

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1. El problema

De acuerdo a los últimos registros de estudiantes que terminan el nivel secundario y los estudiantes que siguen sus estudios en las universidades, se notó un gran abandono por diferentes motivos ya sea económicos, familiares, etc.

La demanda de carreras técnicas en la sociedad ha ido en aumento y dado que estas solo las ofrecen institutos privados lo que se busca es construir una infraestructura que cumpla con las características para que la población pueda acceder a cursos de carreras técnicas de forma gratuita y segura.

1.1.1. Planteamiento del Problema

La necesidad de que exista un instituto técnico para las personas que deseen continuar sus estudios, donde puedan obtener el grado académico hasta nivel superior a nivel técnico en las carreras de (Mecánica automotriz, gastronomía, estilista y otras), es lo que el Gobierno Autónomo Municipal de Yacuiba busca resolver.

1.1.2. Formulación

Con la construcción del técnico humanístico se pretende resolver el problema, para esto se plantean las siguientes alternativas:

- Uso de los ambientes del colegio San Isidro
- Construir una nueva infraestructura que tenga todas las condiciones necesarias

Se optó por la segunda alternativa dado que en el colegio San Isidro no cuenta con los ambientes necesarios para los talleres prácticos para las carreras técnicas como (Mecánica auto motriz, Gastronomía, Estilista, computación) el Gobierno Autónomo Municipal de Yacuiba decide la construcción del técnico Humanístico de tres niveles con cubierta metálica y una rampa de acceso.

1.1.3. Sistematización

En base a la solución escogida, la construcción de una nueva infraestructura se realizará con los siguientes elementos:

Cubierta: Armadura metálica con calamina

Entre piso: Losa alivianada, losa maciza

Estructura de sustentación: Pórtico de Hormigón Armado

Fundaciones: Zapatas aisladas

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

- Realizar el diseño estructural del Técnico Humanístico CEA Yacuiba Adultos Distrito 2, Gran Chaco Tarija, garantizando la estabilidad estructural aplicando la normativa NB1225001 para el diseño de elementos de hormigón y AISI-LFRD para el diseño de las estructuras metálicas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar el estudio de suelos y topografía, para el dimensionamiento de la fundación de la estructura, y la cota de terreno para que el sistema de alcantarillado sanitario funcione por gravedad.
- Realizar el análisis de cargas, el análisis de carga se realiza para obtener los esfuerzos más desfavorables a lo que estarán sometidos los elementos estructurales.
- Diseñar la cubierta metálica, determinar la separación entre cerchas y el perfil que mejor se ajuste a los esfuerzos causados por las cargas actuantes en la cubierta.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales, determinando sus dimensiones en base a los esfuerzos producidos por las cargas analizadas.
- Dimensionar la fundación, de acorde a los resultados obtenidos en el estudio de suelos.

- Elaborar los planos estructurales del Técnico Humanístico CEA Yacuiba Adultos Distrito 2.
- Realizar el computo métrico, para tener un precio aproximado de la obra gruesa de la estructura.
- Elaborar el cronograma de ejecución, con el objetivo de planificar el tiempo de ejecución de cada actividad de la obra y por consiguiente el tiempo de ejecución de la misma.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

Es vital para la graduación del universitario, aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos en los años de formación de la carrera de ingeniería civil, en lo referente a estructuras.

Se profundizan conocimientos adquiridos en las asignaturas de Topografía I-II, Suelos I-II, Hormigón Armado I-II, planteando la solución a los problemas que se presente en el diseño estructural.

El aporte académico que dejará el estudiante a la universidad, dicho aporte servirá a futuras generaciones

1.3.2. Técnica

Para el cálculo de una estructura existen normativas y métodos para que el proyectista pueda adoptar criterios y recomendaciones con la finalidad que el diseño estructural sea el más óptimo para la función que desempeñara la estructura en su vida útil.

Para el caso del diseño estructural del “**Técnico Humanístico CEA Yacuiba Adultos, distrito 2**”, se utilizará la normativa NB1225001 para determinar las dimensiones de los elementos estructurales que favorezcan al aspecto económico del proyecto, pero también que cumpla con los requisitos de seguridad.

1.3.3. Social

Brindar una oportunidad a aquellas personas que no cuentan con un grado de nivel académico a nivel técnico y el apoyo para formar profesionales con carreras técnicas ha sido una necesidad que se pretende atender con la construcción de esta infraestructura.

1.4. Alcance del proyecto

1.4.1. Aporte Académico

El aporte académico que se desarrolla en este proyecto es:

Como el proyecto **Técnico Humanístico CEA Yacuiba Adultos Distrito 2**, tiene una cantidad considerable de cubierta a cubrir con estructura metálica, se pretende hacer una comparación económica y técnica de las cerchas TIPO WARREN TRIANGULAR y WARREN TRAPEZOIDAL, analizando sus ventajas y desventajas de cada uno.

1.5. Localización del proyecto

Este proyecto se encuentra ubicado en el Municipio de Yacuiba Provincia Gran Chaco Departamento de Tarija.

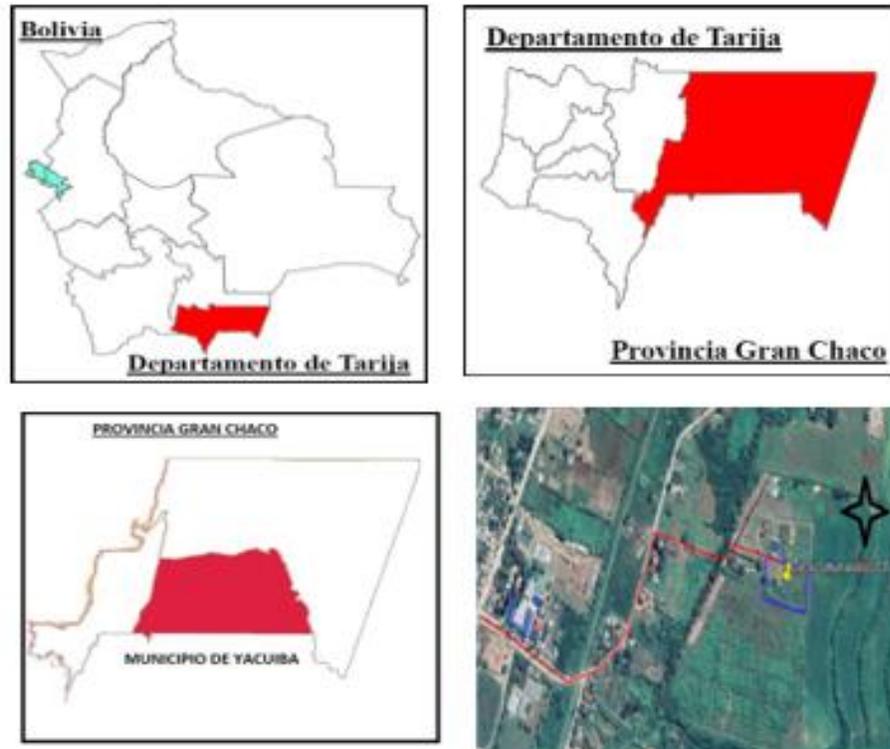
El proyecto se emplazará en el Barrio San Isidro más específicamente en la Av. Santa Cruz y calle San Isidro.

Coordenada Este: 21°58'58.80”

Coordenada Norte: 63°39'19.23”

El barrio San Isidro es un barrio urbanizado que tiene sus calles y avenidas pavimentadas por ende cuenta con los sistemas de alcantarillado sanitario y sistema de agua potable, también cuenta con energía eléctrica y red de comunicación

Figura 1.1 Ubicación del lugar



Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es un procedimiento por el cual describimos la superficie tanto las características naturales (Accidentes geográficos, pendientes, naturales) y las realizadas por el ser humano como ser (casas, carreteras, etc.)

El objetivo de realizar el levantamiento topográfico es que podamos definir el nivel para ver si cumplen con las pendientes para tener un sistema sanitario de alcantarillado y pluvial por gravedad.

Dependiendo del tipo de levantamiento topográfico tenemos los siguientes:

- Levantamiento topográfico Urbano. - Se realizan en municipios, suelen requerirse por un arquitecto, inmobiliaria, etc. para conocer las medidas exactas de una vivienda o edificación.
- Levantamiento topográfico Catastrales. –

Es el levantamiento topográfico que muestra los límites de la propiedad, plano o gráfico de una ciudad, sección o subdivisión que indica la localización y los límites de las propiedades individuales.

- Levantamientos topográficos de construcción. - Otro uso de este método es su utilización para el establecimiento de las bases de partida de proyectos de ingeniería, sobre todo relacionados con la construcción de infraestructuras, siendo de uso requerido por ingenieros, arquitectos y constructores.
- Levantamientos topográficos hidrográficos. - Tiene como principal finalidad recabar información relativa a las características físicas de área cubiertas por agua.

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

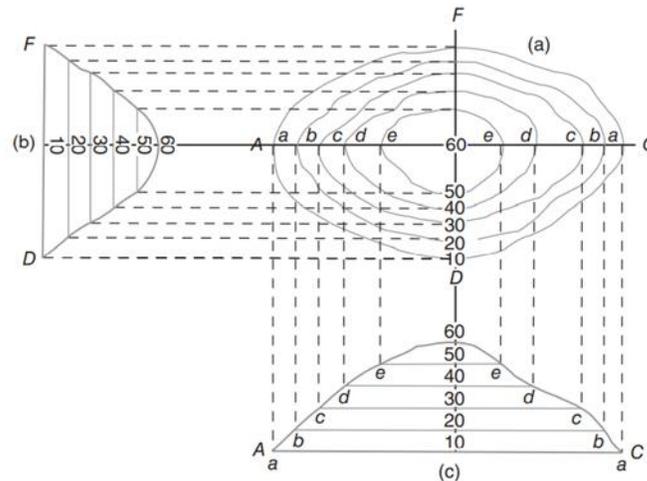


Figura 17.2
(a) Vista en planta de curvas de nivel, (b) y (c) elevaciones.

Fuente: PAUL R. WOLF (Topografía)

2.2. Estudio de suelo

Para realizar un diseño estructural es imprescindible el estudio del lugar de emplazamiento, conocer el perfil geotécnico el esfuerzo admisible y todas las características que se requieran para llevar adelante el diseño de la fundación.

En el diseño de una cimentación adecuada, además de las características estructurales y de las tensiones generadas por el propio edificio, deben tenerse en cuenta los siguientes puntos:

- Características geomecánicas y comportamiento geotécnico (colapsabilidad, expansividad,) de cada capa, definiendo correctamente sus parámetros geotécnicos.
- Factores externos (sismicidad, estabilidad global del entorno geológico...).

Lo que debe cumplir una cimentación, y para ello el correcto estudio del suelo en la zona de desplante y en las afectadas por el bulbo de tensiones de la misma, se puede resumir en:

➤ Estabilidad

Que presente un coeficiente de seguridad adecuado, con un margen más que suficiente entre la capacidad de carga del terreno y la tensión real que transmite la cimentación

➤ Afecciones a construcciones vecinas

Que sus efectos no se noten más allá de los límites de la estructura

➤ Durabilidad

debe tenerse en cuenta cambios en el terreno debidos a variaciones en el nivel freático, deterioro de los hormigones por suelos agresivos, etc...

2.2.1. Granulometría del suelo

Para conocer las propiedades del suelo mecánicas del suelo se tienen que realizar la granulometría que nos permita la clasificación de este material.

La grafica de la granulometría suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas.

Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente en escala (semilogarítmica).

En el eje de las abscisas van el diámetro de las partículas en escala (logarítmica).

Figura 2.2 Curva granulométrica

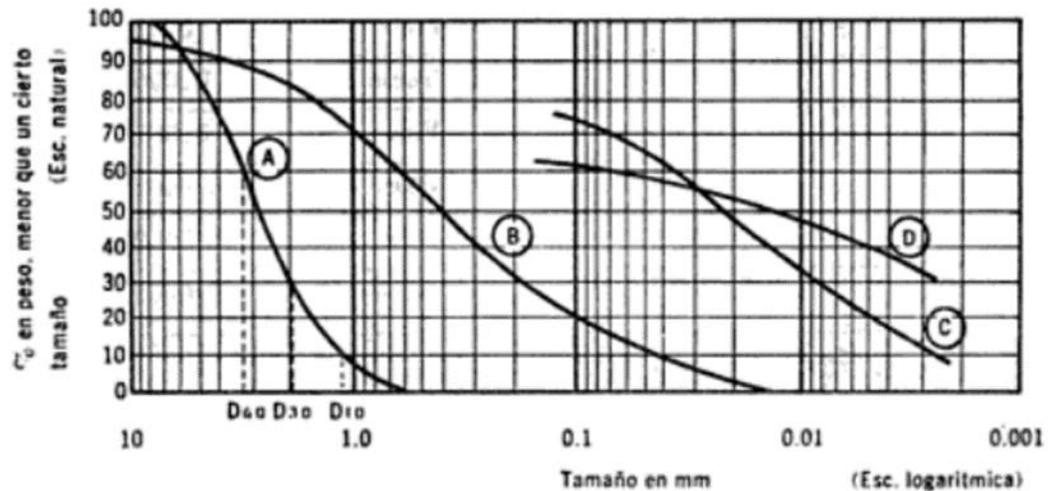


Figura V-1. Curvas granulométricas de algunos suelos.

- A) Arena muy uniforme, de Ciudad Cuauhtémoc, México.
- B) Suelo bien graduado, Puebla, México.
- C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).
- D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

Fuente: Juárez Badillo (Mecánica de suelos)

2.2.2 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg estudian el comportamiento del suelo las cuatro fases: sólido, semisólido, plástico y líquido.

- Límite líquido (LL). - Es cuando el suelo pasa del estado plástico al estado líquido.

Para la prueba de límite líquido, se coloca una pasta de suelo en la copa y se hace un corte en el centro de la pasta de suelo, usando la herramienta de ranurado estándar. Entonces la copa se eleva con la leva accionada por la manivela y se deja caer desde una altura de 10 mm. El contenido de humedad, en porcentaje, necesario para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo de la parte inferior de la ranura después de 25 golpes se define como el límite líquido.

➤ Límite plástico (PL). - El límite plástico se define como el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo al enrollarse en hilos de 3.2 mm de diámetro se desmorona. El límite plástico es el límite inferior del escenario plástico del suelo. La prueba es simple y se realiza mediante rodados repetidos por parte de una masa de tierra de tamaño elipsoidal sobre una placa de vidrio esmerilado.

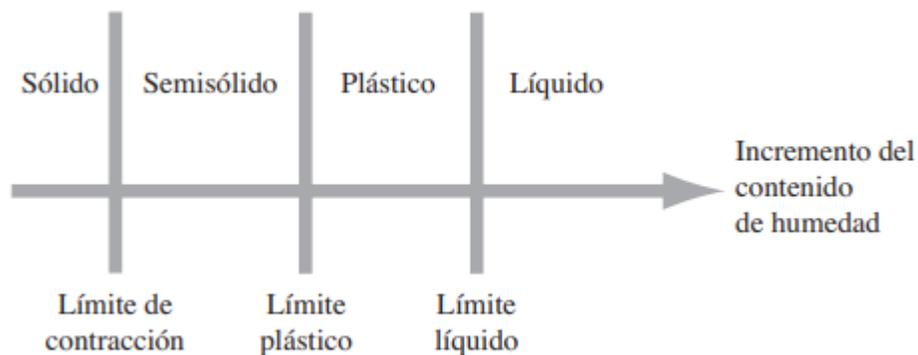
El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo,

$$IP = LL - PL$$

➤ Límite de contracción (SL). - El contenido de humedad, en porcentaje, en el que el cambio de volumen de la masa de suelo cesa se define como límite de contracción.

Pruebas de límite de contracción se llevan a cabo en el laboratorio con un plato de porcelana de unos 44 mm de diámetro y aproximadamente 13 mm de altura. El interior de la cápsula se recubre con gelatina de petróleo y luego se llena completamente con el suelo mojado.

Figura 2.3. Tablas de limites



Fuente: BRAJA M. DAS (Fundamento de Ingeniería Geotécnica)

2.2.3. Clasificación de suelos

2.2.3.1. Sistema de clasificación de suelo método ASSHTO, este sistema el suelo se clasifica al suelo en siete grupos principales: A-1 a A-7. Los suelos que clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz núm. 200. Los suelos donde más de 35% pasa a través del tamiz núm. 200 se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Este sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

- Tamaño de grano Grava: fracción que pasa el tamiz de 75 mm y es retenida en el tamiz núm. 10 (2 mm). Arena: fracción que pasa el tamiz núm. 10 (2 mm) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm). Limo y arcilla: fracción que pasa el tamiz núm. 200.
- . Plasticidad: el término limoso se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 o más.
- Si se encuentran cantos y guijarros (tamaño mayor a 75 mm), se excluyen de la porción de la muestra de suelo en el que se hizo la clasificación. Sin embargo, se registra el porcentaje de este tipo de material.

Figura 2.4 Clasificación ASSHTO 1

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						

Fuente: BRAJA M. DAS (Fundamento de Ingeniería Geotécnica)

Figura 2.5 Clasificación ASSHTO 2

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)				
					A-7
Grupo de clasificación					A-7-5*
					A-7-6†
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)		A-4	A-5	A-6	
Núm. 10					
Núm. 40					
Núm. 200		36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40					
Límite líquido		40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad		10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Suelos limosos			Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante	Regular a malo				

*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$

†Para A-7-6, $PI > LL - 30$

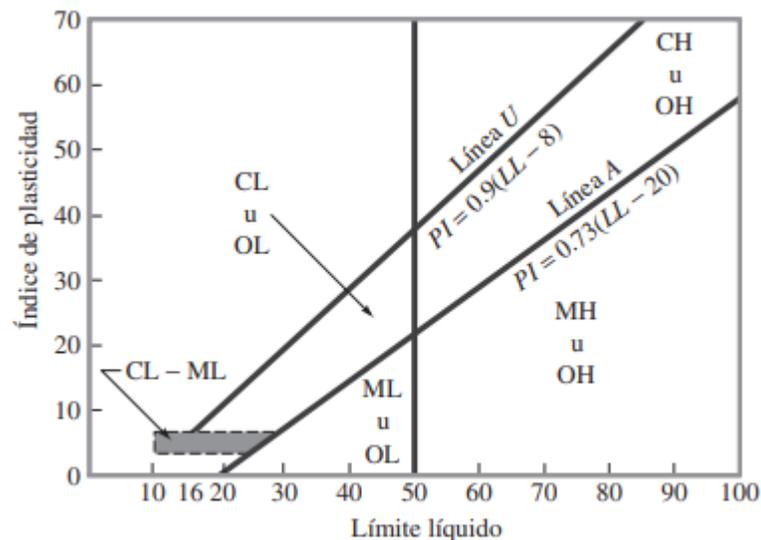
Fuente: BRAJA M. DAS (Fundamento de Ingeniería Geotécnica)

2.2.3.2. Método de clasificación SUCS, El Sistema Unificado de Clasificación se clasifica los suelos en dos grandes categorías:

➤ Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. G es para el suelo de grava o grava, y S para la arena o suelo arenoso.

➤ Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de M, que es sinónimo de limo inorgánico, C para la arcilla inorgánica y O para limos orgánicos y arcillas. El símbolo Pt se utiliza para la turba, lodo y otros suelos altamente orgánicos.

Figura 2.6 Clasificación mediante SUCS



Fuente: BRAJA M. DAS (*Fundamento de Ingeniería Geotécnica*)

2.2.4. Ensayo de la determinación de la capacidad portante del terreno método cono holandés.

Esta prueba también se conoce como prueba de penetración estática, y no se necesitan perforaciones para llevarla a cabo. En la versión original, un cono de 60° con una base

de apoyo de 10 cm² era empujado en el suelo a una velocidad constante de alrededor de 20 mm/s, y se medía la resistencia a la penetración (llamada resistencia de punta).

2.2.5. Ensayo de determinación de la capacidad portante del terreno método de SPT

El ensayo de penetración estándar o SPT, es un tipo de prueba de penetración dinámica, prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico. reconocimiento geotécnico.

2.3. Diseño arquitectónico

Diciplina que tiene por objeto propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos enmarcados dentro de la arquitectura. En esta escala del diseño intervienen factores como los espaciales; higiénico-constructivo y estético-formales.

