciamiento

$$8 \text{ } \emptyset 10 \text{ C/15}$$

❖ **Refuerzo de momento negativo**

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0018 * 5612 * 114 = 1151,58 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{590,4}{50} = 11 \text{ barras } \emptyset 8$$

$$S = \frac{b - 2r - (N + 1) * \emptyset_{\text{barra}}}{(N - 1)}$$

$$S = \frac{2000 - 2 * 36 - (11 + 1) * 8}{(11 - 1)} = 183 \text{ mm}$$

$$S = 150,0 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

❖ **Refuerzo transversal por temperatura**

Debido a que los momentos flectores en dirección Y en la rampa son pequeñas, se pondrá armadura mínima para prevenir la fisuración por efecto de la retracción y la gradiente de temperatura, y en el descanso se colocará la requerida por el cálculo.

$$\text{Si } f_y > 420 \text{ MPa, entonces la cuantía } \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

$$A_{st} = 0,0015 * 3000 * 114$$

$$A_{st} = 513,00 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barra} = \frac{513,00}{78,5} = 7 \text{ barras}$$

$$S = \frac{b - 2r - (N + 1) * \emptyset_{\text{barra}}}{(N - 1)}$$

$$S = \frac{4200 - 2 \times 36 - (21 + 1) \times 8}{(21 - 1)} = 0,20 \text{ m}$$

La armadura de retracción y temperatura debe cumplir:

$$S_{\min} \quad \begin{cases} \leq 3h \text{ (de la losa)} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

❖ Diseño a cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante está basado en:

Del diagrama de cortante a una distancia (d) se obtiene $V_u = 39,69 \text{ KN}$

$$V_u = \phi * V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = \phi * (V_c + V_s)$$

Resistencia proporcionada por el concreto

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d \text{ (N)}$$

$$b_w = 1500 \text{ mm}$$

$$d = 114 \text{ mm}$$

$$V_c = 142,500 \text{ [KN]}$$

Diseño del refuerzo de cortante (NB1225001)

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a la siguiente prescripción:

1.- Si $V_u < \phi V_c$ *No necesita refuerzo por cortante*

Donde: 0,75 Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

$V_u = 39,62 \text{ KN}$. Valor obtenido del diagrama de envolventes de cortantes

$$\text{Si } 39,62 < 0,75 \times 142,500 \text{ KN}$$

$$\text{Si } 39,62 < 106,88 \text{ KN}$$

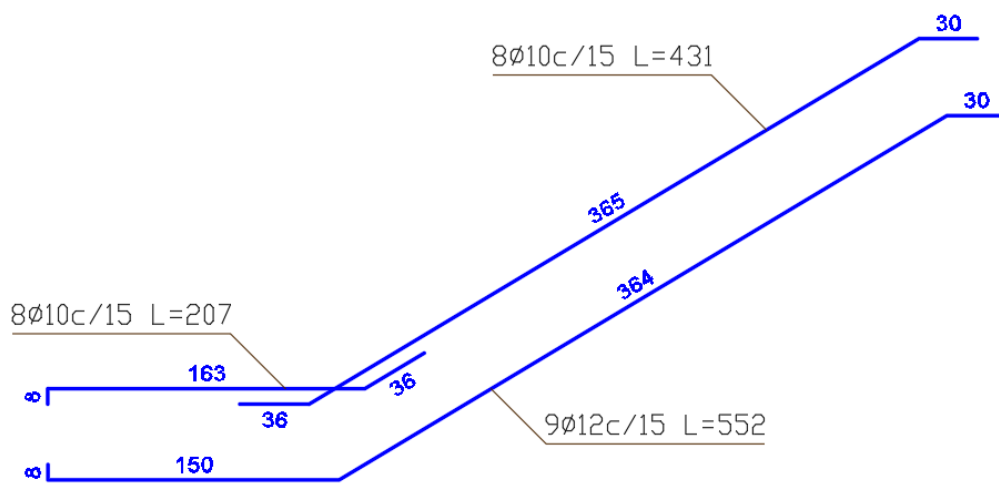
No necesita armadura de refuerzo el hormigón resiste el esfuerzo cortante

Tabla 3.23. Análisis comparativo de armadura en escaleras

Escalera	Diseño Manual	Armadura adoptada <i>Cypecad</i>
Longitudinal Inferior Positiva.	$9\emptyset 12 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$	$9\emptyset 12 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$
Longitudinal Superior Negativa.	$8\emptyset 10 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$	$8\emptyset 10 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$
Transversal Inferior y superior.	$11\emptyset 8 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$	$11\emptyset 8 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.32. Distribución de armadura en la escalera



Fuente: Elaboración propia

3.6 Estrategias para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según lo señalado en el marco teórico, las cuales se pueden ver a detalle en el **ANEXO 9A**

3.6.2 Cómputos Métricos

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se hizo como se definió en el marco teórico según el formulario B2 y se muestran en el **ANEXO 9B**

3.6.3 Precios Unitarios

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico, los cuales se pueden ver a detalle en el **ANEXO 9C**.

3.6.4 Presupuesto General

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem, costo total del proyecto es de 2,529,685.47 Bs. (Dos Millones Quinientos Veintinueve Mil Seiscientos Ochenta y Cinco con 47/100 bolivianos) se encuentra detallado en el **ANEXO 9D**

3.6.5 Cronograma de ejecución del proyecto

El plan y cronograma de obras se realizó aplicando el método de barras Gantt y se lo hizo como se definió en el marco teórico. El plazo de ejecución obtenido es de 166 días calendario, se puede ver a detalle en el **ANEXO 9E**

CAPITULO IV
APOORTE ACADEMICO

4 APORTE ACADEMICO

Análisis Comparativo técnico económico de Losa Maciza versus una viga T, en la rampa de acceso

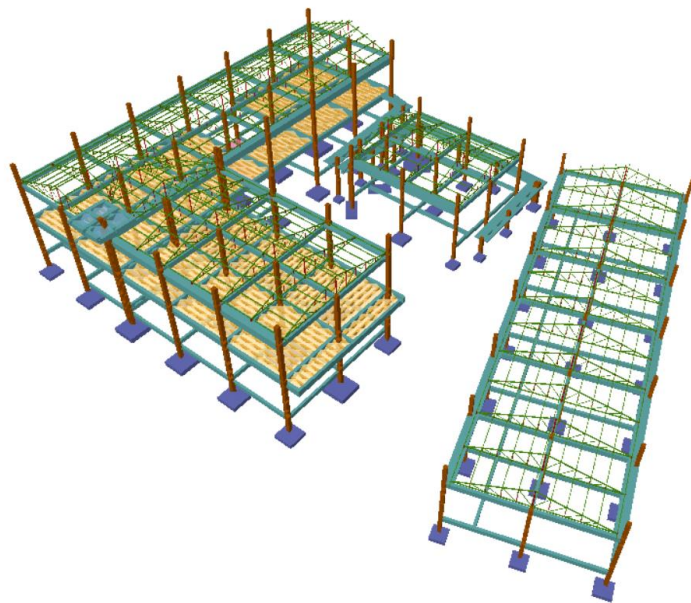
Debido a las condiciones de diseño arquitectónico donde se encuentra una rampa, se realizará una comparación entre una losa maciza y viga T de hormigón armado.

Cuando el concreto es el material que ocupa todo el espesor de la losa, se le denomina a esta losa densa o maciza. No utilizan ningún tipo de aligerante. Se usan con espesores hasta de 15 cm, generalmente utilizan doble armado de acero, una en la parte inferior y otra en la parte superior ya que con esto cubren la necesidad de acero que es provocada por los momentos, tanto positivo como negativo.

4.1 Análisis de una viga T

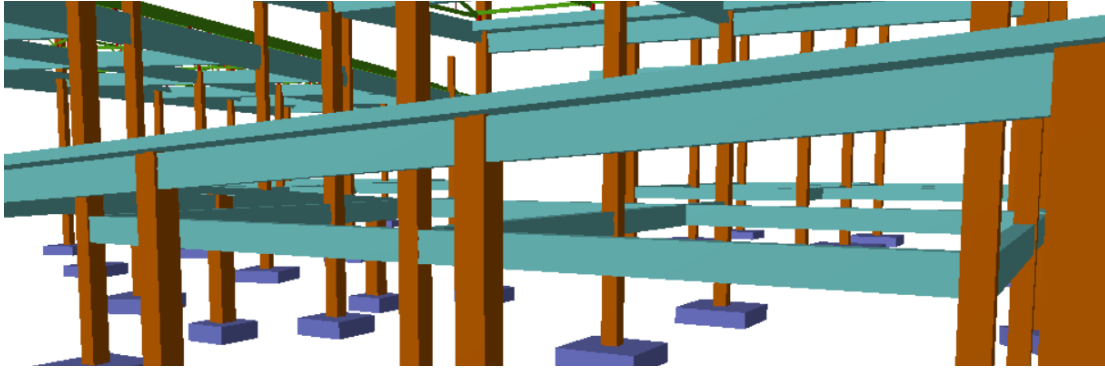
Viga de hormigón armado que se caracteriza por constar de una losa cuya porción central sobresale por debajo de dicha viga, que permite resistir los esfuerzos de flexión y cortadura.

Figura 4.1. Idealización estructural de la rampa con viga en T



Fuente: Cypecad 2018

Figura 4.2. Rampa con vigas T

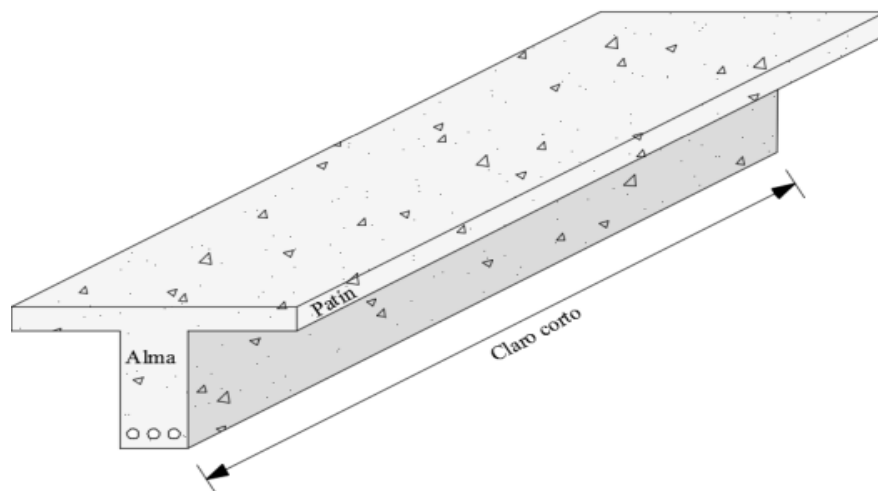


Fuente: Cypecad 2018

Disposición general

En la construcción de vigas T, las alas y el alma deben construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí.

Figura 4.3. Sección de una viga en T



Fuente: Elaboración propia

4.1.1 Ancho efectivo para vigas con losa integrales

El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder $1/4$ de la luz de la viga y el ancho sobre saliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

- a) Ocho (8) veces el espesor de losa, o h_f y
- b) La mitad de la distancia libre a la siguiente alma, $0,5S$

4.1.2 Ancho efectivo para vigas con losa a un solo lado

Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobre saliente efectivo del ala no debe exceder:

- a) $1/12$ de luz de la viga $l/12$
- b) 6 veces el espesor de la losa $8h_f$ y
- c) La mitad de la distancia libre a la siguiente alma, **0,5s**

En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala un área adicional de compresión.

$$\begin{cases} h_f \geq \frac{b_w}{2} \\ b_e \leq 4b_w \end{cases}$$

4.1.3 Ancho efectivo para vigas con losas no apoyadas

Cuando la armadura principal por flexión en una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las viguetas) sea paralelo a la viga, se debe disponer de armadura perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo a lo siguiente:

La armadura transversal se debe diseñar para resistir la carga mayorada que actúa sobre el ala suponiendo que trabaja en voladizo.

Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho sobresaliente efectivo del ala.

El espaciamiento de la armadura transversal debe cumplir con:

$$S_{min} \begin{cases} \leq 300 h \text{ (} h = \text{espesor de la losa)} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

4.1.4 Espaciamiento de la armadura de tracción

El espaciamiento de la armadura más cercana a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s \leq \begin{cases} 380 * \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,50C_c \\ 300 * \left(\frac{280}{f_s}\right) \end{cases}$$

C_c es la menor distancia desde la superficie de la armadura o acero de pretensado a la cara en tracción. Si la armadura más cercana a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación 10-4 es el ancho de la cara en tracción extrema.

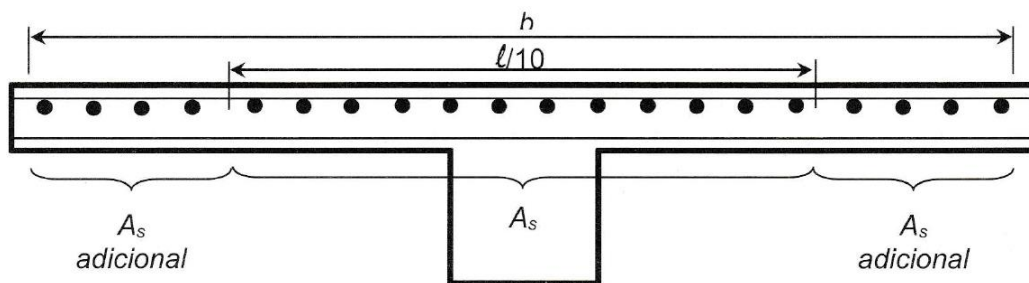
La tensión calculada f' en MPa, en la armadura más cercana a la cara en tracción para cargas de servicio debe ser obtenida con base en el momento no mayorado. Se puede tomar f_s como $2/3$ de f_y

Vigas T

Cuando las alas de las vigas T están en tracción, parte de la armadura de tracción por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del ala como el definido en 8.10 o un ancho igual a $1/10$ de la luz, el que sea menor.