El diseño arquitectónico es la planificación de los ambientes de la edificación que tanto de sus detalles constructivos como de sus detalles estéticos.

2.4. Idealización estructural

La idealización de la estructura es fundamental y el primer paso para el diseño estructural, consiste en considerar una estructura formada por elementos ideales, que facilitan su análisis y cálculo.

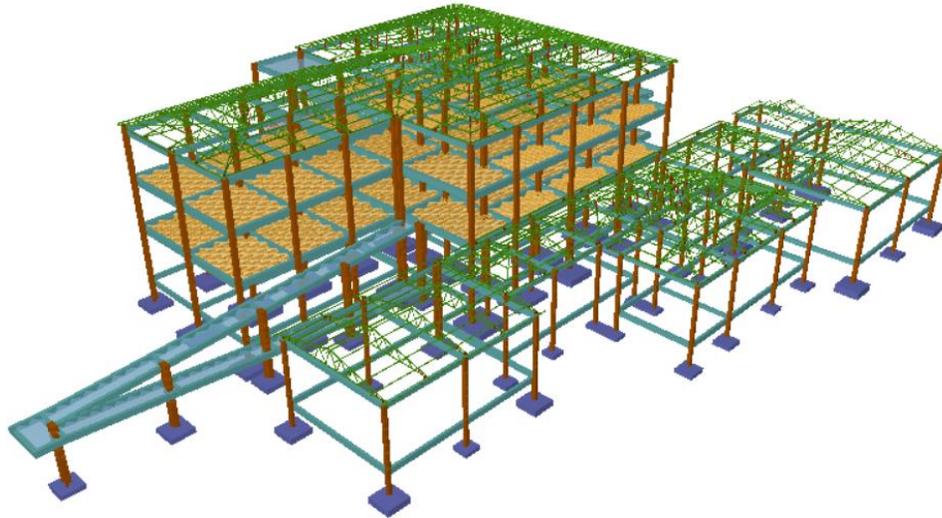
De esta forma es que los nudos o nodos se consideran como punto, cuando se sabe que cualquier nudo tiene un volumen ya que representa el encuentro de una viga y una columna. De la misma forma, se considera a las vigas y columnas como barras lineales, sin espesor, aunque se asignen un peso y características geométricas (momento de inercia, altura, etc.). Las losas pasan a ser láminas de espesor infinitesimal, cuando en realidad tienen espesor. Los apoyos son rígidos (o con empotramiento total, que no existe en ningún caso) o móviles (que se da en los apoyos de puentes, aunque siempre existe un coeficiente de roce inicial con un valor que puede ser más o menos apreciable).

A los materiales también se los considera ideales: el acero es totalmente elástico; el hormigón (en el caso del hormigón armado) lo acompaña perfectamente en sus deformaciones.

El producto final resulta de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis con las debidas limitaciones.

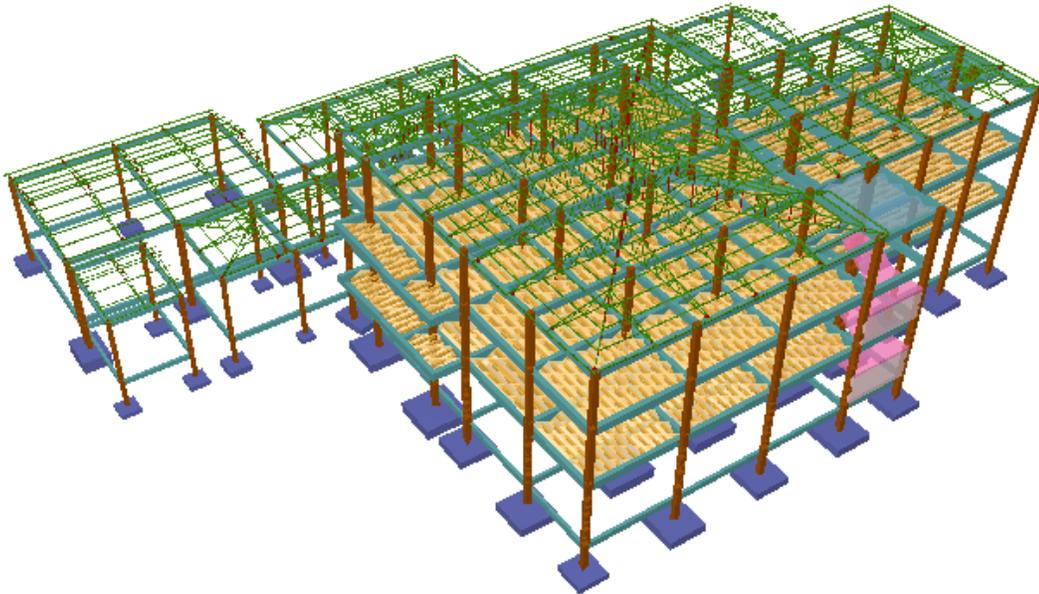
Modelación de Sistemas Estructuras

Figura 2.7. Modelación de la estructura 1



Fuente: Cypecad 2018

Figura 2.8 Modelación de la estructura 2



Fuente: Cypecad 2018

2.5. Diseño estructural

2.5.1. Cubierta Metálica

Las cubiertas metálicas forman el cerramiento superior de los edificios y los protege de la lluvia y de las inclemencias climáticas (Viento, frío, calor). Se compone de una estructura portante y un recubrimiento.

2.5.1.1 Propiedades geométricas

➤ Pendiente

La pendiente de una cubierta metálica es una de los factores más importantes para la evacuación de las aguas de lluvia y granizos y se define como

$$\text{pendiente (\%)} = \frac{h}{L} = \frac{\text{altura}}{\text{Longitud horizontal de la cubierta}} \times 100$$

➤ Espaciamiento

El espaciamiento de las cerchas en la cubierta metálica define el costo de la estructura y se toma como referencia la máxima deflexión permitida en las correas que soportan las cargas, a mayor longitud mayor deflexión.

Por lo tanto, se debe usar el máximo espaciamiento que permitan el diseño de las correas más económicas.

2.5.1.2. Combinaciones de Cargas

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 2.1 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	$U = 0,9 D + E$	W

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

2.5.1.3 Carga de viento

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

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

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

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

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

Cálculo del coeficiente de presión para barlovento y sotavento

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

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

2.5.1.4 Diseño de correa

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.

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

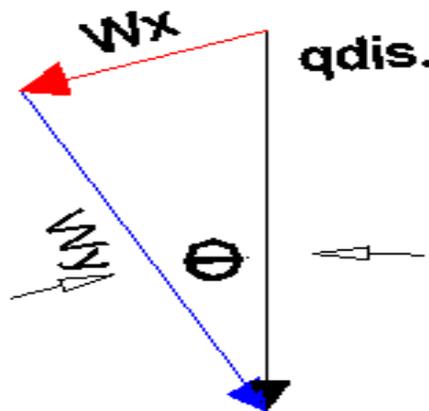
$$W_y = q_{\text{diseño}} \times \text{Cos}(\theta)$$

➤ **Diseño a flexión**

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 2.9 Descomposición de carga en correas



Fuente: Elaboración propia

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

➤ **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

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

Resistencia nominal al corte:

$$F_v = 0,6 \times F_y$$

$$V_n = A_w \times 0,6 \times F_y$$

La resistencia de diseño a cortante:

$$V_c = \phi_v \times V_n$$

Se toma como $\phi_v = 0,95$

➤ **Verificación en servicio** Se realiza la verificación en servicio

$$q_s = D + L_r$$

Cálculo de flechas

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

La deflexión producida por el elemento:

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

La máxima flecha permisible es:

$$f_{\text{admisible}} = \frac{L}{200}$$

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

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

➤ **Diseño a compresión**

Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras y diversos miembros de arriostramiento. Además, muchos otros miembros tienen compresión en alguna de sus partes. Éstos incluyen los patines a compresión de vigas laminadas y armadas y los miembros sujetos simultáneamente a cargas de flexión y de compresión.

La resistencia axial nominal, P_n , aplicada a miembros en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada se debe calcular de la siguiente forma.

Antes de realizar el cálculo se realiza el cálculo del área necesaria para elegir un perfil metálico de área igual o mayor a la requerida.

Cálculo del área requerida:

$$P_u = \phi_C \times F_{cr} \times A_g$$

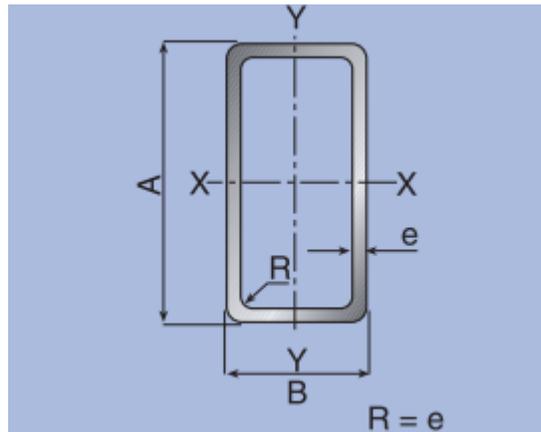
$$F_{cr} = \frac{2}{3} F_y$$

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

Una vez que se tiene el área requerida se tiene que elegir un perfil metálico de área igual o mayor a la requerida.

Con el área se elige el perfil con todas sus propiedades geométricas necesaria para resistir los esfuerzos solicitados:

Figura 2.10 Sección de un perfil rectangular



Fuente: Catálogos de productos técnicos CINTAC

Una vez que se define el perfil a usar se calcula la esbeltez:

K= Coeficiente de esbeltez

$$\frac{K \times L}{r_{\min}} < 200$$

Si no cumple la esbeltez se tiene que elegir un nuevo perfil para que cumpla la esbeltez

Calculamos la frontera de las columnas elásticas e inelásticas λ_c :

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

Verificamos la fórmula:

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

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

Ya contando con λ_c se calcula la fuerza crítica para calcular P_u del perfil que debe ser mayor a la carga solicitante.

$$P_u = \phi_c \times F_{cr} \times A_g$$

Realizamos la comprobación:

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

➤ Diseño a tensión

Diseño por fluencia $\phi_t = 0,90$

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{P_u}{\phi_t \times F_y} = \text{cm}^2$$

Diseño por rotura $\phi_t = 0,75$

$$P_u = \phi_t \times F_u \times A_e$$

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

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t \times F_u} = \text{cm}^2$$

Realizamos la comparación del área por fluencia y rotura para tomar la mayor de las dos para asumimos un perfil y obtener sus propiedades geométricas del perfil.

Realizamos la comprobación por esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\min}} < 300$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g = \text{kg}$$

Realizamos la comprobación:

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

2.5.2. Entrepiso

2.5.2.1. Losa 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).

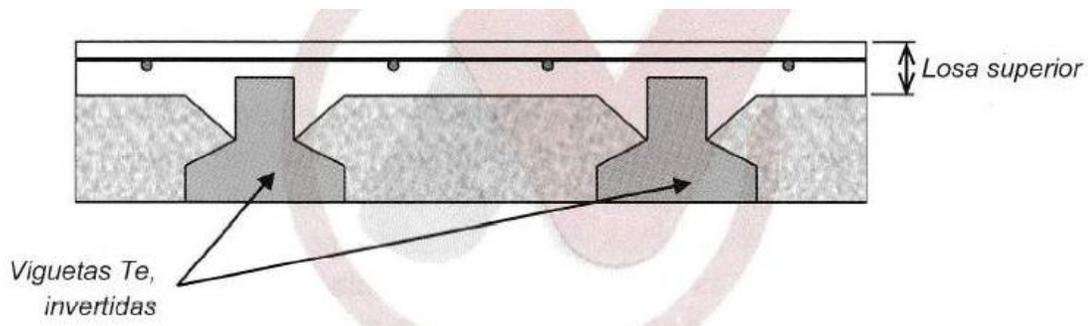
Sobre los componentes del sistema

La losa se compone de tres elementos principales:

- Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales reconocidas

La separacion entre viguetas depemde 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 2.11 Vista frontal de una losa alivianda

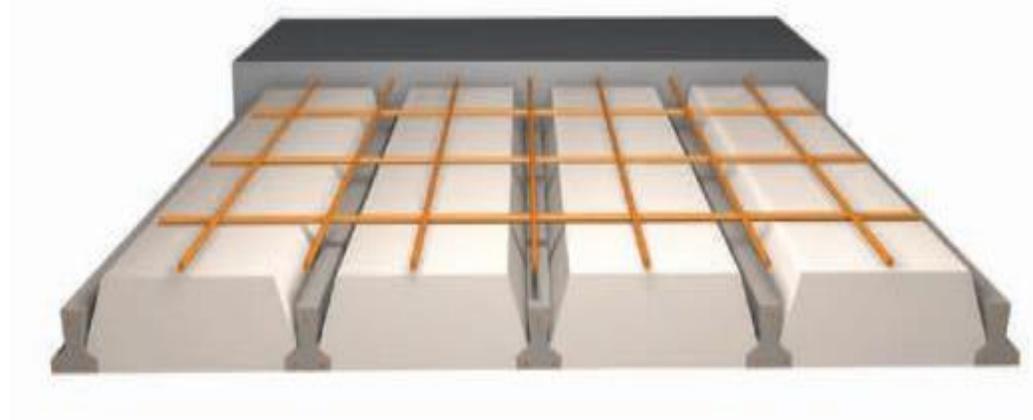


Fuente: NB 1225001-1

- Material de relleno o bovedilla, que consiste en plastiform 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 vigueta, 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 2.12 Vista en planta de una losa aliviada



Fuente: Ficha técnica de viguetas pretensadas

Metodología de cálculo

- Determinación del canto de la losa aliviada

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 2.2 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,	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y}$

Fuente: Elaboración propia

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

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

➤ 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.

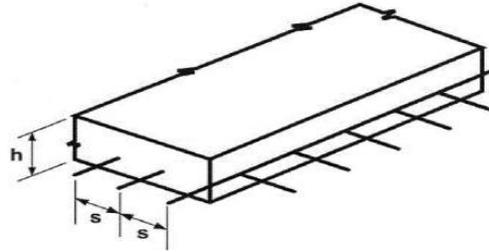
$$M_{\text{act}} \leq M_{\text{adm.}}$$

➤ 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 2.13 Distribución de la armadura de reparto



Fuente: NB1225001-1

➤ 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:

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

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

Verificación de esfuerzos para la fibra comprimida:

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

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

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:

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

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

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

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

2.5.3. Estructura portante

La estructura portante se compone de hormigón que se define como una mezcla homogénea compuesta por una pasta de cemento portland y agua, con agregados gruesos y finos, que presenta en estado fresco propiedades como cohesión y trabajabilidad y que, en estado seco, debido al fraguado adquiere resistencia. En combinación con el hormigón se puede colocar armaduras de acero para resistir esfuerzos de tracción dándole el nombre de Hormigón Armado.

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

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)

Materiales que componen el hormigón armado:

➤ 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.

➤ Agregados

Para concretos estructurales comunes, los agregados ocupan aproximadamente entre el 70 y el 75 por ciento del volumen de la masa endurecida. El resto está conformado por la pasta de cemento endurecida, agua no combinada (es decir, agua no utilizada en la hidratación del cemento) y vacíos de aire.

➤ Agua

El agua que se utiliza en la elaboración y el curado del hormigón debe ser limpia libre de sustancia perjudiciales que puedan afectar a las propiedades del hormigón,

➤ Acero Estructural

El acero que se utiliza para la elaboración de hormigón son barras corrugadas de acero soldable que se adhieren con el hormigón para resistir esfuerzos principalmente de tracción.

Ventajas y desventajas del hormigón armado

Ventajas:

- Tiene una resistencia considerable a la compresión por unidad de costo en comparación con muchos otros materiales.
- El concreto reforzado tiene gran resistencia a las acciones del fuego y el agua y, de hecho, es el mejor material estructural que existe para los casos en que el agua esté presente. Durante incendios de intensidad media, los miembros con un recubrimiento adecuado de concreto sobre las varillas de refuerzo sufren sólo daño superficial sin fallar.
- Requiere de poco mantenimiento

Desventajas:

- El concreto tiene una resistencia muy baja a la tensión, por lo que requiere el uso de un refuerzo de tensión.
- Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las modificaciones en su proporción y mezclado. Además, el colado y curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como la producción de otros materiales; por ejemplo, el acero estructural y la madera laminada.

Elemento de estructura portante:

Viga: Elemento estructural sometido a carga axial y flexión, pero fundamentalmente a flexión.

Columna: Elemento estructural que soporta carga axial principalmente, y cuya altura es al menos tres veces su menor dimensión lateral.

Pórticos: Son elementos compuesto por vigas y columnas en toda la estructura del edificio.

Método de diseño de elemento estructurales:

- Diseño por esfuerzo de trabajo

Método de diseño en el que los miembros de una estructura se dimensionan de tal manera que las cargas muertas y vivas estimadas no generan esfuerzos elásticos

mayores a ciertos valores específicos. Al método también se le llama Método de diseño por esfuerzos permisibles, método de diseño elástico, o método de diseño por cargas de servicio.

➤ **Diseño por resistencia última**

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 última de la sección para la carga última.

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:

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

$$\phi \times R \geq U$$

Tabla 2.3. Combinación de carga de la NB1225001-1

CARGAS	COMBINACIÓN DE CARGA	
Estructura bacia	$U = 1,4 (D+L)$	D
Estructura con sobrecarga	$U = 1,2 (D+F+T) + 1,6 (L+H) + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	L
Estructura de cubierta	$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1L \text{ o } 0,80 W)$	
Acción de viento	$U = 1,2D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	W
Acción sísmica	$U = 1,2 D + 1,0E + 1,0L + 0,2 S$	E

Acción de viento + Empuje del suelo	$U=0,9 D + 1,0W + 1,6H$	W
Acción sísmica + Empuje del suelo	$U = 0,9 D + 1,0E + 1,6H$	W

Fuente: elaboracion propia

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 2.4 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.

2.5.4. 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.

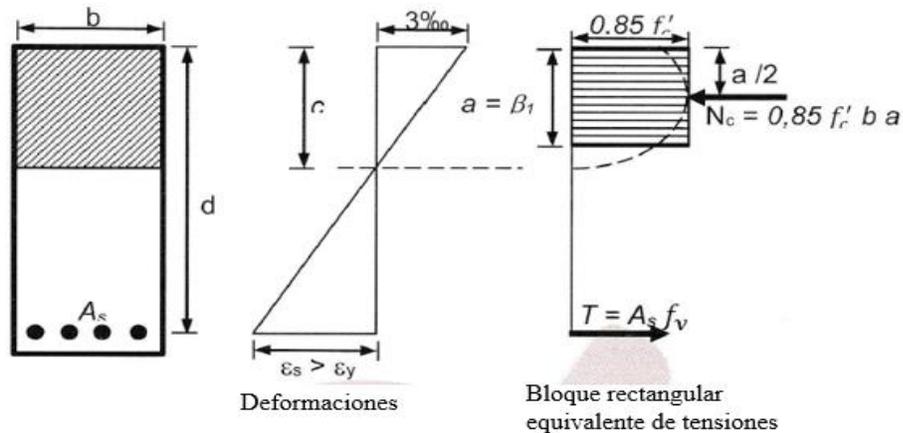
La máxima de formación específica utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón, se supone igual a 3 % (0,003).

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 $a = \beta_1 \times c$ de la fibra de deformación específica máxima en compresión. (NB1225001-1, 2017)

Figura 2.14 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 2.5. 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	$28 < F'c < 55$	$0,85 - \frac{0,5 \times (F'c - 28)}{7}$
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.

2.5.4.1. 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 predimensionamiento según el tipo de apoyo.