Si el ancho efectivo del ala excede de $1/10$ de la luz, se debe colocar armadura longitudinal en las zonas más externas del ala.

Figura 4.4. Ancho efectivo de una viga T



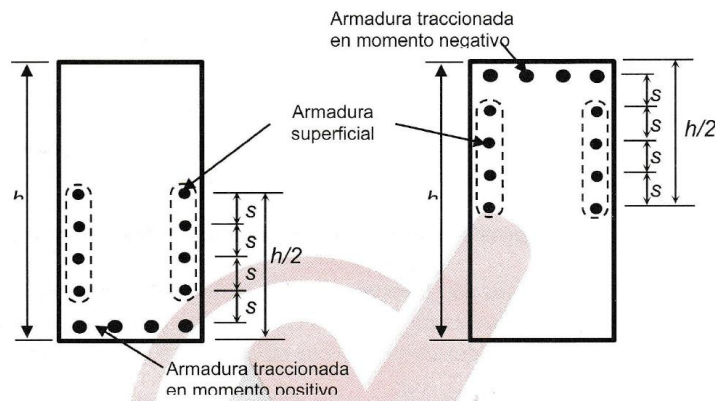
Fuente: NB1225001

4.1.5 Armadura de alma

Cuando h de una viga o vigueta sea mayor de 600 mm, debe colocarse armadura superficial longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del elemento dentro de una distancia $h/2$ cercana a la cara de tracción.

El espaciamiento s debe ser el indicado en 10.6.4, donde c es la menor distancia medida desde la superficie de la armadura, o acero de pretensado, superficial a la cara lateral del elemento. Se puede incluir tal armadura en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.

Figura 4.5. Armadura longitudinal en las caras de las vigas y nervios $h > 600$ mm



Fuente: NB1225001

4.1.6 Análisis de vigas T

❖ $a < h_f$ Si la profundidad del bloque de compresión pasa por las alas

Se analiza como una viga de sección rectangular de ancho b , es decir la resistencia de diseño al momento flector es calculada con:

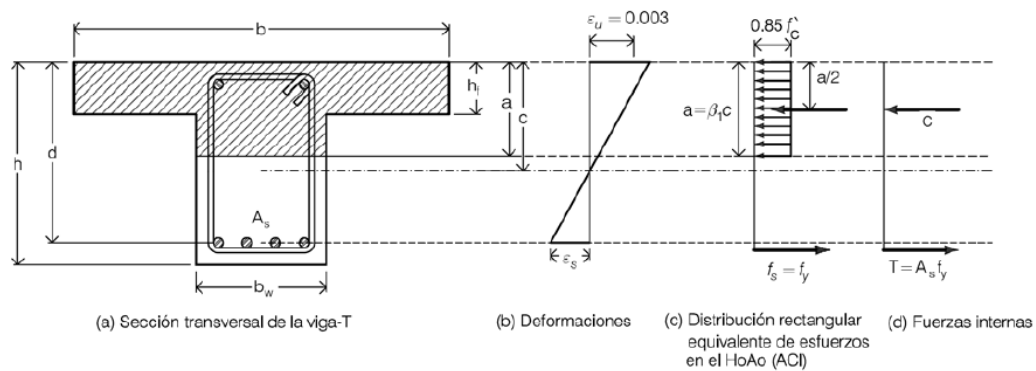
$$M_u = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0,85 * f'_c * b} \right)$$

El cálculo de área de refuerzo se realiza con:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b}{f_y} * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b}} \right)$$

- ❖ $a > h_f$ Si la profundidad del bloque de compresión es mayor al espesor del ala, para el análisis de las vigas cuyas zonas de compresión tiene una figura T. La viga T es dividida en dos vigas hipotéticas, una llamada viga **F**, porque se considera en compresión el ala de la viga T, la otra denominada viga **W** por que se considera la parte del alma que está en compresión.

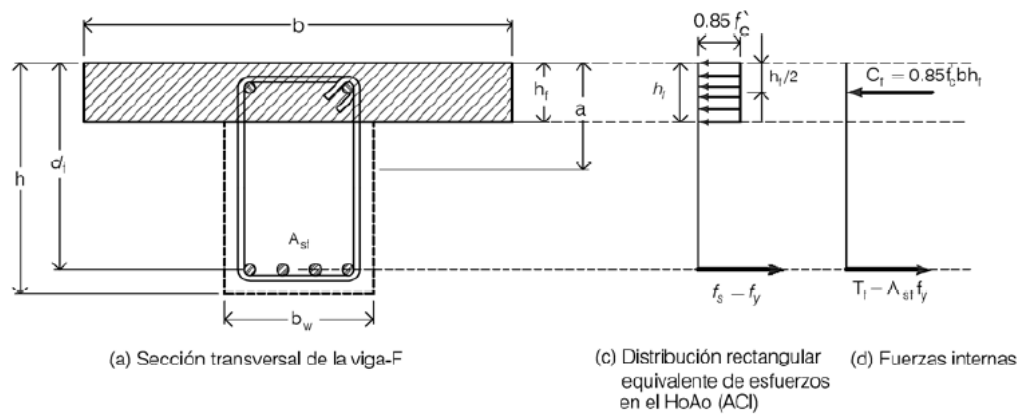
Figura 4.6. Visualización de una viga T



Fuente: Tesis Universidad mayor de San Andrés

Análisis de la viga F

Figura 4.7. Análisis de viga cuando la compresión está en el ala



Fuente: Tesis Universidad mayor de San Andrés

Condición de equilibrio de fuerzas

La fuerza de compresión en el hormigón del ala es:

$$C_f = (0,85 * f'_c) * b * h_f$$

La fuerza de tracción del acero de la viga F es:

$$T_f = A_{sf} * f_y$$

Del equilibrio de fuerzas se tiene que:

$$C_f = T_f$$

Igualando ecuaciones se tiene:

$$(0,85 * f'_c) * b * h_f = A_{sf} * f_y$$

El área de acero de la viga F, se tiene:

$$A_{sf} = \frac{0,85 * f'_c * b * h_f}{f_y}$$

Condición de equilibrio de momentos

Ecuación de momento $M_{nj} = T_f * j_d$

El brazo de palanca, es:

$$j_d = \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

El momento nominal al momento flecto, es:

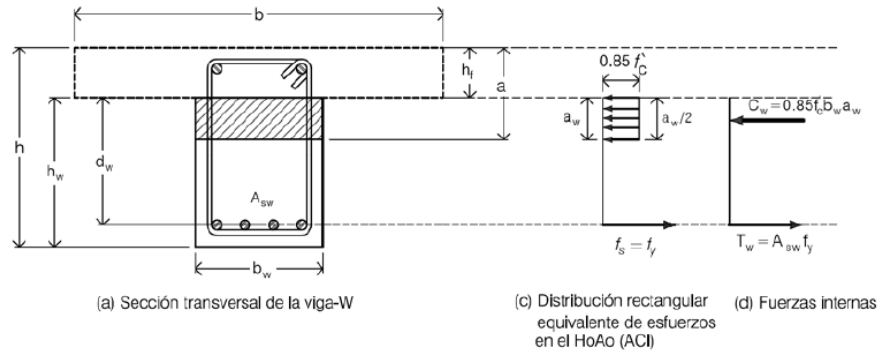
$$M_{nf} = A_{sf} * f_y * \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

La resistencia al momento flector de diseño, resulta:

$$\phi M_n = \phi \left[(0,85 * f'_c) * b * h_f * \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

Análisis de la viga W

Figura 4.8. Análisis de viga cuando la compresión está en el alma



Fuente: Tesis Universidad mayor de San Andrés

Condición de equilibrio de fuerzas

La fuerza de compresión en el hormigón del ala es:

$$C_w = (0,85 * f'_c) * b_w * a_w$$

La fuerza de tracción del acero de la viga F es:

$$T_w = A_{sw} * f_y$$

Del equilibrio de fuerzas se tiene que:

$$C_w = T_w$$

Igualando ecuaciones se tiene:

$$(0,85 * f'_c) * b_w * a_w = A_{sw} * f_y$$

Entonces la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos es:

$$a_w = \frac{A_{sw} * f_y}{0,85 * f'_c * b_w}$$

Condición de equilibrio de momentos

Ecuación de momento M_{nw} basado en $M_{nw} = T_w * j_d$

La sumatoria de momentos alrededor de la línea de acción de la fuerza de compresión, C_w .

El brazo de palanca, es:

$$j_d = \left[d - h_f - \left(\frac{a - h_f}{2} \right) \right]$$

El momento nominal al momento flector, es:

$$M_{nw} = A_{sw} * f_y * \left[d - h_f - \left(\frac{a - h_f}{2} \right) \right]$$

La resistencia al momento flector resistente de diseño, resulta:

$$\phi M_{nw} = \phi * \left\{ A_{sw} * f_y * \left[d - h_f - \left(\frac{a - h_f}{2} \right) \right] \right\}$$

4.1.7 Diseño de una viga T

El momento nominal al momento flector de la viga T, es igual a la suma de momentos nominales de la viga F y W.

La profundidad del bloque de compresión, a es:

$$Viga - T = VigaF + Viga W$$

La profundidad del bloque de compresión, a es:

$$a = a_w + a_f$$

$$a = \frac{A_{sw} * f_y}{0,85 * f'_c * b_w} + h_f$$

4.1.8 Armadura mínima

Las vigas T con regiones de momento positivo con el ala en compresión en regiones de momento negativo donde el ala está en tracción, se debe revisar que

$A_s = A_{sf} + A_{sw}$ exceda al A_s mínimo.

$$A_{s_{mini}} \geq \begin{cases} \frac{0,8 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \\ \frac{14}{f_y} * b_w * d \end{cases}$$

4.1.9 4Diseño de la viga T

Sección Transv.	Materiales	Cargas
Ancho alma $b_w = 0,30$ m	Hormigón peso normal	Momento ultimo

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 2,40 * 1200}{500} = 122,40 \text{ mm}^2$$

Esta armadura “necesaria” debe ser comparada con los límites de la armadura, prescritas por la normativa:

Cálculo de armadura mínima

Es decir:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w * d = \frac{\sqrt{25}}{4 * 500} * 1200 * 466 = 1398,00 \text{ mm}^2$$

Como la armadura mínima es mayor que la necesaria se calcula con la mínima: la armadura de diseño $A_s = 1398,00 \text{ mm}^2$

Asumiendo un diametro de 16 mm tenemos:

$$N_{barra} = \frac{A_s}{A_{barra}} = \frac{1398,00}{201,00} = 6,95 = 7 \text{ barras}$$

Espaciamento calculado:

$$d_v = 6 \text{ mm}$$

$$r_{geo} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Calculado} = \frac{b - 2r_{geo} - N_{barras} * d_{barras} - 2d_{estr}}{N_{barras} - 1}$$

$$\text{Calculado} = \frac{300 - 2 * 30 - 7 * 16 - 2 * 6}{7 - 1} = 19,33 \text{ mm}$$

Dado que la ubicación no cumple con lo mínimo especificado en la norma se dispondrá la armadura en dos capas 5 barras en la capa inferior y 2 en la 2da capa

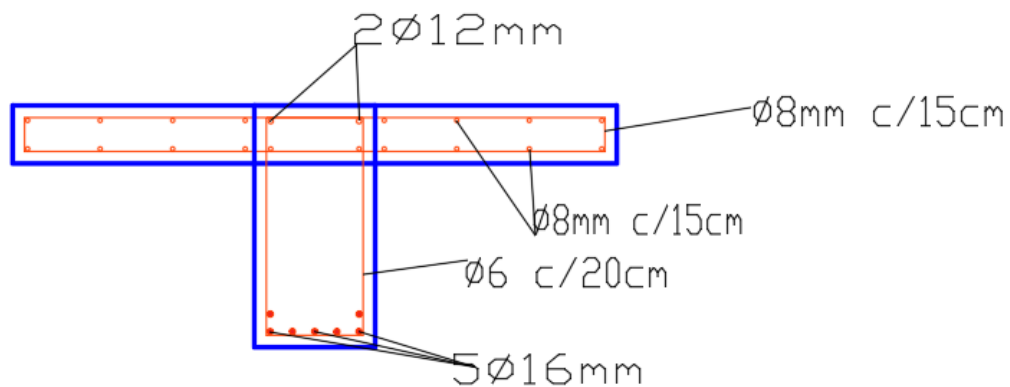
$$\text{Calculado} = \frac{300 - 2 * 30 - 5 * 16 - 2 * 6}{5 - 1} = 37,00 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo:

$$S \leq \begin{cases} 380 * \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,50C_c = 380 * \left(\frac{280}{333,33}\right) - 2,50 * 36 = 229,20 \text{ mm} \\ 300 * \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 * \left(\frac{280}{333,33}\right) = 252,00 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{\max} = 229,20 \text{ mm}$$