Tabla 2.6. 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

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

Adoptar como $\phi = 0,9$

Cálculo armadura necesaria

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

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

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

Cálculo de la armadura máxima

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

Cálculo de la cuantía balanceada:

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

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

Verificación de áreas de acero

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

Separación entre barras

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

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

2.5.4.2. Cálculo de la armadura de corte

La resistencia al cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva bxd . 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:

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

- Para elementos sometidos a compresión axial:

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

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 $0,5 \times (\phi V_c) < V_u < \phi V_c$ Colocar armadura mínima 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

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

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

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

Cálculo de la resistencia nominal del acero

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

Límite para el espaciamiento del refuerzo cortante

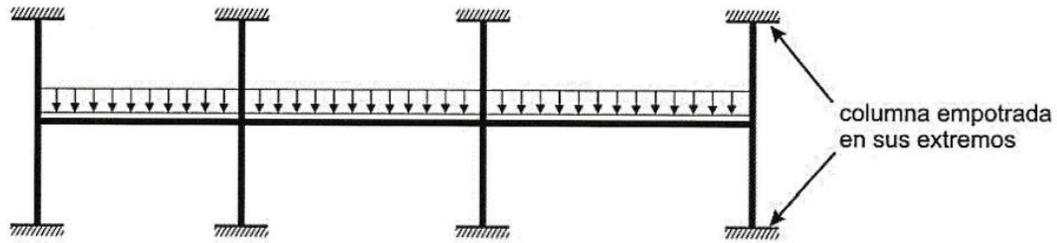
$$S_{\max.} = \begin{cases} 0,5d \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \text{ de estas dos escogemos la menor}$$

2.5.5. Columna

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.

Elemento estructural que resiste fuerza principalmente para soportar carga de compresión.

Figura 2.15 Hipótesis para calcular momentos debido a carga gravitatorias



Fuente: NB1225001-1

Secciones mínimas para columnas según la normativa

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

El diámetro de una columna armada con zunchos en espiral debe ser $D_{col} \geq 300$ mm y el diámetro de las barras o alambres de los zunchos debe cumplir con $d_b \geq 10$ mm

La resistencia axial de diseño ϕP_n de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi P_{n, max}$ para elementos con zunchos y estribos

➤ Para columnas zunchos

Elementos construidos en sitio, el diámetro mínimo de la armadura en espiral (zuncho) es de 8 mm.

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

Tomar $\phi = 0,70$

➤ Para columnas con estribos

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

Tomar $\phi = 0,65$

Área de acero mínima

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

$$0,006A_g \leq A_{st} \leq 0,008A_g$$

Estribos en columnas

Todas las barras longitudinales sometidas a compresión deben quedar rodeadas por estribos transversales, los estribos en columna de hormigón armado se usan por cuatro razones:

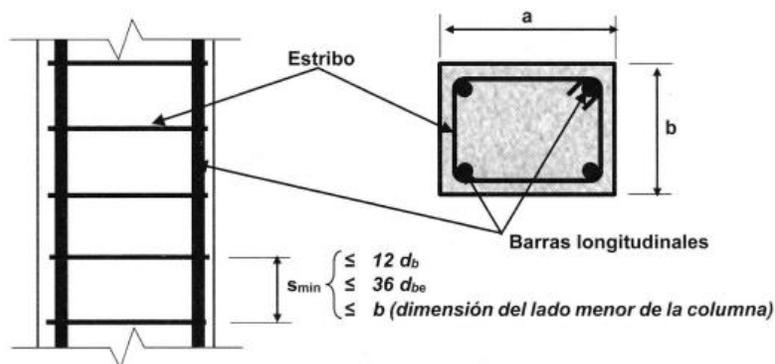
- Restringir el alabeo de las barras longitudinales.
- Mantener conjuntamente confinado el refuerzo longitudinal durante el proceso de construcción.
- Confinar el núcleo de hormigón, por medio de estribos adecuadamente detallados, de esta manera, se provee un incremento de ductilidad.
- Servir como refuerzo de corte en columna.

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.

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

El espaciamiento vertical de los estribos debe cumplir con:

Figura 2.16 Distribución de la armadura de cortantes en columnas



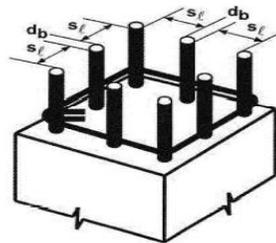
Fuente: NB1225001-1

$$S_{\min} \begin{cases} \leq 12 d_b \\ \leq 36 d_{be} \\ \leq b \text{ dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$$

Separación de las barras longitudinales en columnas. - La separación de las barras longitudinales debe cumplir con lo siguiente:

$$S_{\min} \begin{cases} \geq 1,5 d_b \\ \geq 36 d_{be} \\ \geq b \text{ dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$$

Figura 2.17 Distribución de armadura longitudinal en columnas



Fuente: NB1225001-1

Límites para la esbeltez

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:

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

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

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

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

El valor de K es obtenido de la siguiente relación, para el caso de pórticos no arriostrados:

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{E_c \times I_c}{L_c} \right) \text{ de todas las columnas que concurren con el punto A}}{\sum \left(\frac{E_g \times I_g}{L_g} \right) \text{ de todas las vigas que concurren con el punto A}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{E_c \times I_c}{L_c} \right) \text{ de todas las columnas que concurren con el punto B}}{\sum \left(\frac{E_g \times I_g}{L_g} \right) \text{ de todas las vigas que concurren con el punto B}}$$

Con los valores Ψ_A y Ψ_B se entra al nomograma de Jackson y Moreland. Para consultar los nomogramas ver el **ANEXO 7**.

Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro, r , de la sección compuesta no debe ser mayor al valor dado por:

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

Antes de poder calcular los amplificadores de momento para una estructura en particular, es necesario hacer un análisis de primer orden de la estructura. Las propiedades de la sección del miembro usadas para tal análisis deben tener en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas en los miembros y el efecto de la duración de la carga.

En la NB1225001-1 en la sección 10.10.4.1 nos brinda una opción en lugar de hacer tal análisis, permite el uso de las siguientes propiedades de la estructura. Estas propiedades se pueden usar para marcos con o sin desplazamiento lateral.

Tabla 2.7. Momentos de inercia aproximado

Elemento y condición		Momento de Inercia	Área de la sección transversal
Columnas		$0,70 I_g$	$1,0A_g$
Muros	No fisurados	$0,70 I_g$	$1,0A_g$

	Fisurados	$0,35 I_g$	$1,0A_g$
Vigas		$0,35 I_g$	$1,0A_g$
Placas planas y losas planas		$0,25 I_g$	$1,0A_g$

Fuente: Elaboración propia

El módulo de elasticidad "E" se tomará conforme se exige la Norma:

Según la Norma Boliviana del Hormigón, el módulo de elasticidad, E_c , para el hormigón puede tomarse como:

Para valores de peso específico w_c comprendidos entre 15 kN/m^3 y 25 kN/m^3 :

$$E_c = w_c^{1,5} \times 43 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa})$$

Para hormigón de densidad normal, E_c puede tomarse como:

$$E_c = 4.700,00 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa})$$

Donde f'_c debe estar en Mpa.

Diagrama de iteración

Un diagrama de iteración 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 determinada columna en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta infinito.

Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representa los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos en relación a un eje principal centroide de la sección transversal de la columna. (ACI318-14, Enero 2015)

Figura 2.18 Diagrama de interacción de columna

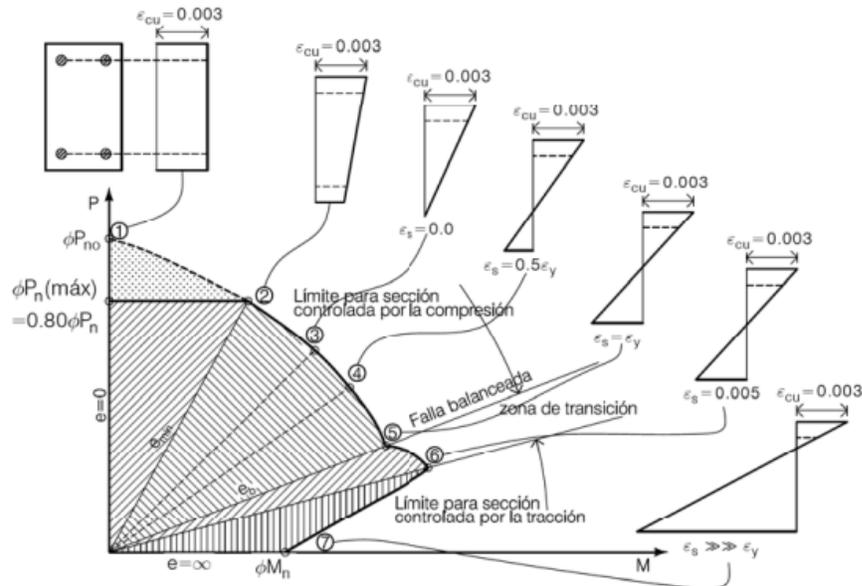


Figura 7.13. Distribuciones de deformaciones correspondientes a los puntos del diagrama de interacción

Fuente: ACI 318-14

Estado 1.- Compresión axial pura (no existe momentos flectores).

Estado 2.- Máxima compresión axial (excentricidad mínima).

Estado 3.- Esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara de tracción = 0 ($f_s = 0$). Este punto corresponde al aplastamiento en una cara y tracción cero en la otra cara.

Estado 4.- Esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara en tracción = $0,5f_y$ ($f_s = 0,5f_y$).

Estado 5.- Punto balanceado; esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara de tracción = f_y ($f_s = f_y$). 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.

Estado 6.- Punto de control de tracción.

Estado 7.- Flexión pura (No existe carga axial).

2.5.6. Cimientos

Se entiende por cimentación a la parte de la estructura que transmite las cargas al suelo. En la práctica se usan cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas, las cuales presentan importantes diferencias en cuanto a su geometría, al comportamiento del suelo, a su funcionalidad estructural y a sus sistemas constructivos. (Vasquez, 2000)

2.5.6.1 Zapatas aisladas

Se requiere que las diseñen cargas mayoradas aplicadas y las reacciones inducidas, las que incluyen cargas axiales, momentos y cortantes que tienen que ser soportados en la base de la zapata.

Presiones reales del suelo

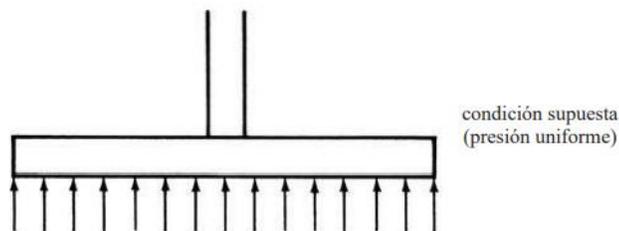
La presión de suelo en la superficie de contacto entre una zapata y el suelo se supone uniformemente distribuida, siempre que la carga que está arriba esté aplicada en el centro de gravedad de la zapata. (JACK C. McCORMAC, 2017)

La presión del suelo se análisis para los siguientes tres casos:

➤ Presión uniforme

Esta hipótesis se hace referencia que la presión del suelo es distribuida uniforme, pero esta esto no es real solo se hace como.

Figura 2.19 Distribución uniforme de la presión del suelo

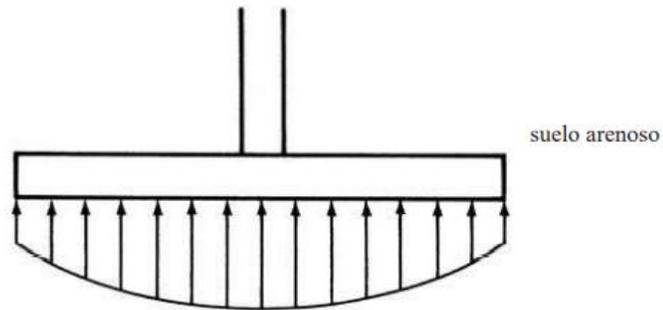


Fuente: Jack C. McCormac

➤ **Presión en suelo arenoso**

Cuando las zapatas están soportadas por suelos arenosos, las presiones son mayores bajo el centro de la zapata y menores cerca de los bordes.

Figura 2.20 Distribución de presión en un suelo arenoso

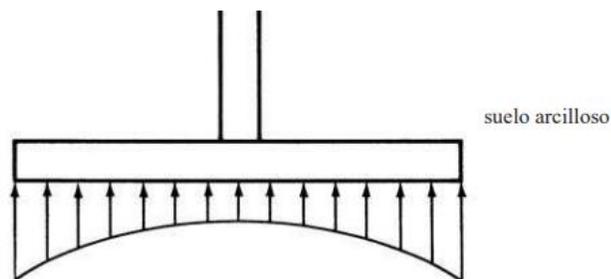


Fuente: Jack C. McCormac

➤ **Presión en suelo arcilloso**

La arcilla bajo los bordes de la zapata se pega o tiene cohesión con el suelo arcilloso del entorno. Como consecuencia, más carga es tomada en los bordes que en el centro de la zapata.

Figura 2.21 Distribución de presión en un suelo arcilloso

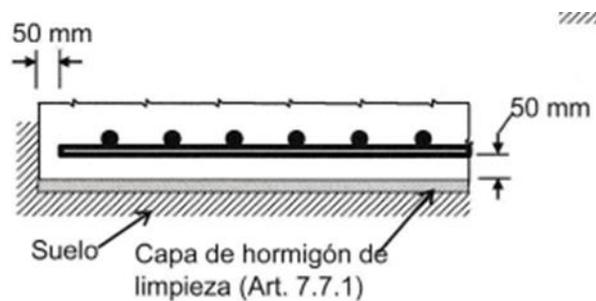


Fuente: Jack C. McCormac

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. El cálculo de la altura de una zapata es iterativo es decir tiene que ser mayor a 150 mm y debe adoptarse una altura hasta que cumpla con los esfuerzos que se solicitan de punzonamiento y corte. (NB1225001-1, 2017)

Figura 2.22 Distribución de armadura en zapatas de fundación



Fuente: NB1225001-1

Herramientas de diseño

Pre dimensionamiento. – EI área base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados (en estado de servicio) transmitidos al suelo, debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo.

$$A = \frac{P}{q_{adm.}} \text{ (m}^2\text{)}$$

Si se asume una sección cuadrada la dimensión de la sección de la zapata tenemos:

$$B = L = \sqrt{A}$$

Cálculo de las excentricidades para ver si la carga actúa en el tercio central

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

$$e_y = \frac{M_x}{P} < \frac{L}{6}$$

Con las verificaciones de las excentricidades se procede a la verificación del suelo

$$q_{\text{suelo}} = \frac{P}{A} \times \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

Si el esfuerzo que resiste el suelo es mayor que el esfuerzo admisible se tiene que aumentar la sección de la zapata, por el contrario, si el esfuerzo que resiste el suelo es menor que el esfuerzo admisible se tiene que reducir la sección.

Una vez que se tiene las dimensiones de la columna definida se procede al cálculo del esfuerzo:

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P} \text{ (m)}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P} \text{ (m)}$$

Cálculo del esfuerzo en el terreno

$$q_1 = \frac{P}{A} \times \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) = \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$q_2 = \frac{P}{A} \times \left(1 + \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right) = \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$q_3 = \frac{P}{A} \times \left(1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right) = \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$q_4 = \frac{P}{A} \times \left(1 - \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) = \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

Diseño a cortante por punzonamiento

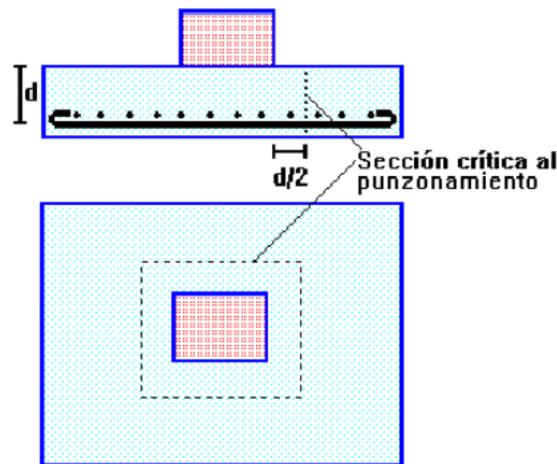
El punzonamiento puede ser debido a una carga o a una reacción concentrada sobre un área pequeña llamada área cargada de una placa o una zapata.

El cortante por punzonamiento se evalúa para la condición de carga más alta. El espesor de la zapata sobre el suelo por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 150 mm.

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.

En la práctica, para simplificar el problema, se trabaja con una superficie de falla o sección crítica perpendicular al plano de la zapata y localizada a $d/2$ de la cara de la columna.

Figura 2.23 Esfuerzo crítico por punzonamiento en zapatas



Fuente: Ing. Marcelo Romo P. (Diseño de estructura de concreto Armado)

Determinación de la altura

El cálculo de la altura de una zapata es iterativo es decir tiene que ser mayor a 150 mm y debe adoptarse una altura hasta que cumpla con los esfuerzos que se solicitan de punzonamiento y corte.

$$d = h - r \text{ (m)}$$

Cálculo de la fuerza de punzonamiento

$$V_{up} = P_u - \frac{q_2 + q_1}{2} \times [(b_1 + d) \times (b_2 + d)] \text{ (KN)}$$

Cálculo del esfuerzo de punzonamiento

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 \times d} = \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$b_0 = 2 \times ((b_1 + d) + (b_2 + d)) \text{ (m)}$$

Esfuerzo que resiste el hormigón

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \times b_0 \times d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \times b_0 \times d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} \times b_0 \times d \end{cases}$$

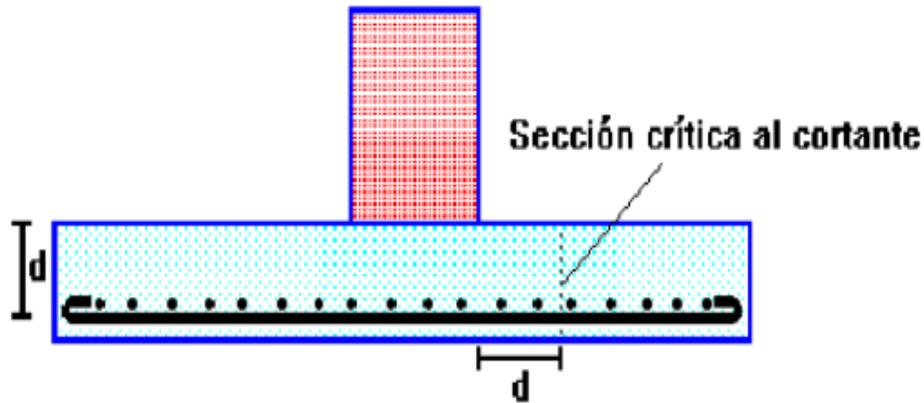
$$\alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ columna esquina} \end{cases}$$

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

Diseño por esfuerzo a corte

El cortante directo se evalúa para la condición de carga más alta.

Figura 2.24 Sección crítica por cortante en zapatas aisladas



Fuente: Ing. Marcelo Romo P. (Diseño de estructura de concreto Armado)

Cálculo del esfuerzo de diseño q_{ud} .

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

Cálculo de la fuerza cortante

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

Cálculo del esfuerzo cortante

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L \times d} = \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

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

Diseño a flexión sección crítica cara de la columna

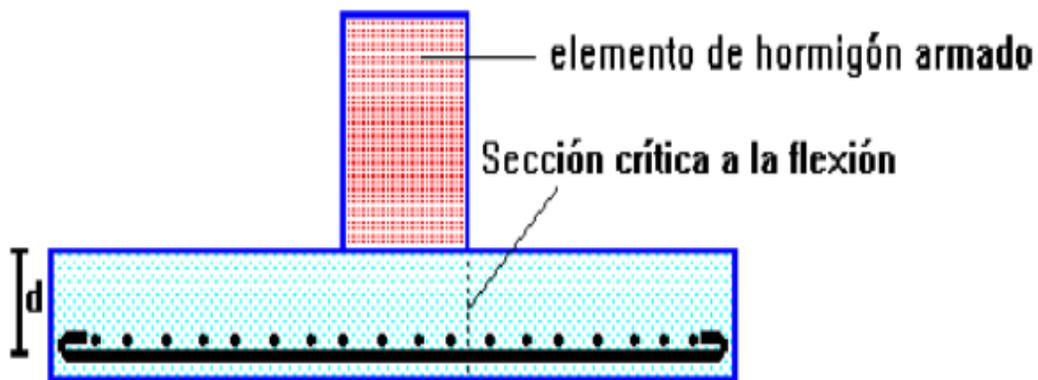
El voladizo crítico para flexión es el más cargado. El momento externo en cualquier sección de una zapata se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical.