Figura 4.9. Detalle de armadura en la viga T



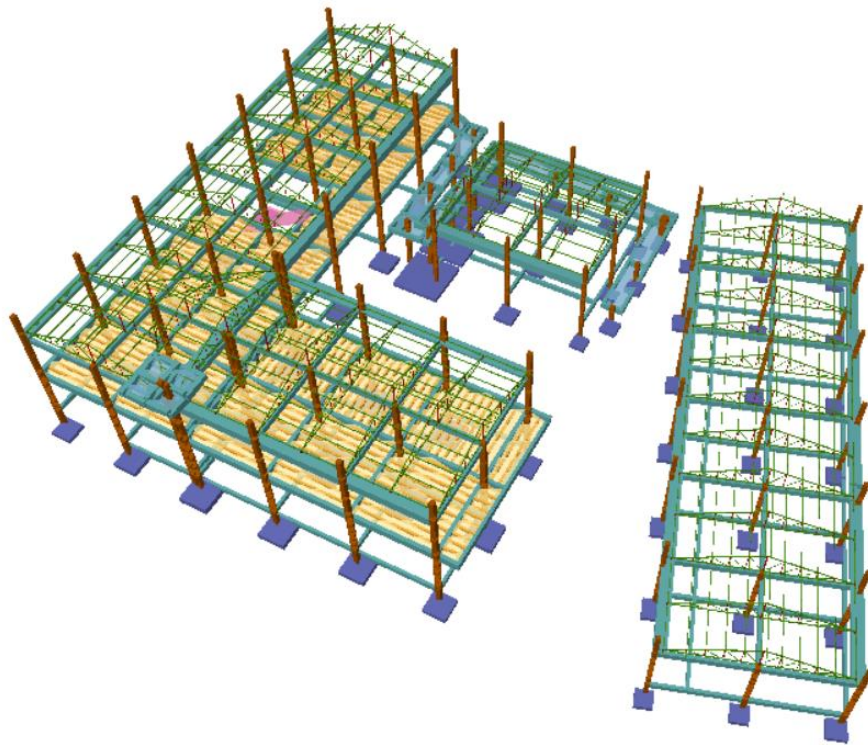
Fuente: Elaboracion propia

4.2 Análisis de Losa maciza

Diseño de una losa maciza

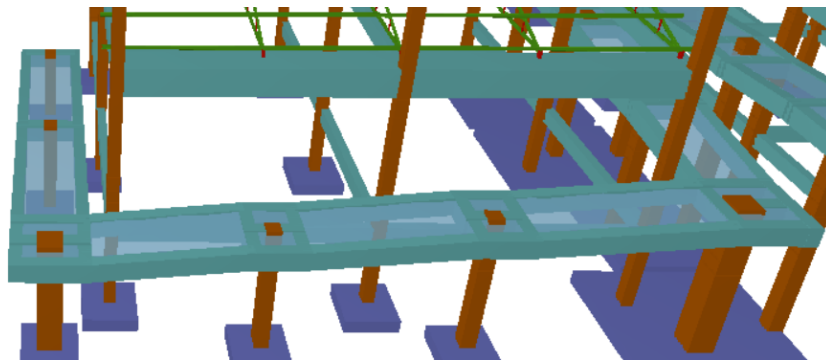
Reciben este nombre aquellas losas en las que todo su espesor o peralte se encuentra constituido por hormigón, complementadas con su correspondiente armadura, colocada para resistir los esfuerzos de flexión generados por los momentos flectores que producen las cargas. La losa maciza cubre tableros cuyos bordes descansan en vigas a las que transmite su carga y estas a la vez a las columnas. Tienen la desventaja de no aislar el ruido, calor y vibraciones además de ser pesadas, pero cuentan con la ventaja de tener un proceso constructivo sencillo y de ser fácilmente adaptable a diseños irregulares.

Figura 4.10 Modelación de la rampa con losa maciza



Fuente: Cypecad 2018

Figura 4.11. Visualización en planta de la rampa en losa maciza



Fuente: Cypecad 2018

4.2.1 El espesor mínimo de losas con vigas en apoyo interiores

Las losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados, proporcionan los siguientes espesores mínimos:

- a) Para $0,20 < a_{fm} < 2,00$ el espesor mínimo de h no debe ser menor que:

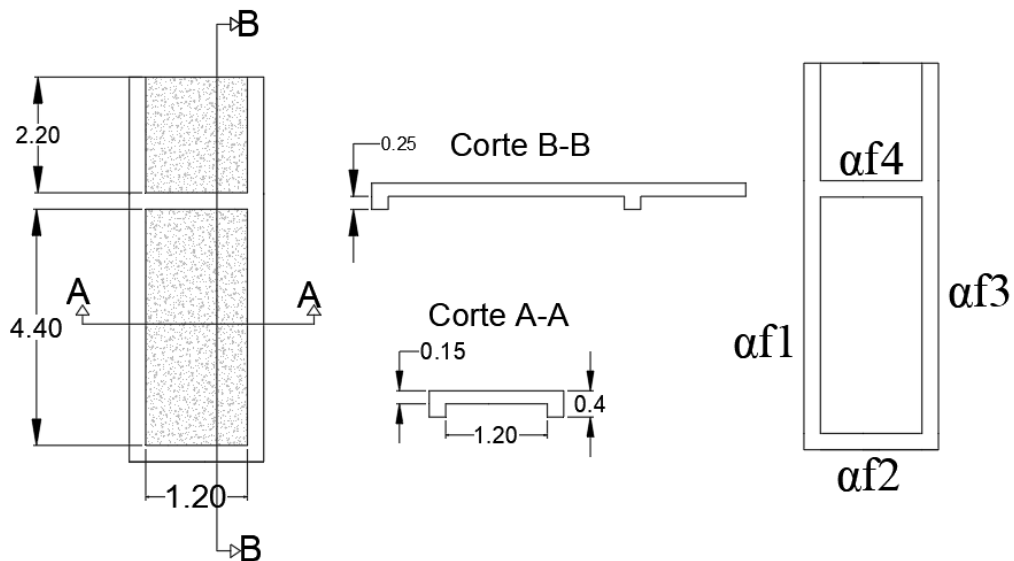
$$h \geq \frac{l_1 * \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5 * \beta(a_{fm} - 0,20)} \geq 12,50 \text{ cm}$$

- b) Para $a_{fm} > 2,00$ el espesor mínimo de h no debe ser menor que:

$$h \geq \frac{l_1 * \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \geq 9,00 \text{ cm}$$

4.2.2 Diseño estructural de la losa maciza

Figura 4.12. Vista en planta y cortes de la rampa de diseño



Fuente: Elaboración propia

$$l_1 = 4.400,00 \text{ mm}$$

$$l_2 = 1.200,00 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{4.400,00}{1.200,00} = 3,67$$

Cálculo de una altura tentativa de la losa

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

$$h_{\text{losa}} = \frac{(2 * 4.400,00 + 2 * 1.200,00)}{180} = 62,22 \text{ mm}$$

Inercias de viga

Sección de la viga= 250 mm x 400 mm

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{250 * 400^3}{12} = 1.333,0 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Inercia aproximada de la viga con ala efectiva

Viga de borde

$$I_b = 1,5 \frac{b * h^3}{12} = 1,5 * \frac{250 * 400^3}{12} = 2000 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Viga central

$$I_b = 2 * \frac{b * h^3}{12} = 2 * \frac{250 * 400^3}{12} = 2.666,67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Cálculo de α_f ($E_{cb}=E_{cs}$)

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{Cb} * I_b}{E_{CS} * I_b} = \frac{200 \times 10^6}{\frac{(575 + 250) \times 100^3}{12}} = 29,09$$

$$\alpha_{f2} = \frac{E_{Cb} * I_b}{E_{CS} * I_b} = \frac{2.666,67 \times 10^6}{\frac{(3200 + 3200 + 250) \times 100^3}{12}} = 4,81$$

$$\alpha_{f3} = \frac{E_{Cb} * I_b}{E_{CS} * I_b} = \frac{200 \times 10^6}{\frac{(575 + 250) \times 100^3}{12}} = 29,09$$

$$\alpha_{f4} = \frac{E_{Cb} * I_b}{E_{CS} * I_b} = \frac{2.666,67 \times 10^6}{\frac{(3200 + 3200 + 250) \times 100^3}{12}} = 4,81$$

$$\alpha_{fm} = \frac{29,04 + 4,81 + 29,04 + 4,81}{4} = 16,93 > 2$$

Entonces:

$$h \geq \frac{l_1 * (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$$

$h \geq 90$ mm (se elige el mayor)

$$h \geq \frac{4.400,00 * (0,8 + \frac{500,00}{1.400,00})}{36 + 9 * 3,67}$$

$$h \geq 73,76 \text{ mm}$$

Recubrimiento de diseño: $rec = 20$ mm NB 1225001 (7.7)

Se adoptaría 100 mm. de la losa maciza, pero si consideramos que el recubrimiento mínimo que nos da la NB1225001-1 apartado 7.7 para este tipo de losa es 20 mm no cumpliría con el espaciamiento libre entre barras, es por tal motivo que se decide trabajar con una altura mínima de $h=150$ mm.

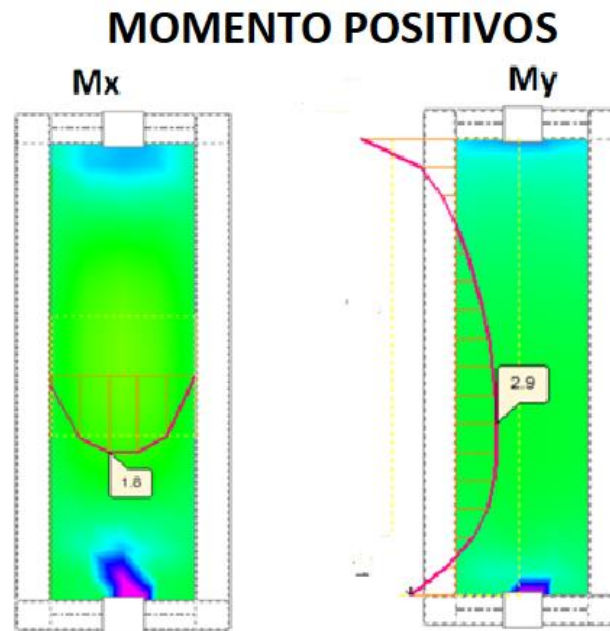
Armadura para momentos positivos en la dirección x-y

Analizamos para un ancho unitario

$l_{1x} = 4,40$ (m). longitud entre caras de apoyo

$l_{2y} = 1,20$ (m). longitud entre caras de apoyo

Figura 4.13. Momentos positivos actuantes en la losa maciza de la rampa



Fuente: Cypecad 2018

$$M_x = +1,80 \text{ Kn x m} = 1.800,00 \times 10^3 \text{ N-mm}$$

$$M_y = +2,90 \text{ Kn x m} = 2.900,00 \times 10^3 \text{ N-mm}$$

Análisis por rectángulo equivalente de Whitney para hallar la profundidad del bloque de compresión (a)

$$M = N_c * Z$$

$$\emptyset = 0,9$$

$$M_{(x,y)} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_{(x,y)} * \left(h - r - \frac{a_{(x,y)}}{2} \right)$$

$$a_x = 0,83 \text{ mm}$$

$$a_y = 1,34 \text{ mm}$$

$$N_{C1} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_x$$

$$N_{C2} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_y$$

$$N_{C1} = 0,85 * 0,90 * 25 * 1000 * 0,83$$

$$N_{C2} = 0,85 * 0,90 * 25 * 1000 * 1,34$$

$$N_{C1} = 15.873,75 \text{ N}$$

$$N_{C2} = 25.627,50 \text{ N}$$

$$\sigma_x = \frac{N_{c1}}{A}$$

$$A_{Sx} = 31,75 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{N_{c2}}{A}$$

$$A_{Sy} = 51,25 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima en losa maciza

En el apartado 7.12.2 nos da La cuantía de la armadura de retracción y temperatura debe será menos igual a los valores dados a continuación

$$\rho = \frac{A_s}{b * h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es $\rho=0,0015$

$$A_{S_{\text{mini}}} = 0,0015 * 1000 * 150 = 225 \text{ mm}^2$$

Como la armadura mínima es mayor que la necesaria para los momentos x, y se diseña con la mínima

$$5\emptyset 8 = A_s = 251 \text{ mm}^2$$

Separación máxima y mínima

Diámetro del agregado 19 mm

$$S \geq \frac{4}{3} * 19 = 25,33 \text{ mm}$$

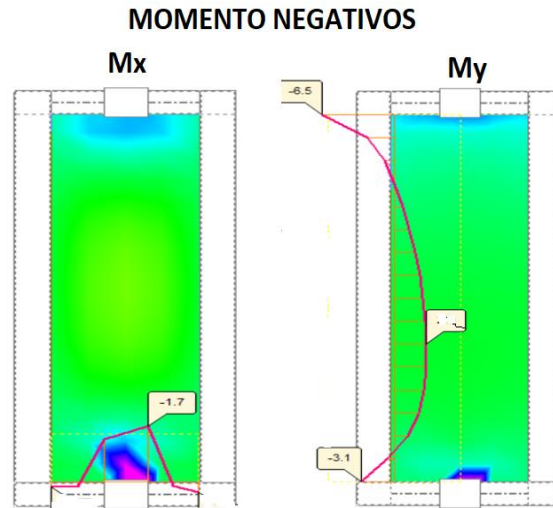
$$S \leq \begin{cases} 3 * (150) = 450 \text{ mm} \\ 25 * (8) = 200 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación Calculada

$$S = \frac{bw}{N_{\text{barra}} - 1} = \frac{1000}{5 - 1} = 250 \text{ mm cumple}$$

Armadura para momentos negativos en la dirección x-y

Figura 4.14. Momentos negativos de diseño en la losa maciza de la rampa



Fuente: Cypecad 2018

$$M_x = -1,70 \text{ Kn-m} = -1.700 \times 10^3 \text{ N-mm}$$

$$M_y = -6,50 \text{ Kn-m} = -6.500 \times 10^3 \text{ N-mm}$$

Análisis por rectángulo equivalente de Whitney para hallar la profundidad del bloque de compresión (a)

$$M = N_c * Z$$

$$\emptyset = 0,9$$

$$M_{(x,y)} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_{(x,y)} * \left(h - r - \frac{a_{(x,y)}}{2} \right)$$

$$a_x = 0,78 \text{ mm}$$

$$a_y = 2,59 \text{ mm}$$

$$N_{C1} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_x$$

$$N_{C2} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_y$$

$$N_{C1} = 0,85 * 0,90 * 25 * 1000 * 0,78$$

$$N_{C2} = 0,85 * 0,90 * 25 * 1000 * 2,59$$

$$N_{C1} = 14.917,50 \text{ N}$$

$$N_{C2} = 49.533,75 \text{ N}$$

$$\sigma_x = \frac{N_{C1}}{A}$$

$$\sigma_y = \frac{N_{C2}}{A}$$

$$A_{s_x} = 29,84 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_y} = 99,07 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima en losa maciza