Tabla 2.8. Cálculo de los momentos máximos mayorados

PARA ZAPATAS QUE SOPORTAN:	UBICACIÓN DE LA SECCIÓN CRÍTICA
Columna, pedestal o muro	En el borde de la columna, pedestal o muro
Muro de mampostería	A media distancia entre el eje y el borde del muro
Columna con platina de base de acero	A la mitad de la distancia entre el borde de la columna y el borde de la platina de base de acero.

Fuente: Elaboración propia

Figura 2.25 Ubicación de la sección crítica para diseño a flexión en zapatas



Fuente: Ing. Marcelo Romo P. (Diseño de estructura de concreto Armado)

Resistencia al Aplastamiento:

Según la NB1225001 en el apartado 10.14 especifica que la resistencia de diseño del hormigón al aplastamiento no debe exceder:

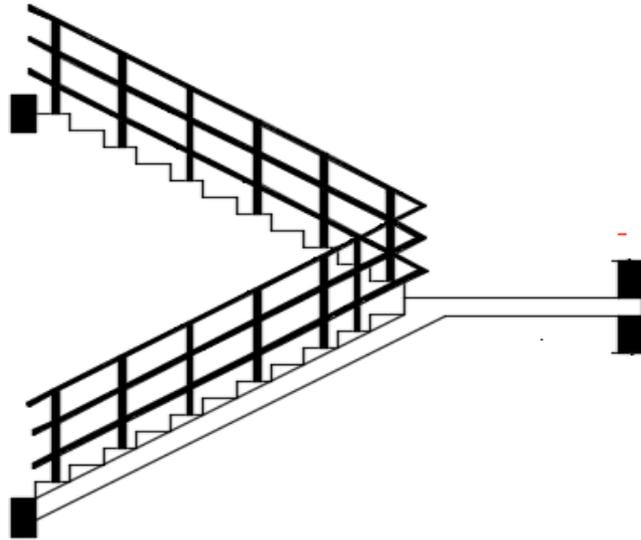
$$\phi \times 0,85 \times f'_c \times A_1$$

Excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada, em cuyo caso, se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada sea multiplicada por $\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2,0$

2.5.7. Escaleras

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí, los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

Figura 2.26 Escalera de acceso



Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de una escalera se requiere de los siguientes cálculos:

- Pre dimensionamiento. – El pre dimensionamiento consiste en determinar la altura de la losa

$$h = \frac{L}{20} \text{ (m)}$$

- Canto útil

- Cálculo de armadura positiva. - El diseño de la armadura positiva se realiza el mismo análisis como una viga
- Cálculo de armadura mínima
- Cálculo de armadura por retracción y temperatura
- Espaciamiento

2.5.8. Estrategia de ejecución del proyecto

2.5.8.1. Especificaciones técnicas

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

Las especificaciones técnicas están compuestas por:

- Definición
- Tipos de materiales, herramientas y equipos
- Procedimiento para la ejecución
- Forma de medición
- Forma de pago

2.5.8.2. Precios unitarios

el precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra.

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 está compuesto:

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

e) Utilidad.

De a) y b) se forman los **Costos Directos**: Son todas aquellas erogaciones o gastos que se tiene que efectuar para construir la obra, tienen la particularidad de que casi siempre éstos se refieren a materiales, mano de obra, maquinaria y equipos que quedan físicamente incorporados a la obra terminada.

De c) y d) salen los **Costos Indirectos**: Son todas aquellas erogaciones que generalmente se hacen para llevar a cabo la administración de la obra tales gastos incluyen salarios, prestaciones sociales, seguros, gastos administrativos, legales, fianzas, depreciación de vehículos, imprevistos, entre otros.

2.5.8.3. Cómputos métricos

Para realizar el computo métrico se debe contar con los planos de vista en corte y

Los cómputos métricos de una estructura se basan en medir; longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

2.5.8.4. 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.

2.5.8.5. Planificación y cronograma de obra

Para realizar la ejecución de un proyecto se tiene que seguir una secuencia lógica de actividades donde una actividad no puede empezar sin antes concluir las actividades antecedentes.

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, puede utilizarse el método de la Ruta Crítica.

CAPÍTULO III
INGENIERIA DEL PROYECTO

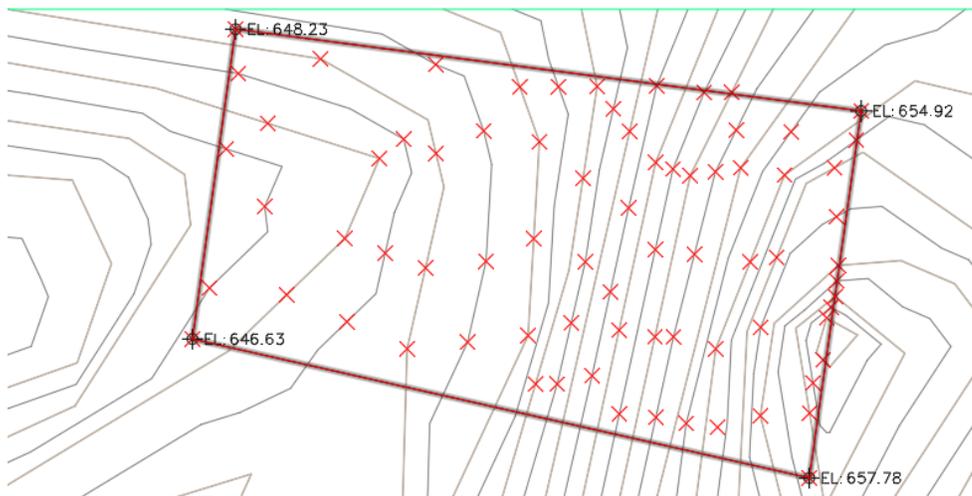
CAPÍTULO III: INGENIERÍA DE PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

El área total del terreno donde se emplazará el proyecto es de 4.896,00 m² de los cuales de acuerdo a los planos arquitectónicos 1.520,00 m² tendrán construcción. El terreno no presenta desniveles considerables, siendo el mayor de 3 cm, lo cual no implica un obstáculo o gasto extra en el desarrollo del proyecto.

En el ANEXO 1 se presenta el informe del trabajo de campo y gabinete del levantamiento topográfico.

Figura 3.1 Levantamiento topográfico



Fuente: Elaboración propia

3.2. Estudio de suelos

Para el estudio de suelos del proyecto primeramente se realizó una inspección previa del lugar y en base a los planos arquitectónicos.

Para el estudio de suelo se realizó el análisis de tres puntos en el área donde se emplazará el proyecto.

Con la ubicación de los pozos definidas, para el desarrollo del estudio de suelos los dos pozos fueron excavados a cielo abierto a una profundidad de 1,2 y 3 metros. En cada pozo se realizó los ensayos de: Inspección y reconocimiento en campo, muestreo, Granulometría, Límites de Atterberg, clasificación de suelos y el Ensayo de Penetración Estándar.

FOSA 1

Tabla 3.1. Esfuerzos admisibles del suelo en la fosa 1

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (Unificada)	Angulo de fricción interna	Tension adm. (Kg/cm ²)	Tipo de Suelo
1	1	SM	25	0,95	Limos inorganicos y arena fina, arcilla inorganicas mediana plasticidad color café claro.
	2	SM	25	1,24	
	3	SM	25	1.33	

Fuente: Elaboración propia

Coordenadas: -21.983069; -63.655866

FOSA 2

Tabla 3.2. Esfuerzos admisibles del suelo en la fosa 2

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (Unificada)	Angulo de fricción interna	Tension adm. (Kg/cm ²)	Tipo de Suelo
2	1	SM	25	0,95	Limos inorganicos y arena fina, arcilla inorganicas mediana plasticidad color café claro.
	2	SM	25	1,33	
	3	SM	25	1,43	

Fuente: Elaboración propia

Coordenadas: -21.983009; -63.65526

FOSA 3

Tabla 3.3. Esfuerzos admisibles del suelo en la fosa 3

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (Unificada)	Angulo de fricción interna	Tension adm. (Kg/cm ²)	Tipo de Suelo
3	1	SM	25	1,05	Limos inorganicos y arena fina, arcilla inorganicas mediana plasticidad color café claro.
	2	SM	25	1,14	
	3	SM	25	1.24	

Fuente: Elaboración propia

Coordenadas: -21.982777; -63.65489

Adoptando como resistencia admisible para el diseño del proyecto: 114 (KN/m²). Debido a que esta es la condición más desfavorable. Ver ANEXO 2.

3.3. Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas de diseño arquitectónicos de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia; en forma conjunta el personal técnico del Gobierno autónomo municipal de Yacuiba con la sociedad se determinó la alternativa más acorde y funcional, que se procedió a aprobar.

El Técnico Humanístico CEA Yacuiba Adultos Distrito 2, es una estructura que está diseñada con los siguientes elementos estructurales.

- Cubierta metálica
- Pórticos de hormigón armado (vigas, columnas)
- Losa alivianada
- Rampa de acceso
- Escalera
- Balcones
- Zapatas aisladas

Los planos de diseño arquitectónico se tienen en el ANEXO 12

3.4. Planteamiento estructural

El planteo estructural es la disposición y ubicación de los distintos elementos estructurales que serán dispuestos 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.

Datos de la estructura de cubierta:

Tabla 3.4. 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	0,58 KN/m ²
Velocidad del viento	128 Km/h

Fuente: Elaboración propia

Datos de la estructura de hormigón armado:

Tabla 3.5. Materiales y normas utilizadas para la estructura de hormigón armado

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

Fuente: Elaboración propia

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.

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

3.5.1. Diseño de la cubierta metálica

3.5.1.1 Análisis estadístico de la velocidad del viento

La velocidad del viento cambia continuamente, por lo que es necesario describirlo de forma estadística. Es conveniente establecer un modelo de las frecuencias de las velocidades del viento que venga descrito por una función matemática continua en vez de por una tabla de valores discretos.

Hay varias funciones que se pueden utilizar para describir la frecuencia de la distribución de velocidades del viento. Las más utilizadas son las funciones de Weibull y Rayleigh.

Para el análisis estadístico del viento con la finalidad de evaluar la energía extraíble del mismo mediante máquinas eólicas es habitual trabajar con funciones de densidad de probabilidad continuas $f(v)$, que se ajusten a los datos experimentales y medibles. La función de densidad de probabilidad representa una aproximación muy útil para calcular probabilidades partiendo de un histograma, según la función de densidad de Weibull.

Procedimiento para el cálculo de la probabilidad de ocurrencia de una velocidad:

- Obtener las velocidades de viento mensuales de la estación meteorológica más cercana al proyecto, en este caso la estación de AEROPUERTO de Yacuiba.
- Como las velocidades nos dan en Km/h transformar a m/s.
- Posterior a esto se calcula el flujo del viento.

$$\text{Flujo} = \frac{1}{2} \times d_{\text{viento}} \times V^3 = \frac{W}{\text{m}^2}$$

- Se saca cuantas veces se va repetir la misma velocidad para ver la frecuencia con la que estas ocurren.

Tabla 3.6. Cálculo del flujo según WEIBULL

V Km/s				V m/s				FLUJO (W/m2)			
33,4	33	33,4	40,8	9,28	9,17	9,28	11,33	519,09	500,67	519,09	946,21
55,6	22	33,4	37,1	15,44	6,11	9,28	10,31	2394,58	148,35	519,09	711,42
46,3	27,8	33,4	46,3	12,86	7,72	9,28	12,86	1382,77	299,32	519,09	1382,77
27,8	29,7	33,4	37,1	7,72	8,25	9,28	10,31	299,32	364,99	519,09	711,42
33,4	33,4	37,1	31,5	9,28	9,28	10,31	8,75	519,09	519,09	711,42	435,45
55,6	33,4	37,1	37,1	15,44	9,28	10,31	10,31	2394,58	519,09	711,42	711,42
33,4	33,4	37,1	33,4	9,28	9,28	10,31	9,28	519,09	519,09	711,42	519,09
33,4	37,1	37,1	33,4	9,28	10,31	10,31	9,28	519,09	711,42	711,42	519,09
33,4	37,1	27,8	33,4	9,28	10,31	7,72	9,28	519,09	711,42	299,32	519,09
37,1	27,8	27,8	29	10,31	7,72	7,72	8,06	711,42	299,32	299,32	339,78
37,1	37,1	33,4	27	10,31	10,31	9,28	7,50	711,42	711,42	519,09	274,22
33,4	27,8	27,8	120,5	9,28	7,72	7,72	33,47	519,09	299,32	299,32	24376,26
22,2	27,8	33,4	37,1	6,17	7,72	9,28	10,31	152,43	299,32	519,09	711,42
27,8	29,7	28	46,3	7,72	8,25	7,78	12,86	299,32	364,99	305,83	1382,77
37,1	27,8	27	46,3	10,31	7,72	7,50	12,86	711,42	299,32	274,22	1382,77
29,7	33,4	37,1	46,3	8,25	9,28	10,31	12,86	364,99	519,09	711,42	1382,77
0	27,8	37,1	46,3	0,00	7,72	10,31	12,86	0,00	299,32	711,42	1382,77
0	27,8	37,1	37,1	0,00	7,72	10,31	10,31	0,00	299,32	711,42	711,42
29	33	46,3	33,4	8,06	9,17	12,86	9,28	339,78	500,67	1382,77	519,09
29	22	37,1	46,3	8,06	6,11	10,31	12,86	339,78	148,35	711,42	1382,77
128	27,8	37,1	37,1	35,56	7,72	10,31	10,31	29217,01	299,32	711,42	711,42
0	18,5	37,1	33,4	0,00	5,14	10,31	9,28	0,00	88,21	711,42	519,09
8	33,4	46,3	37,1	2,24	9,28	12,86	10,31	7,28	519,09	1382,77	711,42
36	33,4	37,1	37,1	9,88	9,28	10,31	10,31	626,22	519,09	711,42	711,42
0	33,4	37,1	37,1	0,00	9,28	10,31	10,31	0,00	519,09	711,42	711,42
22	27,8	37,1	31,5	6,17	7,72	10,31	8,75	152,43	299,32	711,42	435,45
41	27,8	37,1	27,8	11,33	7,72	10,31	7,72	946,21	299,32	711,42	299,32
37	37,1	37,1	33	10,31	10,31	10,31	9,17	711,42	711,42	711,42	500,67
33	46,3	33,4	33	9,28	12,86	9,28	9,17	519,09	1382,77	519,09	500,67
33	29,7	33,4	37,1	9,28	8,25	9,28	10,31	519,09	364,99	519,09	711,42
37	27,8	27,8	37,1	10,31	7,72	7,72	10,31	711,42	299,32	299,32	711,42
46	25,9	31	37,1	12,86	7,19	8,61	10,31	1382,77	242,05	415,04	711,42
28	27,8	27	37,1	7,72	7,72	7,50	10,31	299,32	299,32	274,22	711,42
33	33,4	37,1	33,4	9,28	9,28	10,31	9,28	519,09	519,09	711,42	519,09
33	18,5	37,1	37,1	9,28	5,14	10,31	10,31	519,09	88,21	711,42	711,42
32	22,2	37,1	55,6	8,75	6,17	10,31	15,44	435,45	152,43	711,42	2394,58
33	33	55,6	37,1	9,28	9,17	15,44	10,31	519,09	500,67	2394,58	711,42
46	27	37,1	33,4	12,86	7,50	10,31	9,28	1382,77	274,22	711,42	519,09
28	25,9	37,1	27,8	7,72	7,19	10,31	7,72	299,32	242,05	711,42	299,32
26	27,8	37,1	46,3	7,22	7,72	10,31	12,86	244,86	299,32	711,42	1382,77
29	37,1	37,1	27,8	8,06	10,31	10,31	7,72	339,78	711,42	711,42	299,32
27	27,8	46,3	37,1	7,50	7,72	12,86	10,31	274,22	299,32	1382,77	711,42
33,4	33,4	37,1	31,5	9,28	9,28	10,31	8,75	519,09	519,09	711,42	435,45
24,1	37,1	37,1	33,4	6,69	10,31	10,31	9,28	195,01	711,42	711,42	519,09
37,1	27,8	37,1		10,31	7,72	10,31	0,00	711,42	299,32	711,42	0,00
27,8	37,1	33,4	33	7,72	10,31	9,28	9,17	299,32	711,42	519,09	500,67
37,1	37,1	33,4	27	10,31	10,31	9,28	7,50	711,42	711,42	519,09	274,22
46,3	27,8	27,8		12,86	7,72	7,72		1382,77	299,32	299,32	0,00
46,3	37,1	33		12,86	10,31	9,17		1382,77	711,42	500,67	0,00
33,4	27,8	27		9,28	7,72	7,50		519,09	299,32	274,22	0,00
33,4	24,1	27,8		9,28	6,69	7,72		519,09	195,01	299,32	0,00
29,7	27,8	37,1		8,25	7,72	10,31		364,99	299,32	711,42	0,00
27,8	27,8	37,1		7,72	7,72	10,31		299,32	299,32	711,42	0,00
37,1	27,8	37,1		10,31	7,72	10,31		711,42	299,32	711,42	0,00
27,8	29	46,3		7,72	8,06	12,86		299,32	339,78	1382,77	0,00
33,4	29	46,3		9,28	8,06	12,86		519,09	339,78	1382,77	0,00
27,8	37,1	46,3		7,72	10,31	12,86		299,32	711,42	1382,77	0,00
27,8	37,1	37,1		7,72	10,31	10,31		299,32	711,42	711,42	0,00
	37,1			7				244,86			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.7. Cálculo de la frecuencia según WEIBULL

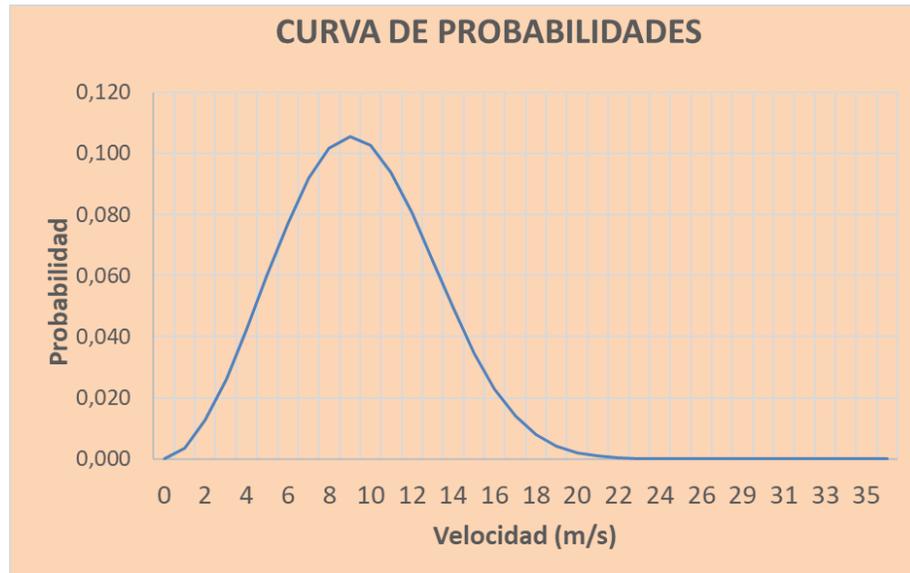
K	V pro m/s	C
2,82	9,43	10,59

	FRECUENCIA	% FRECUENCIA	WEIBULL	FLUJO WEIBULL
0	1	0,004	0,000	0,000
1	0	0,000	0,004	0,002
2	0	0,000	0,013	0,066
3	0	0,000	0,026	0,456
4	0	0,000	0,042	1,763
5	0	0,000	0,060	4,892
6	0	0,000	0,077	10,871
7	0	0,000	0,092	20,492
8	10	0,041	0,102	33,845
9	5	0,021	0,105	49,954
10	16	0,066	0,103	66,705
11	37	0,152	0,094	81,218
12	1	0,004	0,081	90,606
13	12	0,049	0,065	92,882
14	0	0,000	0,049	87,626
15	0	0,000	0,035	76,118
16	2	0,008	0,023	60,871
17	0	0,000	0,014	44,779
18	0	0,000	0,008	30,269
19	0	0,000	0,004	18,773
20	0	0,000	0,002	10,664
21	0	0,000	0,001	5,538
22	0	0,000	0,000	2,624
23	0	0,000	0,000	1,132
24	0	0,000	0,000	0,443
25	0	0,000	0,000	0,157
26	0	0,000	0,000	0,050
28	0	0,000	0,000	0,004
29	0	0,000	0,000	0,001
30	0	0,000	0,000	0,000
31	0	0,000	0,000	0,000
32	0	0,000	0,000	0,000
33	0	0,000	0,000	0,000
34	1	0,004	0,000	0,000
35	0	0,000	0,000	0,000
36	0	0,000	0,000	0,000
	0			

FLUJO PROME	FLUJO WILBULL
792,80	792,800

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2 Gráfica de la probabilidad de ocurrencia

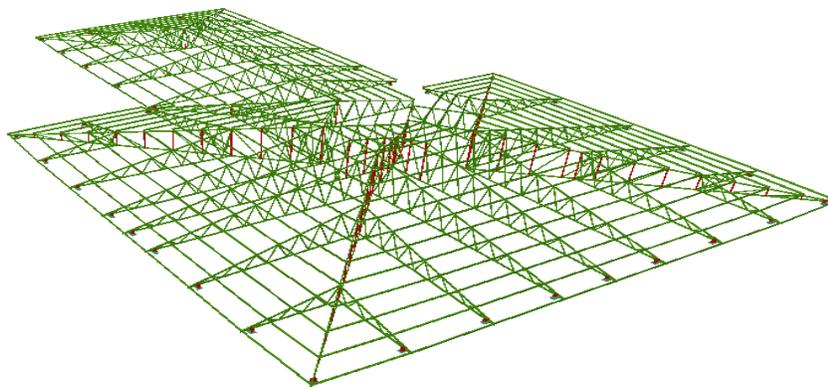


Fuente: Elaboración propia

3.5.1.2 Acciones sobre la cubierta metálica

Diseño Geométrico de la Estructura

Figura 3.3 Diseño geométrico de la cubierta metálica



Fuente: Cypecad 2018

En el proyecto **Técnico Humanístico CEA Yacuiba Adultos Distrito 2**, toda la cubierta es de estructura metálica.

Las cerchas de acuerdo al diseño arquitectónico tienen una pendiente del 25% y una altura de 2,4 m la más crítica o la más solicitada, se idealizo de tal manera que queden empotrada en las vigas con placas de anclaje.

Carga muerta

Como cargas muertas se tomó el peso de la calamina para una calamina #26 con un peso de $0,0365 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

También se consideró la carga del cielo raso que soportaran las cerchas cuando se instalen las plaquetas con un peso $0,20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Sobrecargas de Diseño

De acuerdo a la normativa de carga 1225002 tenemos que la sobrecarga de una cubierta es $L_r = 0,96 \times R_1 \times R_2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

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

$$R_1 = 0,6 \qquad R_2 = 1$$

$$L_r = 0,96 \times 0,6 \times 1 = 0,58 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Carga de Viento

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

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

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

El valor de K_z se obtienes de tabla entrando como dato la altura de la estructura y tipo se exposición de la misma, para este proyecto se consideró una exposición tipo C y una altura $h=15$ 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 $K_z = 1,09$

Para el valor de coeficiente de exposición ver el ANEXO 6A

➤ K_{zt} (factor topográfico)

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

Dado que el proyecto se emplazará en una zona relativamente plana $K_1, K_2, K_3 = 0$

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

$$K_{zt} = 1$$

Para el valor de factor topográfico ver el ANEXO 6B

➤ 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 6C

➤ V (Velocidad del viento)

La velocidad de viento fue extraída del registro de tsunami de la estación del Aeropuerto de Yacuiba tomando como velocidad de 128 Km/h

$$V = 35,55 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

El valor de la velocidad del viento ver el ANEXO 6D

➤ I (Factor de importancia)

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

El factor de importancia ver la tabla del ANEXO 6E

$$q_z = 0,613 \times 1,09 \times 1 \times 0,85 \times 35,55^2 \times 1,15 = 825,44 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de presión de diseño

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

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

$$h = 6 \text{ m} + 3,5 \text{ m} = 9,5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{9,5 \text{ m}}{30 \text{ m}} = 0,31$$

(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.

$$GC_{Pf} \text{ (Barlovento)} = -0,53$$

$$GC_{pf} \text{ (Sotavento)} = 0,74$$

Barlovento

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

$$p = 825,44 \text{ N/m}^2 \times [(-0,53) - (0)] = -437,48 \text{ N/m}^2$$

Sotavento

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

$$p = 825,44 \text{ N/m}^2 \times [(0,74) - (0)] = 610,82 \text{ N/m}^2$$

Carga por Granizo:

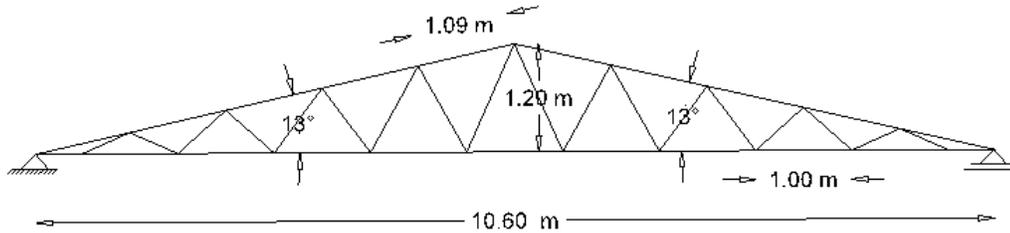
Debido al clima semi - tropical que presenta la ciudad de Yacuiba no se considera la carga por granizo.

3.5.1.3. Diseño de la Estructura Metálica (Cubierta)

El modelo de la cercha para el análisis cubre una luz de 10,60 m. y una altura de

1,20 m y correas separadas cada 1,0 m

Figura 3.4 Diseño geométrico de una cercha Warren



Elaboración propia

La separación entre cerchas de la cubierta está comprendida por distancias entre 3,40 m., esto con el fin de distribuir de manera adecuada las cargas de la estructura hacia los apoyos (Columnas, Vigas).

Análisis y determinación de cargas.

Para obtener buenos resultados en el análisis de diseño de la cubierta, se debe estar consciente que una de las tareas más importantes y difícil, es la estimación precisa de las cargas o acciones que llegan a presentarse durante su vida útil y no debe dejarse de considerar cualquier carga posible, por más eventual que esta sea.

➤ Cargas muertas

a. Cargas por peso de las armaduras.

Para el peso propio de la cercha lo determina el programa al momento del análisis estructural.

b. Cargas por peso de las correas.

Perfil C 80x40x15x3 con separación cada 1m: 0,027 KN/m²

c. Carga por peso del material de cubierta.

Calamina N^o 26: 0,0365 KN/m²

d. Accesorio.

los accesorios necesarios se adoptaron:

Cielo falso: 0,05 KN/m²

➤ Cargas vivas

a. Carga por viento.

La carga producida por el viento no será considerada, porque la dirección de la misma, provocaría lo que se conoce como “descargado de la estructura” y si se realizaría el diseño tomando en cuenta esta carga la estructura estaría sub - dimensionada y cuando deje de actuar esta se estaría exponiendo a una situación crítica a la estructura.

b. Sobre Carga de mantenimiento. (Lr)

Se considera el peso de un obrero promedio aproximadamente de 0,58 KN/m². (Carga analizada en el punto 3.5.1 acciones sobre la estructura)

Carga por mantenimiento = 0,58 KN/m²

Cargas que serán Consideradas en el diseño.

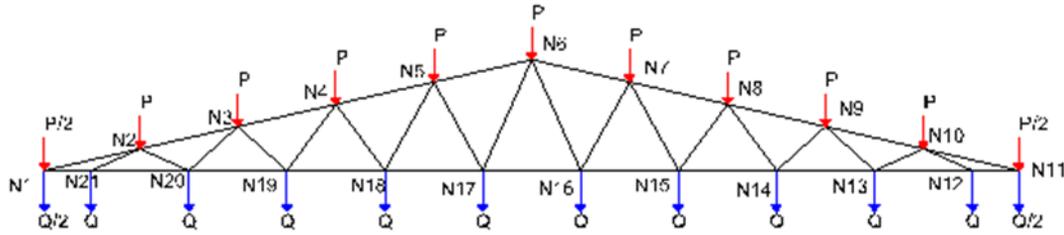
Las cargas que actuaran en la estructura de cubierta son:

- Cargas por el peso propio de las cerchas
- Carga por el peso propio de las correas
- Carga por peso del cielo falso
- Carga por el peso de la calamina
- Carga por mantenimiento

Distribución de cargas en la estructura de la cubierta.

Para la distribución de cargas en la estructura se aplicará el criterio de áreas de aporte, mediante el cual se determinará las áreas de influencias en la que trabaja cada cercha.

Figura 3.5 Cargas sobre los nudos en la cercha



Fuente: Elaboración propia

Área de aporte para las cargas en (P): $A_P = 3,4 \times 1,0 = 3,4 \text{ m}^2$

$$A_{P/2} = 3,4 \times 0,65 = 2,21 \text{ m}^2$$

Área de aporte para las cargas en (Q): $A_Q = 3,4 \times 1,0 = 3,4 \text{ m}^2$

$$A_{Q/2} = 3,4 \times 0,40 = 1,36 \text{ m}^2$$

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

- Carga muerta (D).

Cercha

Correa 0,0278 KN/ m²

Calamina 0,0365 KN/m²

Cargas de accesorios: 0,05 KN/m²

Total, carga muerta = 0,1143 KN/ m²

- Carga Viva (L).

Por mantenimiento 0,58 KN/m²

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

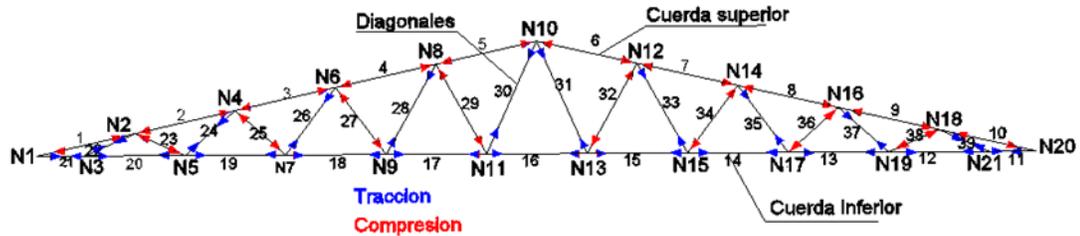
- Carga muerta (Q). de acuerdo a NB1225002 Tabla 3.5 cielo raso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio.

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:

Figura 3.6 Detalle de la sollicitación que están sometidas las barras en la cercha



Fuente: Elaboración propia

Diseño a compresión.

Datos obtenidos del análisis estructural.

$$P_u = -95.578,04 \text{ N}$$

$$L = 1,33 \text{ m}$$

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

$$F_u = 58 \text{ ksi} = 408.000,00 \text{ KN/m}^2$$

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

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: $\phi_C = 0,85$

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

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

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{95.780,04 \text{ N}}{0,85 \times 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 668,06 \text{ mm}^2$$

Asumimos un perfil tipo Cajón de 100x50x3

$$A_g = 841 \text{ mm}^2 \quad r_x = 35,6 \text{ mm} \quad r_y = 20,7 \text{ mm}$$

Comprobacion de esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\text{min}}} < 200 \quad \frac{0,85 \times 1.330,00}{20,7} < 200$$

$$54,61 < 200 \text{ cumple}$$

Calculamos λ_c :

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

$$\lambda_c = \frac{0,85 \times 1.330,00}{20,7 \times \pi} \sqrt{\frac{253}{210.000,00}} = 0,71$$

Verificamos la fórmula:

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

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

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

Calculamos F_{cr} :

$$F_{cr} = (0,658^{0,71^2}) \times 253 = 204,875 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_c \times F_{cr} \times A_g = 0,85 \times 204,875 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 841 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 146.454,89 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

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

$$146.454,89 \text{ N} > 95.780,04 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{95.780,04}{146.454,89} = 0,65$$

El perfil a compresión está trabajando a un 65 % de su resistencia

Diseño a tensión.

Datos obtenidos del análisis estructural.

$$P_u = 93.406,00 \text{ N}$$

$$L = 0,80 \text{ m} = 800 \text{ mm}$$

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

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

Diseño por fluencia $\phi_t = 0,90$

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

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

$$A_g = \frac{93.406,00 \text{ N}}{0,90 \times 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 410,22 \text{ mm}^2$$

Diseño por rotura $\phi_t = 0,75$

$$P_u = \phi_t \times F_u \times A_e$$

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

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

$$A_g = \frac{93.406,0 \text{ N}}{0,75 \times 408 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 305,25 \text{ mm}^2$$

Tomamos el área mayor entre diseño por fluencia y rotura $A_g = 410,22 \text{ mm}^2$

Asumimos un perfil:

Este perfil seleccionado es igual al perfil verificado a esfuerzo axial de compresión con el fin de uniformizar la sección en el cordón inferior debido a que actúan ambas fuerzas sobre el cordón inferior como se mencionó anteriormente.

Asumimos un perfil tipo de 100x50x3

$$A_g = 841 \text{ mm}^2 \quad r_x = 35,6 \text{ mm} \quad r_y = 20,7 \text{ mm}$$

Realizamos la comprobación por esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\min}} < 300 \quad \frac{1 \times 800}{20,7} < 300$$

$$38,65 < 300 \text{ cumple}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

$$P_u = 0,9 \times 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 841 \text{ mm}^2 = 191.495,7 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

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

$$191.495,7 \text{ N} > 93.406,00 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{93.406,00}{191.495,7} = 0,50$$

El perfil cuando se somete a tracción trabaja al 50% de su capacidad

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 $D = 0,1143 \text{ KN/m}^2$

Carga de mantenimiento $L = 0,58 \text{ KN/m}^2$

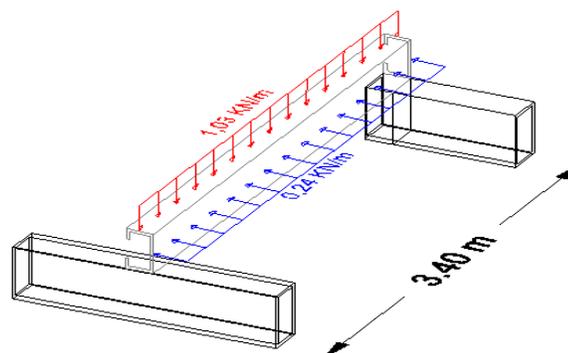
b. Estados de carga.

Tabla 3.8. Esfuerzos bajo combinación de carga para estructura metálica

Combinacion de carga	Carga de muerta "D" KN/m ²	Sobrecarga "Lr" KN/m ²	Carga de viento "W" KN/m ²	Sobrecarga "U" KN/m ²
$U = 1,4 D$	0,114	0,58	0,61	0,16
$U = 1,2 D + 0,5 L_r$	0,114	0,58	0,61	0,43
$U = 1,2 D + 1,6 L_r + 0,5 W$	0,114	0,58	0,61	1,07
$U = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 L_r$	0,114	0,58	0,61	0,43
$U = 1,2 D$	0,114	0,58	0,61	0,14
$U = 0,9 D + 0,3 W$	0,114	0,58	0,61	0,29

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.7 Descomposición de cargas sobre las correas



Fuente: Elaboración propia

Una vez determinado la carga de diseño $Q_{\text{diseño}} = 1,07 \text{ KN/m}$ se determinó el momento máximo de diseño y cortante.

$$M_{\text{max}} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1,07 \times 3,4^2}{8} = 1,55 \text{ KN} - \text{m}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1,07 \times 3,4}{2} = 1,82 \text{ KN}$$

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

$$M_x = M \times \text{Cos}(\theta) = 1,55 \times \text{Cos}(13) = 1,51 \text{ KN} - \text{m} = 15,10 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}$$

$$M_y = M \times \text{Sen}(\theta) = 1,55 \times \text{Sen}(13) = 0,35 \text{ KN} - \text{m} = 3,49 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}$$

Diseño a flexión

Esfuerzo admisible máximo del acero a flexión

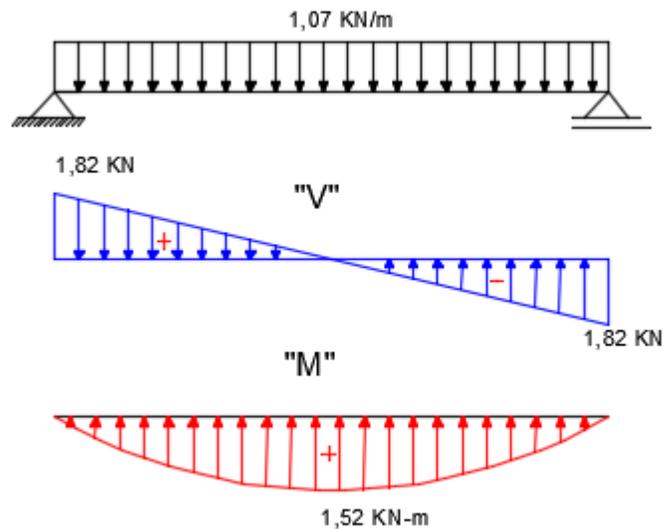
$$\sigma_{\text{adm.}} = 0,95F_y = 240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cálculo del módulo resistente:

$$S_x = \frac{M_x}{\sigma_{\text{adm.}}} = \frac{15,10 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 6.282,50 \text{ mm}^3$$

$$S_y = \frac{M_y}{\sigma_{\text{adm.}}} = \frac{3,49 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{240,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1.452,05 \text{ mm}^3$$

Figura 3.8 Esfuerzos que se desarrollan en las correas



Fuente: Elaboración propia

Datos del perfil 80x40x15x3

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

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

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

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

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

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

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

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

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

c. Esfuerzo a flexión

$$\sigma_{\text{adm.}} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{15,10 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{12.260 \text{ mm}^3} = 123,16 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{\text{adm.}} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{3,49 \times 10^5 \text{ N} - \text{mm}}{4.270 \text{ mm}^3} = 81,73 \text{ N/mm}^2$$

$$81,73 \text{ N/mm}^2 < 240,35 \text{ N/mm}^2 \text{ Cumple}$$

d. Verificación de los esfuerzos.

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{y,x}}{I_y} + \frac{M_{x,y}}{I_x} \leq F_y$$

$$\sigma_{\max} = \frac{3,49 \times 10^5 \times 14,6}{108.500} + \frac{15,10 \times 10^5 \times 40}{490.000} \leq 253$$

$$170,23 \text{ N/mm}^2 \leq 253 \text{ N/mm}^2 \text{ Cumple}$$

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

$$V_u = \frac{q \times L}{2} = \frac{0,24 \times 3,4}{2} = 0,41 \text{ KN} = 410 \text{ N}$$

Resistencia requerida a cortante: $V_u = 410 \text{ N}$

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

Área del alma: $A_w = h \times t$

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

$$h = 40 - 2x_e = 40 - 2 \times 3 = 34 \text{ mm}$$

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

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

Entonces la resistencia nominal a corte es:

$$F_v = 0,6 \times F_y = 0,6 \times 253 = 152,4 \text{ N/mm}^2$$

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

La resistencia de diseño a cortante:

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

$$V_c > V_u$$

$$14.767,56 \text{ N} > 410 \text{ N}$$

b. Resistencia a corte en la dirección del eje Y.

Resistencia requerida a cortante: $V_u = 1.751,00 \text{ N}$

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

Área del alma: $A_w = h \times t$

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

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

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

Entonces la resistencia nominal a corte es:

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

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

La resistencia de diseño a cortante:

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

$$V_c > V_u$$

$$32.014,62 \text{ N} > 1.751,00 \text{ N Cumple}$$

Verificación en estado de servicio

Cargas en servicio:

$$D = 0,114 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad L_r = 0,58 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = D + L_r = 0,114 + 0,58 = 0,68 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{sx} = q_s \times \text{Cos}(\theta) = 0,69 \times \text{Cos}(13) = 0,68 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 0,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_{sy} = q_s \times \text{Sen}(\theta) = 0,69 \times \text{Sen}(13) = 0,15 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Cálculo de flechas

$$f_x = \frac{5q_{sx} \times L^4}{384 \times E \times I_x} = \frac{5 \times 0,68 \times (3.400,00)^4}{384,00 \times 210.000,00 \times 490.000,00} = 11,43 \text{ mm}$$

$$f_y = \frac{5q_{sy} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,15 \times (3.400,00)^4}{384,00 \times 210.000,00 \times 108.500,00} = 11,84 \text{ mm}$$

$$f_t = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{11,43^2 + 11,84^2} = 16,46 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admisible}} = \frac{L}{200} = \frac{3400}{200} = 17 \text{ mm}$$

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

$$17 \text{ mm} > 16,46 \text{ mm cumple}$$

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 asientos de los apoyos. Excepto en el caso de los asientos, normalmente, solo se tiene en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante calculo.