En el apartado 7.12.2 nos da La cuantía de la armadura de retracción y temperatura debe será menos igual a los valores dados a continuación

$$\rho = \frac{A_s}{b * h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es $\rho=0,0015$

$$A_{s_{\text{mini}}} = 0,0015 * 1000 * 150 = 225 \text{ mm}^2$$

Como la armadura mínima es mayor que la necesaria para los momentos x, y se diseña con la mínima

$$5\emptyset 8 = A_s = 251 \text{ mm}^2$$

Diámetro del agregado 19 mm

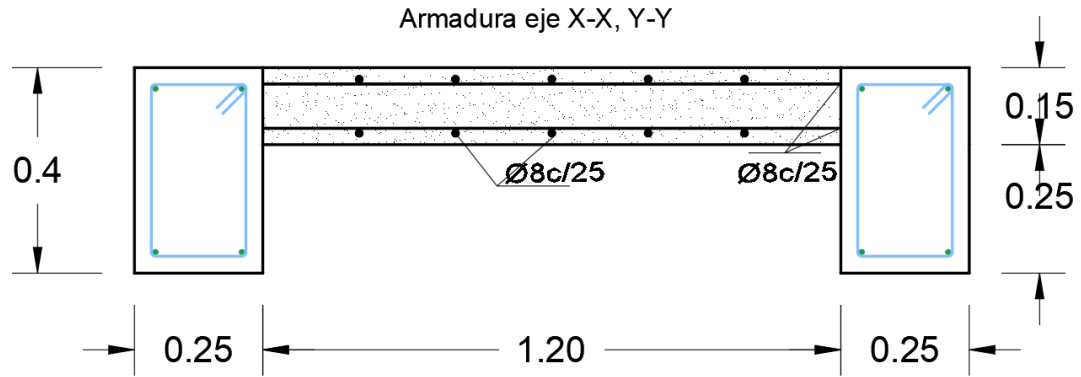
$$S \geq \frac{4}{3} * 19 = 25,3 \text{ mm}$$

$$S \leq \begin{cases} 3 * (150) = 450 \text{ mm} \\ 25 * (8) = 200 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 30 \text{ mm} \end{cases}$$

Separación Calculada

$$S = \frac{bw}{N_{\text{barra}} - 1} = \frac{1000}{5 - 1} = 250 \text{ mm cumple}$$

Figura 4.15. Distribución de la armadura en la losa maciza



Fuente: Elaboración propia

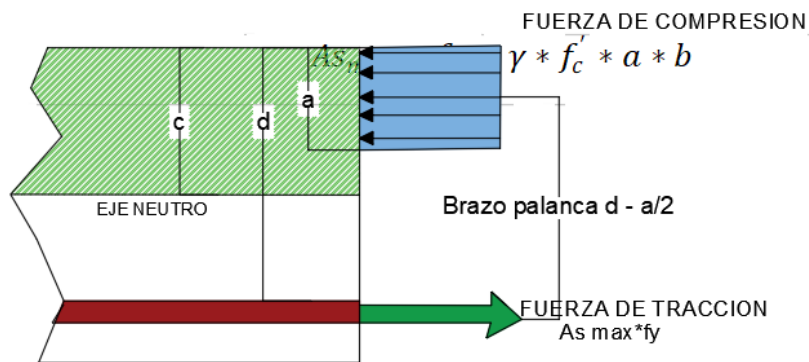
4.3 Comparación técnica

Para realizar la comparación técnica realizaremos un análisis de esfuerzos resistentes en la sección analizadas

4.3.1 Análisis de viga T

Armadura provista: $7\text{Ø}16 = 1407 \text{ mm}^2$

Figura 4.16. Diagrama de fuerzas del bloque de compresion



Fuente: Elaboración propia

Se realiza sumatoria de fuerzas respecto en dirección "X"

$$\sum F_x = 0$$

TRACCION = COMPRESION

$$As_{max} * f_y = \gamma * f'_c * a * b$$

$$a = \frac{As_{nec.} * f_y}{\gamma * f'_c * b} = \frac{1.407,00 * 500}{0,85 * 25 * 300} = 110,35 \text{ mm}$$

Suma de momento respecto al centro del bloque de compresión

$$\sum M_{max} = 0$$

$$M_{max} = As_{nec} * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = As_{nec.} * f_y * \left(d - \frac{As_{nec.} * f_y}{2 * \gamma * f'_c * b}\right)$$

$$M_{max} = 1.407,00 * 500 * \left(466,00 - \frac{110,35}{2}\right) = 289,01 \text{ Kn} * m$$

4.3.2 Análisis de losa maciza

$$\sum F_x = 0$$

TRACCION = COMPRESION

$$As_{max} * f_y = \gamma * f'_c * a * b$$

$$a = \frac{As_{nec.} * f_y}{\gamma * f'_c * b} = \frac{225,00 * 500}{0,85 * 25 * 1000} = 4,41 \text{ mm}$$

Suma de momento respecto al centro del bloque de compresión

$$\sum M_{max} = 0$$

$$M_{max} = As_{nec.} * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= As_{nec.} * f_y * \left(d - \frac{As_{nec.} * f_y}{2 * \gamma * f'_c * b}\right) = 500 * 500 * \left(115 - \frac{4,41}{2}\right) \\ &= 36,95 \text{ Kn} * m \end{aligned}$$

4.4 Comparación económica

El presente análisis se realizará para un metro cubico de hormigón armado

4.4.1 Para la viga T

$$1m^3 = A * L$$

$$L = \frac{1m^3}{A} = \frac{1m^3}{0,245m^2} = 4,02 m$$

Tabla 4.1. Análisis de precios unitarios de una viga T

VIGA T DE H°. A°.

Nº P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
A MATERIALES					
1	- Cemento	kg	350.0000	1.050	367.5000
2	- Fierro corrugado	kg	123.0000	10.800	1,328.4000
3	- Arena	m³	0.5000	120.750	60.3750
4	- Grava	m³	0.9000	120.750	108.6750
5	- Agua	l	0.3000	0.023	0.0069
6	- Madera construccion	pie²	80.0000	8.000	640.0000
7	- Clavos	kg	2.0000	18.600	37.2000
8	- Alambre de amarre	kg	2.0000	17.500	35.0000
> D TOTAL MATERIALES				(A) =	2,577.1569
B MANO DE OBRA					
1	- Albañil	hr	10.0000	20.300	203.0000
2	- Ayudante	hr	20.0000	12.200	244.0000
3	- Encofrador	hr	18.0000	20.500	369.0000
4	- Armador	hr	10.0000	20.500	205.0000
> E SUBTOTAL MANO DE OBRA				(B) =	1,021.0000
F Cargas Sociales		55.00% de		(E) =	561.5500
O Impuesto al Valor Agregado		14.94% de		(E+F) =	236.4330
> G TOTAL MANO DE OBRA				(E+F+O)	1,818.9830
C EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
1	- Mezcladora	hr	1.0000	20.000	20.0000
2	- Vibradora	hr	0.8000	15.000	12.0000
H Herramientas menores		5.00% de		(G) =	90.9492
> I TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO				(C+H) =	122.9492
> J SUB TOTAL				(D+G+I) :	4,519.0891
L Gastos generales y administrativos		10.00% de		(J) =	451.9089
M Utilidad		10.00% de		(J+L) =	497.0998
> N PARCIAL				(J+L+M)	5,468.0978
P Impuesto a las Transacciones		3.09% de		(N) =	168.9642
> Q TOTAL PRECIO UNITARIO				(N+P) =	5,637.0620
> PRECIO ADOPTADO:					5,637.06
Son: Cinco Mil Seiscientos Treinta y Siete con 06/100 Bolivianos					

Fuente: Elaboración propia

4.4.2 Para losa maciza

$$1m^3 = A * L$$

$$L = \frac{1m^3}{A} = \frac{1m^3}{0,38m^2} = 2,63 m$$

Tabla 4.2. Análisis de precios unitarios de losa maciza

LOSA MACIZA DE H°A°

N° P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
A MATERIALES					
1	- Cemento	kg	350.0000	1.050	367.5000
2	- Arenilla	m³	0.6000	107.100	64.2600
3	- Grava	m³	0.8000	120.750	96.6000
4	- Madera encofrado	pie²	75.0000	7.100	532.5000
5	- Acero estructural	kg	44.0000	0.050	2.2000
6	- Clavos	kg	1.5000	18.600	27.9000
7	- Alambre de amarre	kg	1.5000	17.500	26.2500
> D TOTAL MATERIALES				(A) =	1,117.2100
B MANO DE OBRA					
1	- Albañil	hr	8.0000	20.300	162.4000
2	- Ayudante	hr	20.0000	12.200	244.0000
3	- Armador	hr	18.0000	20.500	369.0000
4	- Encofrador	hr	18.0000	20.500	369.0000
> E SUBTOTAL MANO DE OBRA				(B) =	1,144.4000
F Cargas Sociales		55.00% de		(E) =	629.4200
O Impuesto al Valor Agregado		14.94% de		(E+F) =	265.0087
> G TOTAL MANO DE OBRA				(E+F+O)	2,038.8287
C EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
1	- Mezcladora	hr	1.0000	20.000	20.0000
2	- Vibradora	hr	0.8000	15.000	12.0000
H Herramientas menores		5.00% de		(G) =	101.9414
> I TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO				(C+H) =	133.9414
> J SUB TOTAL				(D+G+I) :	3,289.9801
L Gastos generales y administrativos		10.00% de		(J) =	328.9980
M Utilidad		10.00% de		(J+L) =	361.8978
> N PARCIAL				(J+L+M)	3,980.8759
P Impuesto a las Transacciones		3.09% de		(N) =	123.0091
> Q TOTAL PRECIO UNITARIO				(N+P) =	4,103.8850
> PRECIO ADOPTADO:					4,103.89

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.3. Comparación económica

	UNIDAD	CANT.	PREC. UNIT.	PRES. GENERAL	DIFERENCIA %
VIGAS T H°A°	M ³	11,94	5,637.06	67.306,50	11,44
LOSA LLENA DE H°A°	M ³	18,52	4,103.89	76.004,04	

Fuente: Elaboración propia

Realizada la comparación técnica económica se puede concluir mediante el análisis de precios unitarios que la construcción de una viga T para la rampa de acceso es un 11,44% más económica, y tiene una resistencia nominal mayor que una losa maciza por lo tanto se optó por realizar el diseño con una viga T.

CAPITULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones:

Del presente proyecto, diseño estructural “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO COLEGIO DE RANCHO SUD – SAN LORENZO”, se llegó a las siguientes conclusiones:

- ❖ Se ejecuto el estudio de suelo con la empresa CONSUR-CAT y levantamiento topográfico en el lugar de emplazamiento de la obra, haciendo la respectiva verificación, la cual nos muestra una capacidad portante del suelo de 1,25 Kg/cm² a una profundidad de 3 m.
- ❖ Se realizó el análisis de cargas de la estructura se tomó en cuenta las sobrecargas de servicio y cargas muertas prescritas en la normativa NB1225002-2. El análisis de carga se encuentra en el ANEXO 3.
- ❖ Haciendo un análisis del diseño para la cubierta metálica de la estructura de sustentación con de perfiles de acero conformado en frio por la norma AISI-LFRD. Después de un análisis técnico y económico se optó por trabajar con una cercha tipo HOWE TRIANGULAR a una separación de cercha de 2,70 m.
- ❖ Analizando los esfuerzos a los que están sometido los elementos estructurales se ejecutó el cálculo y diseño estructural de las vigas y columnas de hormigón armado priorizando la optimización y comprobaciones correspondientes para la situación más crítica, siendo la sección calculada la más adecuada. Analizando la cantidad de acero por metros cubico en columna tenemos 157,00 kg/m³ y en vigas tenemos una cantidad de acero de 75,00 kg/m³

Para el diseño de entrepiso en base a un análisis se decidió realizar el diseño de losas alivianadas de viguetas pretensadas con complemento de poliestireno, la altura de la losa es de 0,25 m y se verificaron las mismas de acuerdo a las solicitaciones empleadas en el diseño como ser esfuerzos y deflexión.

- ❖ En base al análisis de esfuerzos solicitante que llegan a la fundación se determinó realizar la fundación con zapatas aisladas cuadradas son adecuadas de acuerdo al suelo de fundación existente, la zapata de análisis es la más desfavorable de una sección de 2,30 m de lado y 0,40 m de alto.
- ❖ El análisis del aporte académico es una comparación económica y técnica entre una viga T y una losa maciza que sirve para rampa de acceso, donde mediante el análisis técnico económico se vio como la opción más conveniente realizar el diseño con viga T, como se detalla en los planos estructurales.
- ❖ Haciendo un análisis de lo que es el presupuesto, este tiene un precio referencial de aproximadamente de 2,529,685.47 bolivianos (Dos Millones Quinientos Veintinueve Mil Seiscientos Ochenta y cinco con 47/100 bolivianos). Por el área de construcción tenemos un precio de 206,825 \$u\$/m² de construcción.
- ❖ El tiempo estimado de ejecución de obra es de 166 días calendarios según el cronograma estimado de actividades realizado.

5.2 Recomendaciones:

En base al desarrollo del presente proyecto, se plantea las siguientes recomendaciones:

- ❖ Se recomienda que, al momento de realizar la introducción de cargas, normas a utilizar tanto para la estructura de hormigón como para la cubierta ya que en base a estos datos el programa ara un análisis y un diseño de los elementos.
- ❖ Dado que uno de los factores que determina el éxito o el fracaso de un diseño estructural, se recomienda que, en la etapa de construcción, realizar la verificación de las condiciones del suelo mediante estratigrafía, o en todo caso realizar un nuevo estudio de suelo a la hora de emplazamiento del proyecto.
- ❖ Con el objetivo de realizar una estructura económica se debe uniformizar los elementos estructurales para que constructivamente sea más rápido y fácil.
- ❖ Para realizar una correcta ejecución del proyecto de cada ítem se recomienda respetar y seguir las especificaciones técnicas que se encuentran en el ANEXO 9^a.