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.

$$\Delta L = \alpha \times L \times \Delta T$$

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

L = Longitud (m)

ΔT = Variacion de la temperatura °C

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

L = 25 (m)

$\Delta T = T_{\max} - T_{\min}$ (Estos datos se estraen de senamhi estacion 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

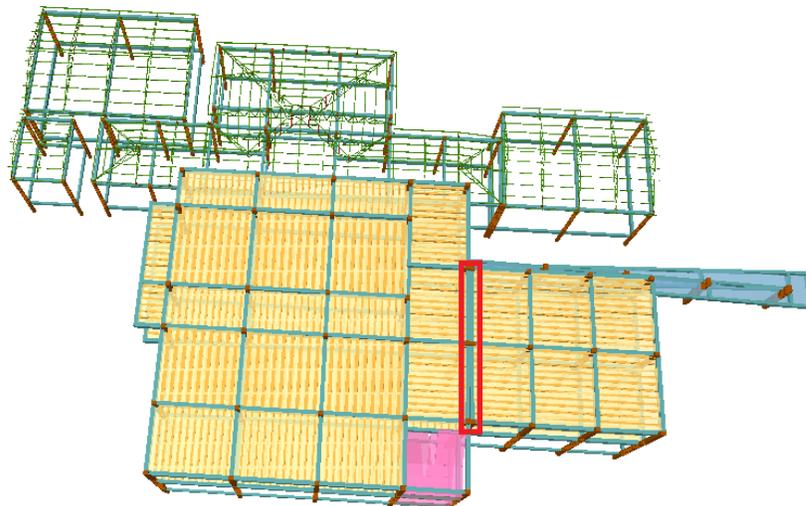
$$\Delta L = 0,00001 \times 25 \times (43,6 - (-6,8))$$

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

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

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

Figura 3.9 Visualización de la ubicación de la junta de dilatación en la estructura



Fuente: Cypecad 2018

3.5.3. Tanque de Agua

Para el diseño del tanque de almacenamiento se tomó las diez aulas cada una con 36 estudiantes.

Entonces el Técnico Humanístico CEA Yacuiba Adultos Distrito 2 albergara a 360 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 x día.

Entonces:

$$\text{Dotacion} = 360 \text{ alumnos} \times \frac{50 \text{ L}}{\text{alumnos} \times \text{dia}} = 18.000,00 \frac{\text{L.}}{\text{dia}}$$

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

$$\text{Por lo tanto, capacidad del tanque elevado } 18.000,00 \frac{\text{L}}{\text{dia}} \times \frac{1}{3} = 6.000,00 \frac{\text{L}}{\text{dia}}$$

Se usará un tanque de poliestireno de 6.000,00 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 4.8x5 m. para poder tener un espacio de apoyo para poder realizar el mantenimiento del tanque.

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

$$6000 \text{ L} = 6\text{m}^3$$

$$\text{Peso del tanque agua} = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \times 6\text{m}^3 = 60 \text{ KN}$$

$$\text{Area de la losa} = 4.8 \times 5 = 24\text{m}^2$$

$$\text{Peso distribuido sobre la losa} = \frac{60 \text{ KN}}{24\text{m}^2} = 2,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga de mantenimiento} = 0,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

3.5.4. 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.

3.5.5. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

3.5.5.1. Vigas

El pre dimensionamiento de una viga es el dar secciones aproximadas a las mismas

En función de las condiciones de su apoyo, para nuestro caso tomaremos la viga más desfavorable que tiene un extremo continuo

$$L_V = 6,20 \text{ m}$$

$$h_V = \frac{6.200,00}{16} = 387,5 \text{ mm}$$

En este proyecto se está trabajando con una fluencia del acero de 500 MPa, se tiene que corregir multiplicando por $\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$

$$h_V = 387,5 \times \left(0.4 + \frac{500}{700}\right) = 431,78 \text{ mm} = 500 \text{ mm}$$

Se adoptará una altura de viga de 0,50 m por tema constructivo

3.5.6. Cargas de Diseño:

Cargas Muertas

Cargas que tienen variaciones pequeñas (despreciables en relación a su valor medio) e infrecuentes con tiempos de aplicación prolongados o de forma permanente

El análisis de cargas permanentes se desarrolló en el ANEXO 3B

Carga Viva

Las 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.

Para las cargas vivas nos basamos en NB1225002-2 ver el ANEXO 3A

A continuación, se presenta una tabla resumen de las cargas actuantes en la estructura:

Tabla 3.9. Sobrecarga de uso según la NB1225001-2

UBICACIÓN	CARGA $\frac{KN}{m^2}$
Escalera	5
Pasillo planta alta	4
Baños	3
Balcones	5
Aulas	3
Rampa	5

Fuente: Elaboración propia

3.5.7. Diseño de los Elementos Estructurales de Sustentación de la Edificación con hormigón h25

3.5.7.1. Diseño Estructural de la Viga

➤ Diseño a Flexión

Datos:

$h = 0,50$ m

$b = 0,30$ m

recubrimiento geométrico= 0,03 m

rec. Mec. = (0,03 + 0,8 + 0,6) = 0,044 m

$d = 0,456$ m = 456 mm

$E_s = 200.000$ MPa

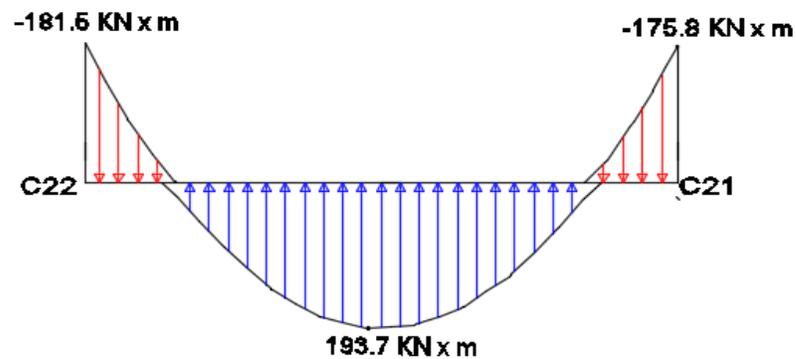
$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

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

$$M_u = 193.7 \text{ KN}\cdot\text{m} = 19.37 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

La verificación del esfuerzo máximo al que está sometida la viga se realizó mediante el programa SAP2000 donde se observa una pequeña variación. Ver el ANEXO 9B

Figura 3.10 Momento flectores en la viga más solicitadas



Fuente: Elaboración propia

Encontrar la profundidad del bloque de compresión

$$a = d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b \times d^2}} \right]$$

Suponiendo que la sección está controlada por tracción $\phi = 0.9$

$$a = 456 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (19.37 \times 10^7)}{0.9 \times 0.85 \times 25 \times 300 \times 456^2}} \right]$$

$$a = 81.28 \text{ mm}$$

Calculo armadura necesaria

$$A_{s.neces.} = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 25 \times 81.28 \times 300}{500}$$

$$A_{s,neces.} = 1.036,32 \text{ mm}^2$$

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

Cálculo de armadura mínima

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

Es decir:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w \times d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 300 \times 456 = 342,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \times d = \frac{1,4}{500} \times 300 \times 456 = 383,04 \text{ mm}^2$$

De las dos armaduras mínimas escogemos la mayor: $A_{s,min} = 383,04 \text{ mm}^2$

Cálculo de la armadura máxima

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

Entonces la cuantía balanceada ρ_b será:

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

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

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

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

$$\rho_b = 0,0197$$

$$A_{s,max.} = 0,75 \times 0,0197 \times 300 \times 456$$

$$A_{s,max.} = 2.021,69 \text{ mm}^2$$

Verificación de áreas de acero

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

$$383 \leq 1.036,32 \leq 2.021,69 \text{ Se cumple es correcto}$$

➤ **Longitud de desarrollo**

$$Ldt = l_d + d$$

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

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

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

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

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

➤ **Espaciamiento entre barras**

$$\text{Min} = \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ db = 16 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} dag = \frac{4}{3} \times 19 \text{ mm} = 25,33 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b = 300 - 44 \times 2 - 3 \times 16 = 164 \text{ mm}$$

$$S = \frac{164}{3} = 54,66 \text{ mm} = 5 \text{ cm}$$

➤ **Verificación de la Flecha Máxima:**

La flecha máxima total a partir de los 3 meses

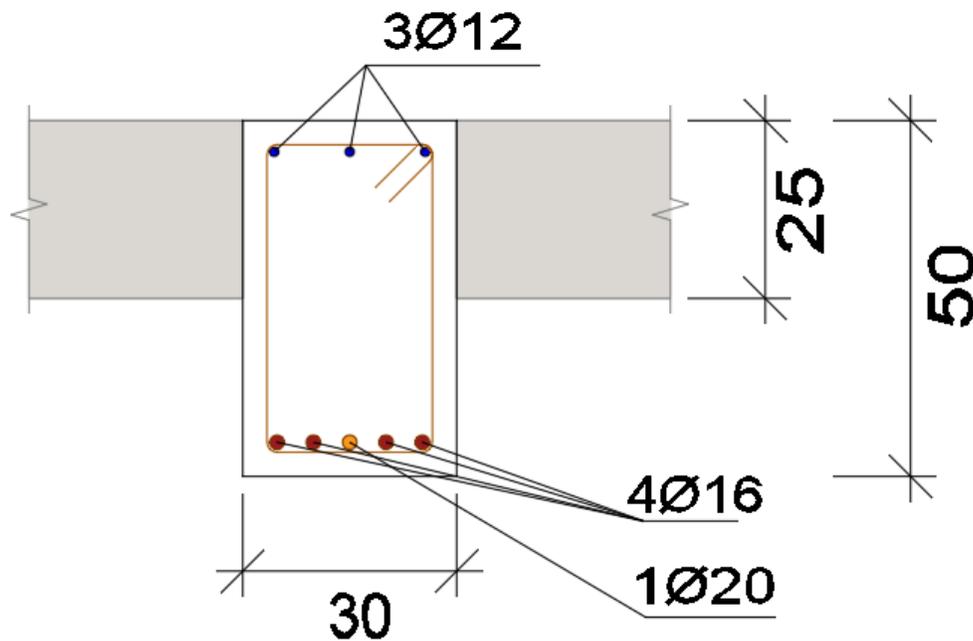
$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed,\infty}) - f(t_{ed})$$

$$f_{A,max} = 12,60 - 11,37 = 1,23 \text{ mm}$$

$$f_{a,lim} = \frac{L}{480} = \frac{565}{480} \times 10 = 11,77 \text{ mm}$$

$$f_{A,max} < f_{a,lim} \quad 1,23 < 11,77 \text{ Cumple la deflexion máxima}$$

Figura 3.11 Distribución de armadura en flexión



Fuente: Elaboración propia

➤ Diseño a cortante

Datos:

Altura de la viga $h = 500 \text{ mm}$

Base de la viga $b_w = 300 \text{ mm}$

$r. \text{ mecánico} = 44 \text{ mm}$

Altura efectiva $d = 456 \text{ mm}$

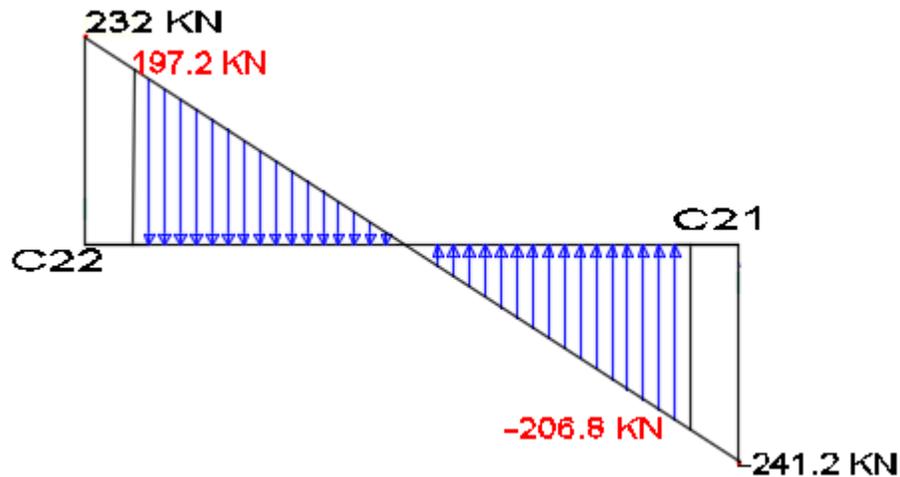
Cortante máxima $V_u = -206,8 \text{ KN}$

Resistencia características del concreto $F'_c = 25 \text{ MPa}$

Fluencia del acero $F_y = 500 \text{ MPa}$

$$\phi = 0,75$$

Figura 3.12 Esfuerzo cortante de la viga más solicitada



Fuente: Elaboración propia

Armadura de diseño a corte

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante está basado en:

$$V_u = \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo cortante

Como la resistencia nominal al cortante está compuesta del cortante que resiste el hormigón y del que debe resistir el acero, entonces:

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

Resistencia proporcionada por el concreto

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

$$V_c = \frac{\sqrt{25}}{6} \times 300 \times 456 = 114 \text{ (KN)}$$

Diseño del refuerzo de cortante (NB1225001)

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a la siguiente prescripciones:

- 1.- Si $V_u < 0,5(\phi V_c)$ Colocar armadura constructiva
- 2.- Si $0,5(\phi V_c) < V_u < \phi V_c$ Colocar armadura mínima Av. min
- 3.- Si $V_u > \phi V_c$ Colocar armadura de fuerza y no debe ser menor que Av. min

Donde: 0,75 Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

$$\text{Si } 206,8 > 0,75 \times 114$$

$$\text{Si } 206,8 > 85,5 \text{ necesita armadura de cortante}$$

Cálculo del refuerzo de acero

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{206,8}{0,75} - 114 = 161,73 \text{ KN}$$

Cálculo del espaciamiento de la armadura transversal

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

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

$$\phi_g = A_v = 2 \times 50 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 100 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{100 \times 500 \times 456}{161.733,33}$$

$$S = 140,97 \text{ mm}$$

S = 12,5 cm espaciamiento constructivo

Cálculo de la resistencia nominal del acero

$$V_s = \frac{100 \times 500 \times 456}{125} = 182,4 \text{ KN}$$

Límite para el espaciamiento del refuerzo cortante

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

Refuerzo cortante mínimo

$$A_{v_{\min}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} \times \frac{b_w \times S}{f_{yt}} \geq \frac{\sqrt{25}}{16} \times \frac{300 \times 125}{500} = 23,44 \text{ mm}^2$$

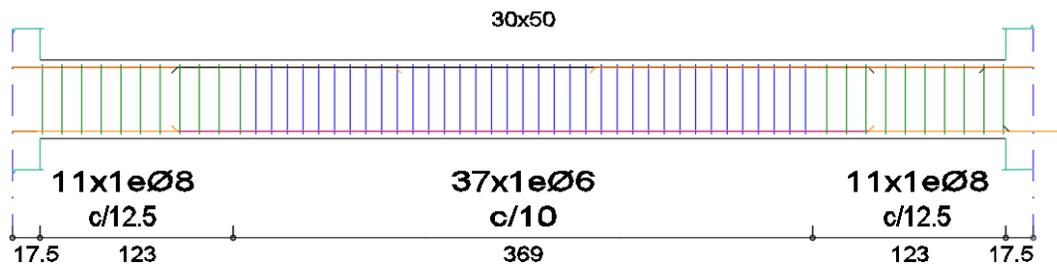
$$A_{v_{\min}} \geq 0,34 \times \frac{b_w \times S}{f_{yt}} \geq 0,34 \times \frac{300 \times 125}{500} = 25,5 \text{ mm}^2$$

Se toma el mayor de las áreas mínima y se compara con la armadura calculada:

$$A_v \geq A_{v_{\min}}$$

$$100 \geq 25,5 \text{ cumple}$$

Figura 3.13 Distribución de la armadura por cortante



Fuente: Elaboración propia

3.5.7.2. Diseño de la Losa Aliviada

- Determinación del canto de la losa aliviada

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

$$h = \frac{6,00}{28} = 0,21 \text{ (m)}$$

Se asumirá un paquete estructural de 0,25 m para todos los paños. En la cual el espesor de la capa de compresión tendrá un espesor de $h = 0,05 \text{ m}$

- Determinación de la armadura de reparto

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

$$N^\circ \text{ alambre} = 4$$

$$A_{ps} = 113,097 \text{ mm}^2 \text{ Area del acero pretensado}$$

$$F_{pu} = 1860 \text{ Mpa Esfuerzo de rotura del acero de preesfuerzo}$$

$f_{ps} = 1674 \text{ Mpa}$ Esfuerzo del acero preesfuerzo en fluencia

$F'_c = 35 \text{ Mpa}$ resistencia característica del hormigon a los 28 dias

$F'_c = 25 \text{ Mpa}$ resistencia característica del hormigon a los 28 dias

$\gamma_p = 0,4 \text{ fpy/fpu} = 0,85$

$\beta_1 = 0,80$ Relacion de la profundidad del bloque rectangular con la profundidad del eje neutro.

$b = 60 \text{ mm}$ Ancho de la cara de compresion

$h_f = 50 \text{ mm}$ Altura de las alas de seccion compuesta

$d_p = 114,4 \text{ mm}$ Distancia desde la fibra comprimida hasta el centroide del acero de preesfuerzo

$d = 175,3 \text{ mm}$ Distancia desde la fibra comprimida hasta el centroide del acero de refuerzo

$L = 6000 \text{ mm}$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = 0,0177$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \times \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right] \right\}$$

$$F_{ps} = 987,50 \text{ Mpa}$$

Cálculo del ancho efectivo

$$B < L/4 \quad b < 1500 \text{ mm}$$

$$b < 16 h_f + b_w \quad b < 856 \text{ mm}$$

$$b < s \quad b < 500 \text{ mm}$$

Cálculo del ancho homegeneizado:

$$E_c = W_c^{1,5} \times 43 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E_{c_{25}}(25 \text{ Mpa}) = 24.631,34 \text{ Mpa}$$

$$E_{c_{35}}(35 \text{ Mpa}) = 31.798,93 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_{c_{21}}}{E_{c_{35}}} = 0,775$$

$$b = b_e \times n = 387,298 \text{ mm}$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión:

Si el límite del bloque de compresión pasa los límites del ala y el alma la sección se debe diseñar como viga T.

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b} = 9,69 \text{ mm}$$

$9,69 < 50$ “ se diseña como viga rectangular”

Cálculo del momento nominal:

$$d_p = 239,7 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = 12,12 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d_p - c}{c} \times 0,003 = 0,05635$$

$0,05635 > 0,005$ “La sección esta controlada por tracción”

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi = 0,9$$

$$\phi M_n = 26229254,04 \text{ N-mm}$$

$$M_n = 23,607 \text{ KN-m}$$

$$A = 0,036 \text{ m}^2$$

$$Y = 24 \text{ KN/m}^3$$

$a = 0,5 \text{ m}$ “ Separación entre viguetas”

Peso propio:

$$q_0 = 0,864 \text{ KN/m}$$

Carga muerta: $1,35 \text{ KN/m}^2$

$$q_D = 0,675 \text{ KN/m}$$

Sobre carga viva: 3 KN/m^2

$$q_L = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$q_D = 1,539 \text{ KN/m}$$

$$q_L = 1,5 \text{ KN/m}$$

Combinación de carga:

Combinación 1 $q_u = 1,4 q_D$ $q_u = 2,155 \text{ KN/m}$

Combinación 2 $q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L$ $q_u = 4,247 \text{ KN/m}$

Se escoge la mayor $q_u = 4,247 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_u = 19,11 \text{ KN-m}$$

$$M_u \leq \phi \times M_n$$

$$19,11 \text{ KN-m} \leq 23,607 \text{ KN-m} \text{ "Cumple"}$$

La armadura de reparto de por retracción y temperatura determina con la siguiente expresión:

$$A_{s_{\text{mini}}} = 0,0015 \times b \times h$$

$$A_{s_{\text{mini}}} = 0,0015 \times 1000 \times 50 = 75 \text{ mm}^2$$

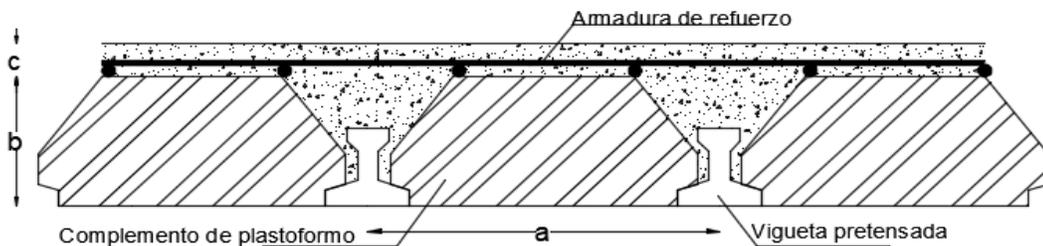
Se empleara una malla electrosoldada de diametro igual a 6 mm donde las varillas de refuerzo estaran a 30 cm en cada direcci3n.

Separaci3n m3nima de la armadura por retracci3n y temperatura:

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

$$S_{\text{min}} \begin{cases} \leq 3 \times 50 \text{ mm} = 150 \text{ mm} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Figura 3.14 Geometria de la losa alivianada



Fuente: Elaboraci3n propia

$$a = 0,50 \text{ m} \quad b = 0,20 \text{ m} \quad c = 0,05 \text{ m}$$

3.5.7.3. Diseño Estructural de la Columna

Figura 3.15 Columna en estudio

DATOS:

Sección:

$$b = 0,35 \text{ m} = 350 \text{ mm}$$

$$h = 0,35 \text{ m} = 350 \text{ mm}$$

$$r = 36 \text{ mm}$$

$$d=35-2-0.6-1$$

$$d = 0,314 \text{ m} = 314 \text{ mm}$$

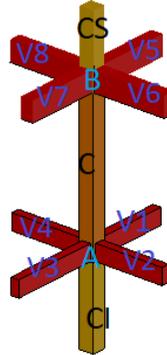
$$P_u = 1.059,8 \text{ KN}$$

$$M_{1x} = -15,9 \text{ KN-m}$$

$$M_{2x} = 11,9 \text{ KN-m}$$

$$M_{1y} = -4,7 \text{ KN-m}$$

$$M_{2y} = -2,1 \text{ KN-m}$$



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.10. Dimensiones e inercia de los elementos que llegan a la columna

Elemento	Longitud (m)	B (m)	h (m)	I _x X 10 ⁻⁸ (m ⁴)	I _y X 10 ⁻⁸ (m ⁴)
Columna C	3,70	0,35	0,35	125.502,08	125.502,08
Columna CS	3,70	0,35	0,35	125.502,08	125.502,08
Columna CI	2,40	0,35	0,35	125.502,08	125.502,08
Viga 1	4,00	0,20	0,40	106.666,67	26.666,67
Viga 2	4,65	0,20	0,40	106.666,67	26.666,67
Viga 3	5,70	0,20	0,40	106.666,67	26.666,67

Viga 4	5,50	0,20	0,40	106.666,67	26.666,67
Viga 5	4,00	0,30	0,50	312.500	112.500
Viga 6	4,65	0,30	0,50	312.500	112.500
Viga 7	5,70	0,30	0,50	312.500	112.500
Viga 8	5,50	30	0,50	312.500	112.500

Fuente: Elaboración propia

Dirección x:

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_c} + \frac{I_{cx3}}{L_i}}{\frac{I_{v1x}}{L_{v1}} + \frac{I_{v2x}}{L_{v2}} + \frac{I_{v3y}}{L_{v3}} + \frac{I_{v4y}}{L_{v4}}} = \frac{\frac{125.502,0}{4,30} + \frac{125.502,0}{2,40}}{\frac{106.667}{4,00} + \frac{106.667}{4,65} + \frac{26.667}{5,70} + \frac{26.667}{5,50}} = 1,37$$

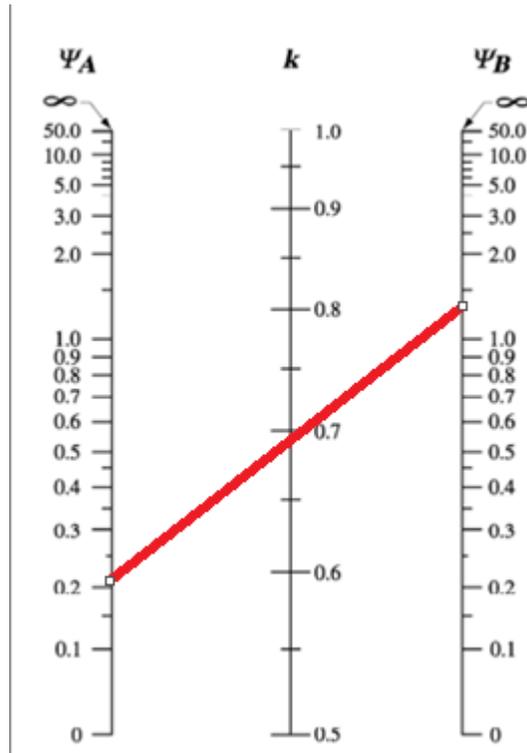
$$\psi_B = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_c} + \frac{I_{csx}}{L_{cs}}}{\frac{I_{v5x}}{L_{v5}} + \frac{I_{v6x}}{L_{v6}} + \frac{I_{v7y}}{L_{v7}} + \frac{I_{v8y}}{L_{v8}}} = \frac{\frac{125.502}{4,30} + \frac{125.502}{3,70}}{\frac{540.000}{4,00} + \frac{312.500}{4,65} + \frac{135.000}{5,70} + \frac{112.500}{5,50}} = 0,22$$

Dirección y:

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{v1x}}{L_{v1}} + \frac{I_{v2x}}{L_{v2}} + \frac{I_{v3y}}{L_{v3}} + \frac{I_{v4y}}{L_{v4}}} = \frac{\frac{125.502,0}{4,30} + \frac{125.502,0}{2,40}}{\frac{106.667}{4,00} + \frac{106.667}{4,65} + \frac{266.667}{5,70} + \frac{266.667}{5,50}} = 1,37$$

$$\psi_B = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cly}}{L_{c3}}}{\frac{I_{v5x}}{L_{v5}} + \frac{I_{v6x}}{L_{v6}} + \frac{I_{v7y}}{L_{v7}} + \frac{I_{v8y}}{L_{v8}}} = \frac{\frac{125502}{430} + \frac{125502}{370}}{\frac{540.000}{4,00} + \frac{312.500}{4,65} + \frac{135.000}{5,70} + \frac{112.500}{5,50}} = 0,22$$

Figura 3.16 Factor de esbeltez mediante el nomograma de Jackson y Moreland



Fuente: NB1225001-1

Entonces:

$$K_x = K_y = 0,68$$

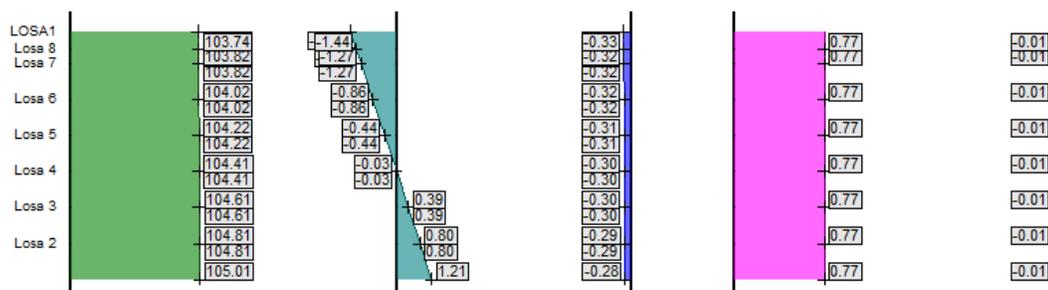
$$\frac{Klu}{r} \leq 34-12 (M1 /M2)$$

$$\frac{0,68 \times 370}{\sqrt{\frac{125.502,00}{1.225,00}}} \leq 34-12 (-1,44 /1,21)$$

$$24,86 \leq 48,20$$

Donde el término $(34-12 (M1 /M2))$ no debe tomarse mayor que 40. El término $M1 /M2$ es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Figura 3.17 Esfuerzos actuantes en la columna de estudio



Fuente: Cypecad 2018

Verificación de portico desplazable o indesplazable.

Según la NB1225001 en el apartado 10.10.5.2, una columna se considera indesplazable si:

$$Q = \frac{\sum P_u \times \Delta_0}{V_u \times l_c} \leq 0,05$$

$$\sum P_u = 1.059,8 \text{ kN}$$

$$\Delta_0 = 0,55 \text{ mm. (distorsión absoluta)}$$

$$V_{us} = 14,4 \text{ kN}$$

$$l_c = 3700 \text{ mm.}$$

$$Q = \frac{1.059,8 \times 0,55}{14,4 \times 3.700,00} \leq 0,05$$

$$Q = 0,011 \leq 0,05$$

Cumple con la consideración adoptada de pórtico desplazable.

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:

$$A_{S_{min}} = 0,006 \times A_g \quad A_{S_{max}} = 0,08 \times A_g \text{ De acuerdo a (10.9.1 NB 1225001-1)}$$

$$A_{S_{min}} = 0,006 \times A_g = 0,006 \times (350 \times 350) = 735 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0,08 \times A_g = 0,08 \times (350 \times 350) = 9800 \text{ mm}^2$$

Armado de la sección

Diámetro del Refuerzo longitudinal 4 Ø 20 mm

$$A_{st} = 1.256,00 \text{ mm}^2 \text{ “Cumple con el mínimo”}$$

Estimación de la cuantía

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{1.256,00 \text{ m}^2}{122.500,00 \text{ cm}^2} = 0,01 = 1\%$$

$$0,006 < 0,010 < 0,08$$

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)

$$S_{t_{\min}} \begin{cases} \geq 1,5 \times 20 = 30 \text{ mm} \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \times 19 \text{ mm} = 25,27 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{cal} = \frac{b - 2r - N_b d_b - 2d_{es}}{N_b - 1} = 258 \text{ mm}$$

Cumple con la separación.

Diseño Por diagrama de interacción de la columna.

Datos de la sección (Columna N° 16)

$$\beta = 0,85 \quad \text{para } f'_c < 30 \text{ Mpa}$$

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

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

$$h = 350 \text{ mm.}$$

$$b = 350 \text{ mm.}$$

$$d = 350 - (20 + 6 + 20/2) = 314 \text{ mm}$$

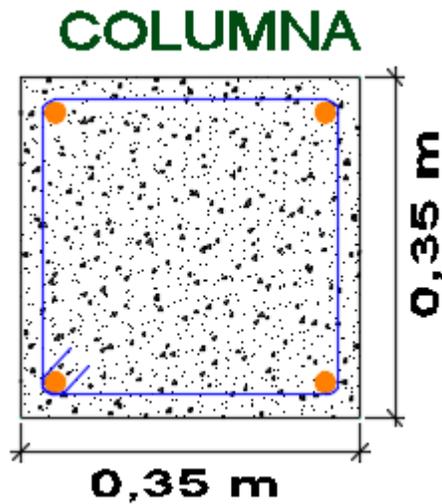
$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$A_s = 1.256,00 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 122.500,00 \text{ mm}^2$$

Figura 3.18 Vista en planta de la columna en estudio



Fuente: Elaboración propia

Construcción del diagrama de interacción

$$A_{s1} = 628 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 628 \text{ mm}^2$$

Factor de reducción

$$\phi = 0,65$$

Punto inicial

$$P_o = (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y)$$

$$P_o = (0,85 \times 25 \times (122.500 - 1.256) + 1.256,0 \times 500)$$

$$P_o = 3.204,44 \text{ KN}$$

Cálculo del punto de carga concéntrico Pn (Compresión pura)

$$P_{n\max} = 0,8P_o = 2.563,55 \text{ KN}$$

$$\emptyset P_{n\max} = 0,65 P_{n\max} = 1.666,31 \text{ KN}$$

$$P_n(0 \text{ KN x m}; 1.666,31 \text{ KN})$$

Cálculo del punto de tracción pura Pnt

$$P_{nt} = A_s \times F_y = 1.256,0 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ N/mm}^2 = 628 \text{ KN.}$$

$$\emptyset P_{nt\max} = 0,9 \times 628 = 565,20 \text{ KN.}$$

$$P_{nt}(0 \text{ KN x m}; 565,20 \text{ KN})$$

1.- Cálculo del punto de carga balanceada

$$C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \times d \quad C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{500}{200.000}} \times 314 = 171,27 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 \times c = 0,85 \times 171,27 \text{ mm} \quad a = 145,58 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{171,27} = \frac{\epsilon_1}{171,27 - d_1} \quad \epsilon_1 = 0,00236 \text{ esta en compresión entonces } -0,0024$$

$$\frac{0,003}{171,27} = \frac{\epsilon_2}{171,27 - d_2} \quad \epsilon_2 = -0,0025 \text{ esta en compresión entonces } +0,0025$$

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 \times E_s = -0,0024 \times 200.000,0 = -473,88 \text{ MPa.}$$

$$f_{s2} = \epsilon_2 \times E_s = 0,0025 \times 2000000 = 499,8 \text{ MPa.}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} \times A_{s1} = -473,88 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2 = -296,97 \text{ KN.}$$

$$F_2 = f_{s2} \times A_{s2} = 499,8 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2 = 313,87 \text{ KN.}$$

Cálculo de la fuerza de compresión Nb

$$N_b = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$N_b = 0,85 \times 25 \times 145,58 \times 350 = -1.082,75 \text{ KN}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \Sigma F_i$$

$$P_{nb} = -1.082,75 \text{ KN} - 296,9 \text{ KN} + 313,87 \text{ KN} = -1.065,78 \text{ KN}$$

Cálculo del centroide plástico

$$Y_p = \frac{(0,85 \times f'_c \times A_g) \times \left(\frac{d}{2}\right) + \Sigma A_{s_i} \times f_y \times d_i}{(0,85 \times f'_c \times A_g) + (A_{st} \times f_y)}$$

$$Y_p = \frac{(0,85 \times 25 \times (122.500)) \times \left(\frac{314}{2}\right) + ((628 \times 36) + (628 \times 314)) \times 500}{(0,85 \times 25 \times (122.500)) + (1.256,0 \times 500)}$$

$$Y_p = 160,50 \text{ mm}$$

Cálculo del momento nominal respecto a y_p

$$\text{Para compresion } M_{n1} = F_1 \times (y_p - d_1)$$

$$\text{Para traccion } M_{n2} = F_2 \times (d_2 - y_p)$$

$$M_{n1} = F_1 \times (y_p - d_1) = 296,97 \times (160,50 - 36) = 36,97 \text{ KN-m}$$

$$M_{n2} = F_2 \times (d_2 - y_p) = 313,87 \times (314 - 160,50) = 48,189 \text{ KN-m}$$

Cálculo del momento nominal M_n

$$M_n = N_b \times \left(y_p - \frac{a}{2}\right) + \Sigma M_i$$

$$M_n = 1.082,75 \times \left(0,16 - \frac{0,146}{2}\right) + (36,97 + 48,18)$$

$$M_n = 179,35 \text{ KN-m}$$

$$\mathbf{P_b: (179,35 \text{ KN-m}; 1.065,78 \text{ KN})}$$

2.- Cálculo del punto en la zona de falla frágil

$C = 260 \text{ mm}$ cumpliendo que trabaje en zona frágil, entonces: $c > c_b$

$$a = 0,85 \times c = 0,85 \times 260 \text{ mm} \quad a = 221 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{260} = \frac{\epsilon_1}{260 - d_1} \quad \epsilon_1 = 0,0026 \text{ esta en compresión entonces } - 0,0026$$

$$\frac{0,003}{260} = \frac{\epsilon_2}{260 - d_2} \quad \epsilon_2 = -0,00062 \text{ esta en compresión entonces } + 0,00062$$

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 \times E_s = -0,0026 \times 200.000,00 = -516,0 \text{ MPa.} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = \epsilon_2 \times E_s = 0,00062 \times 200.000,00 = 124,6 \text{ MPa.}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} \times A_{s1} = -500 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2 = -314 \text{ KN.}$$

$$F_2 = f_{s2} \times A_{s2} = 124,6 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2 = 78,25 \text{ KN.}$$

Cálculo de la fuerza de compresión Nb

$$N_b = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$N_b = 0,85 \times 25 \times 221 \times 350 = -1.643,69 \text{ KN}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \sum F_i$$

$$P_{nb} = -1.643,69 - 314 \text{ KN} + 78,25 \text{ KN} = -1.879,44 \text{ KN}$$

Cálculo del momento nominal respecto a yp

$$\text{Para compresion } M_{ni} = F_i \times (y_p - d_i)$$

$$\text{Para traccion } M_{ni} = F_i \times (d_i - y_p)$$

$$M_{n1} = F_1 \times (y_p - d_i) = 314 \times (160,50 - 36) = 39,26 \text{ KN-m}$$

$$M_{n2} = F_2 \times (d_i - y_p) = 78,25 \times (314 - 160,50) = 11,971 \text{ KN-m}$$

Cálculo del momento nominal Mn

$$M_n = N_b \times \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum M_i$$

$$M_n = 1.643,79 \times \left(0,16 - \frac{0,22}{2}\right) + (39,26 + 11,97)$$

$$M_n = 120,26 \text{ KN} - \text{m}$$

$$\mathbf{Pb: (120,26 \text{ KN-m ;1.879,44 \text{ KN})}$$

3.- Cálculo del punto en la zona de falla dúctil

$C = 125 \text{ mm}$ cumpliendo que trabaje en zona frágil, entonces: $c < c_b$

$$a = 0,85 \times c = 0,85 \times 125 \text{ mm} \quad a = 106,3 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{125} = \frac{\epsilon_1}{125 - d_1} \quad \epsilon_1 = 0,0021 \text{ esta en compresión entonces } - 0,0021$$

$$\frac{0,003}{125} = \frac{\epsilon_2}{125 - d_2} \quad \epsilon_2 = -0,0045 \text{ esta en compresión entonces } + 0,0045$$

Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 \times E_s = -0,0021 \times 200.000,00 = -428 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = \epsilon_2 \times E_s = 0,0045 \times 200.000,00 = 908 \text{ Mpa} = 500 \text{ MPa}$$

Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} \times A_{s1} = -428 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2 = -268,78 \text{ KN.}$$

$$F_2 = f_{s2} \times A_{s2} = 500 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2 = 314 \text{ KN.}$$

$$N_b = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$N_b = 0,85 \times 25 \times 106,3 \times 350 = -790,61 \text{ KN.}$$

Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \Sigma F_i$$

$$P_{nb} = -790,61 \text{ KN} - 268,78 \text{ KN} + 314 \text{ KN} = -745,39 \text{ KN.}$$

Cálculo del momento nominal respecto a y_p

$$\text{Para compresión } M_{ni} = F_i \times (y_p - d_i)$$

$$\text{Para tracción } M_{ni} = F_i \times (d_i - y_p)$$

$$Mn1 = F1 \times (y_p - d_i) = 268,78 \times (160,50 - 36) = 33,46 \text{ KN-m}$$

$$Mn2 = F2 \times (d_i - y_p) = 314 \times (314 - 160,50) = 48,20 \text{ KN-m}$$

Cálculo del momento nominal M_n

$$M_n = N_b \times \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum M_i$$

$$M_n = 790,61 \times \left(0,16 - \frac{0,106}{2} \right) + (33,46 + 48,20) = 170,21 \text{ KN-m}$$

Pb: (170,21 KN-m; 790,61 KN)

Elaboración del diagrama de iteración

Tabla 3.11. Puntos del diagrama de interacción sin afectar por el factor de minoración

Zona	Carga Pn	Momento Mn
Compresión pura	3.204,44	0
Frágil	1.879,44	120,26
Balanceado	1.065,78	179,35
Dúctil	790,61	170,21
Tracción pura	-565,20	0

Fuente: Elaboracion propia

Tabla.3.12. Puntos del diagrama de interacción afectados por el factor de minoración

Zona	Carga Pn	Momento Mn	ϕ	ϕP_n	ϕM_n
Compresión pura	3.204,44	0	0,65	2.082,89	0
Frágil	1.879,44	120,26	0,9	1.691,50	108,23
Balanceado	1.065,78	179,35	0,65	692,76	116,58
Dúctil	790,61	170,21	0,65	513,90	110,64

Tracción pura	-565,20	0	0,9	-508,68	0
----------------------	---------	---	-----	---------	---

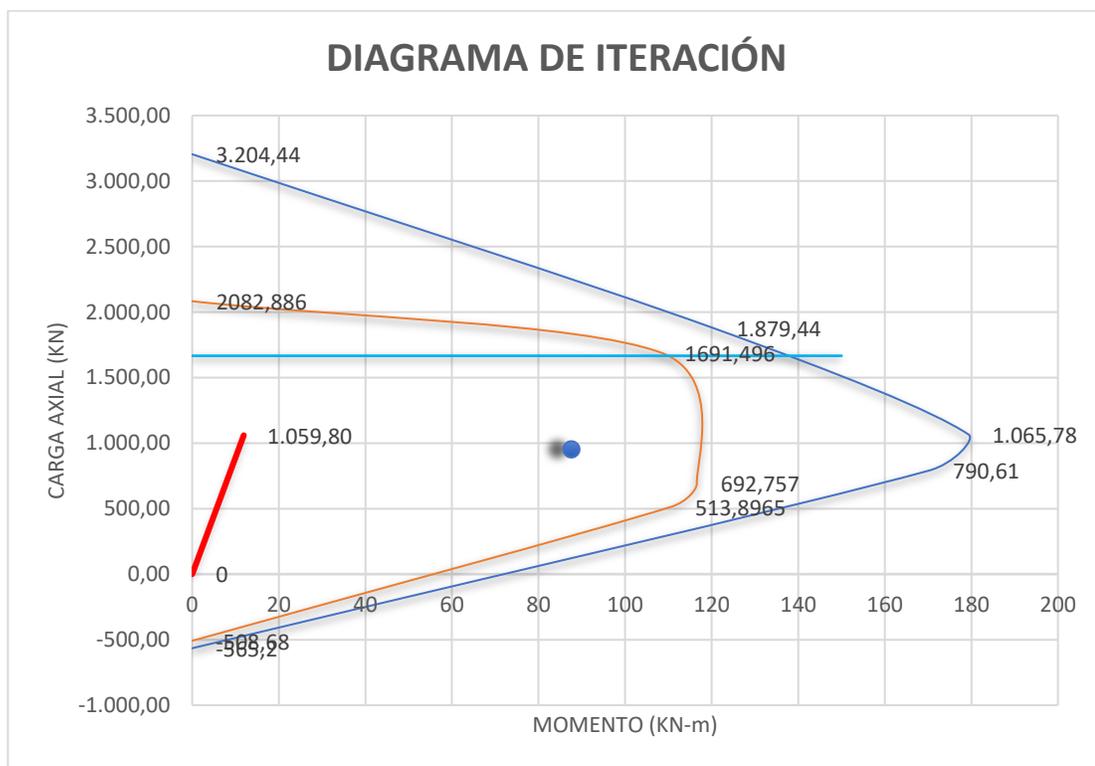
Fuente: Elaboración propia.

Recta de $\emptyset P_{nmax}$

$$\emptyset P_{nmax} = 1814,93 \times 0,8 = 1451,94 \text{ KN}$$

Al ser una columna simétrica el diagrama tanto en x-y son iguales

Figura 3.19 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

$$d = 314 \text{ mm}$$

$$V_u = 7700 \text{ N}$$

$$N_u = 1.059,800 \text{ N}$$

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

Factor de concreto liviano $\lambda=1$

Numero de ramas de estribo = 2

Factor de reducción de resistencia: $\phi_c = 0,75$

$$V_c = 0,29 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \times \sqrt{1 + \frac{0,29 \times N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 0,29 \times 1 \times \sqrt{25} \times 350 \times 314 \times \sqrt{1 + \frac{0,29 \times 1.059,800}{122.500,00}}$$

$$V_c = 298.505,32 \text{ N} = 298,50 \text{ KN.}$$

Verificación de necesidad de acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi \times V_c$$

$$V_s = 7700 - 0,75 \times 298.505,32$$

$$V_s = 216.178,99 \text{ N}$$

(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:

$$A_{v_{\text{mini}}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} \times \frac{b_w \times s}{f_{yt}} \geq \frac{\sqrt{25}}{16} \times \frac{350 \times 200}{500} = 43,75 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\text{mini}}} \geq 0,34 \times \frac{b_w \times s}{f_{yt}} \quad A_{v_{\text{mini}}} \geq 0,34 \times \frac{350 \times 200}{500} = 47,60 \text{ mm}^2$$

Acero adoptado

Nºbarras= 2 (1 por rama)

Diámetro de barra = 6mm

$$A_v = 2 \times \frac{\pi \times (6)^2}{4} = 57 \text{ mm}^2$$

Verificación de Espaciamiento mínimo

$$S_{t_{\min}} \begin{cases} \geq 1,5 \times d_{\text{estribo}} = 9 \text{ mm} \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \times d_{\text{agregado}} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{t_{\min}} = 40 \text{ mm}$$

Verificación de Espaciamiento máximo

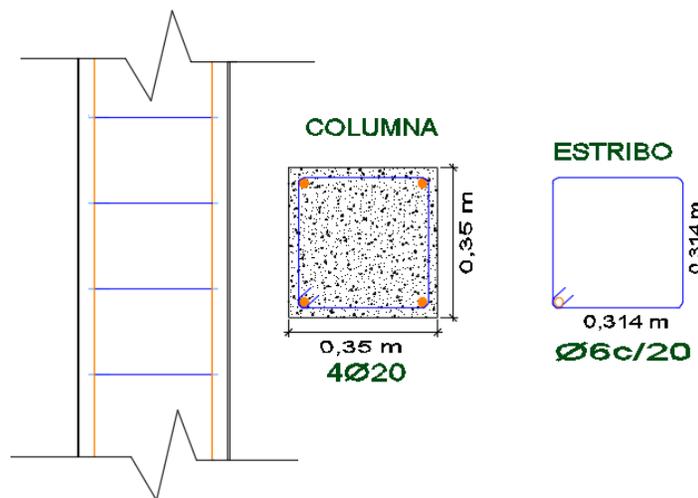
$$S_{t_{\max}} \begin{cases} \leq 12 \times d_{\text{barra}} = 240 \text{ mm} \\ \leq 36 \times d_{\text{estribo}} = 216 \text{ mm} \\ \leq 300 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{t_{\max}} = 240 \text{ mm}$$

La separación asumida cumple con los requerimientos

Por lo tanto, armadura transversal de columna será: $\phi 6\text{mm c}/20\text{cm}$.

Figura 3.20 Distribución de la armadura longitudinal y de corte en la columna



Fuente: Elaboración propia

3.5.7.4. Diseño Estructural de la Zapata Aislada

DATOS: C15

Estado de servicio

$$P = 966,9 \text{ KN}$$

$$M_x = 7,2 \text{ KN-m}$$

$$M_y = -9,5 \text{ KN-m}$$

$$\sigma_{\text{adm.}} = 114 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Datos de la columna:

$$b_c = 0,35 \text{ m}$$

$$l_c = 0,35 \text{ m}$$

Después de un análisis comparativo del esfuerzo admisible del suelo se decidió trabajar con el valor menor que es el más desfavorable 114 KN/m^2 Ver el ANEXO 2B

Cálculo del área requerida

$$A = \frac{P}{q_{\text{adm.}}} = \frac{966,9 \text{ KN}}{114 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 8,48 \text{ m}^2$$

$$B = L \text{ (Asumiendo una zapata cuadrada)}$$

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{8,48} = 2,91 \text{ m}$$

$$L = B = 3,0 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidades

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

$$e_x = 0,00745 < 0,5 \text{ Ok cumple}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} < \frac{L}{6}$$

$$e_y = 0,0098 < 0,50 \text{ Ok cumple}$$

Cálculo de la capacidad del suelo

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

$$q_{\text{suelo}} = \frac{966,9}{3,0 \times 3,0} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,0074)}{3,0} + \frac{6 \times (0,0098)}{3,0} \right)$$

$$q_{\text{suelo}} = 111,13 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

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

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P} = 0,0067 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P} = 0,011 \text{ m}$$

Cálculo del esfuerzo en el terreno

$$q_1 = \frac{P}{A} \times \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{1.264,7}{3 \times 3} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,0067)}{3,0} + \frac{6 \times (0,011)}{3,0} \right) = 145,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{A} \times \left(1 + \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_2 = \frac{1.264,7}{3 \times 3} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,0067)}{3,0} - \frac{6 \times (0,011)}{3,0} \right) = 139,31 \text{ KN/m}^2$$

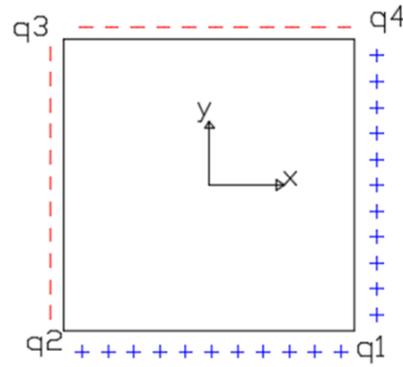
$$q_3 = \frac{P}{A} \times \left(1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{1.264,7}{3 \times 3} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,0067)}{3,0} - \frac{6 \times (0,011)}{3,0} \right) = 135,55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_4 = \frac{P}{A} \times \left(1 - \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_4 = \frac{1.264,7}{3 \times 3} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,0067)}{3,0} + \frac{6 \times (0,011)}{3,0} \right) = 141,73 \text{ KN/m}^2$$

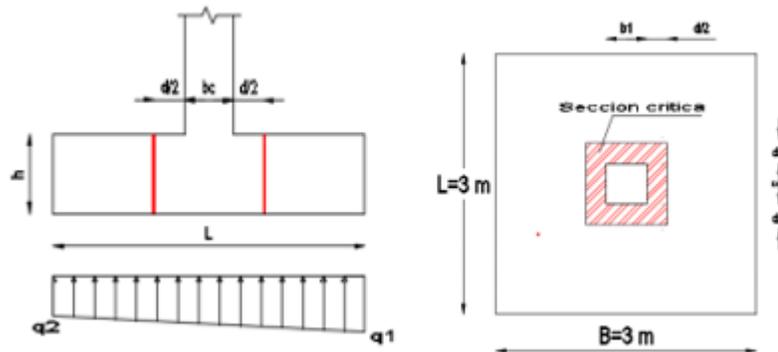
Figura 3.21 Distribución de esfuerzos en la zapata



Fuente: Elaboración propia

Cortante por punzonamiento

Figura 3.22 Localización de esfuerzo crítico por punzonamiento en la zapata



Fuente: Elaboración propia

Nos adoptamos un valor de $h = 0,55 \text{ m}$

Recubrimiento $r = 0,07 \text{ m}$

$$d = h - r$$

$$d = 0,55 - 0,07 = 0,48 \text{ m}$$

Cálculo de la fuerza por punzonamiento

$$V_{up} = P_u - \frac{q_2 + q_1}{2} \times [(b_c + d) \times (l_c + d)]$$

$$V_{up} = 1.264,7 - \frac{145,50 + 139,31}{2} \times [(0,35 + 0,48) \times (0,35 + 0,48)]$$

$$V_{up} = 1.166,60 \text{ KN}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 \times d}$$

$$b_0 = 2 \times ((b_1 + d) + (b_2 + d))$$

$$b_0 = 2 \times ((0,35 + 0,48) + (0,35 + 0,48)) = 3,32 \text{ m}$$

$$U_{up} = \frac{1.166,60}{3,32 \times 0,48} = 732,05 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$U_{up} = 0,73 \text{ MPa}$$

Esfuerzo que resiste el hormigon

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda \times \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times b_0 \times d \\ \frac{\lambda \times \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \times b_0 \times d \\ \frac{\lambda \times \sqrt{f'_c}}{3} \times b_0 \times d \end{cases} \quad \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ columna esquina} \end{cases}$$

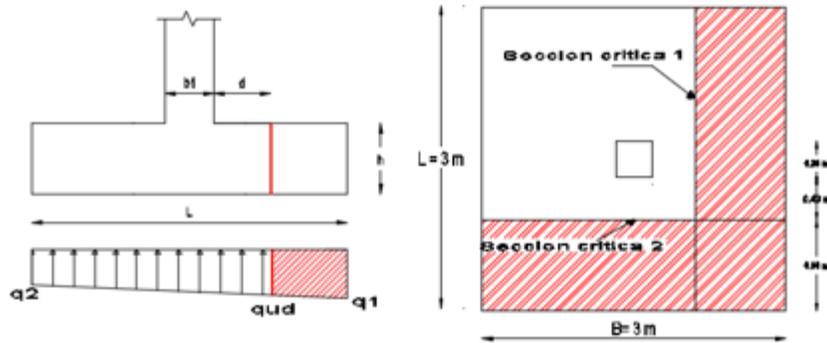
β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción.

$$\beta = \frac{l_c}{b_c} = \frac{35}{35} = 1$$

$$0,73 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 2,50 \text{ MPa} \\ 3,24 \text{ MPa} \\ 1,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

Cálculo del esfuerzo a corte crítico

Figura 3.23 Localización del esfuerzo crítico por corte en la zapata



Fuente: Elaboración propia

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

$$q_{ud} = 145,50 - \frac{145,50 - 139,31}{3} \left[\frac{(3 - 0,35)}{2} - 0,48 \right]$$

$$q_{ud} = 143,76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de la fuerza cortante

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

$$Q_{ud} = \frac{145,50 + 143,76}{2} \times \left[\frac{(3 - 0,35)}{2} - 0,48 \right] \times 3 = 366,64 \text{ KN}$$

Cálculo del esfuerzo cortante

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L \times d} = \frac{366,64 \text{ KN}}{3 \text{ m} \times 0,48 \text{ m}} = 254,61 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$U_{up} = \mathbf{0,255 \text{ MPa}}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

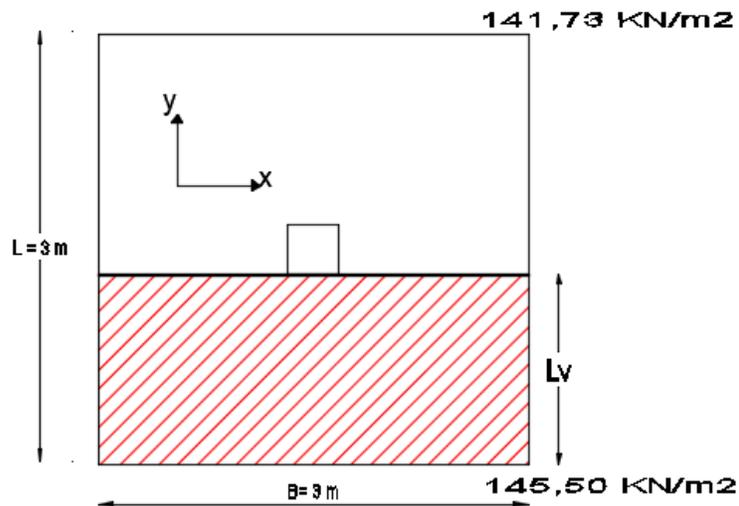
$$U_{up} \leq \frac{\phi \times \sqrt{f'_c}}{6} \quad 0,26 \leq \frac{0,85 \times \sqrt{25}}{6}$$

$$0,26 \text{ MPa} \leq 0,70 \text{ MPa} \text{ cumple!!!}$$

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 3.24 Diseño a flexión en dirección X de la zapata



Fuente: Elaboración propia

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

$$q_{uf} = q_{u \max} - \left(\frac{q_{u \max} - q_{u1}}{L} \right) \left(\frac{L - b_1}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 145,50 - \left(\frac{145,50 - 141,73}{3,0} \right) \left(\frac{3,0 - 0,35}{2} \right) = 143,83 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$L_v = \frac{L - b_2}{2} = \frac{3,0 - 0,35}{2} = 1,325 \text{ m}$$

$$M_u = \left[\left(\frac{145,50 - 143,83}{2} \right) \left(\frac{2 \times 1,325^2}{3} \right) + 143,83 \times \frac{1,325^2}{2} \right] \times 3,0$$

$$M_u = 381,70 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_u = 38,17 \times 10^7 \text{ N} - \text{mm}$$

Como la sección es rectangular calculamos el bloque de compresión

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

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

$$a = 480 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 38,17 \times 10^7}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 3000 \times 480^2}} \right]$$

$$a = 14,06 \text{ mm}$$

Paso 2.- Cálculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 25 \times 14,06 \times 3000}{500} = 1.792,65 \text{ mm}^2$$

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.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} b_w \times d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 3000 \times 480 = 3.600,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \times d = \frac{1,4}{500} \times 3000 \times 480 = 4.032 \text{ mm}^2$$

Como

$A_{s,min} > A_{s,neces.}$ Se diseña con el Área mínima

$$A_{diseño} = 4.032 \text{ mm}^2$$

Adoptamos un diámetro de barra de 16 mm

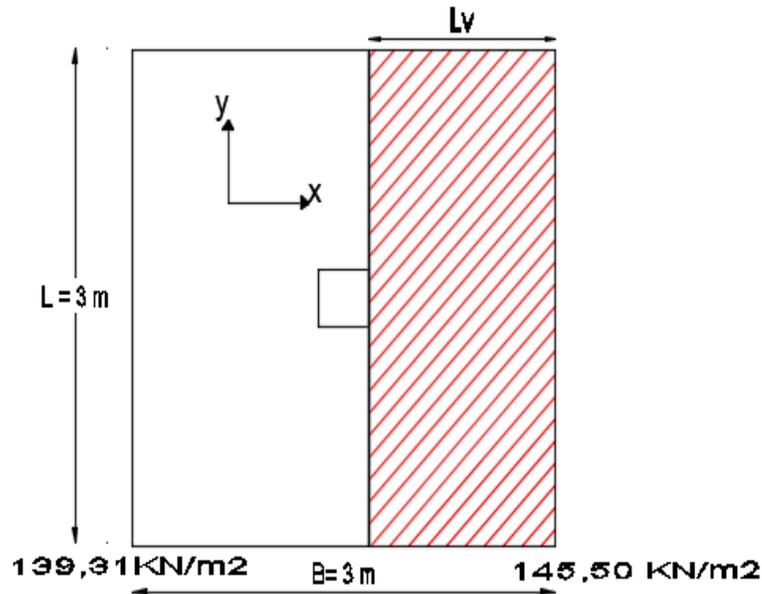
$$N^{\circ}_{\text{bara}} = \frac{4.032}{201} = 20,06 = 21 \text{ barras}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{3000 - 2 \times 70 - 21 \times 16}{21 - 1} = 126,2 \text{ mm} = 12,50 \text{ cm}$$

Diseño a flexión sección crítica cara de la columna Y

Figura 3.25 Diseño a flexión en el eje Y de la zapata



Fuente: Elaboración propia

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

$$q_{uf} = q_{u \max} - \left(\frac{q_{u \max} - q_{u1}}{L} \right) \left(\frac{L - b_1}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 145,50 - \left(\frac{145,50 - 139,31}{3,0} \right) \left(\frac{3,0 - 0,35}{2} \right) = 142,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$L_v = \frac{B - b_2}{2} = \frac{3,0 - 0,35}{2} = 1,325 \text{ m}$$

$$M_u = \left[\left(\frac{145,50 - 142,77}{2} \right) \left(\frac{2 \times 1,325^2}{3} \right) + 142,77 \times \frac{1,325^2}{2} \right] \times 3,0$$

$$M_u = 380,77 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_u = 38,077 \times 10^7 \text{ N} - \text{mm}$$

Como la sección es rectangular calculamos el bloque de compresión

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

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

$$a = 464 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 38,077 \times 10^7}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 3000 \times 480^2}} \right]$$

$$a = 14,53 \text{ mm}$$

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 25 \times 14,53 \times 3000}{500} = 1.852,58 \text{ mm}^2$$

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.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} b_w \times d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 3000 \times 464 = 3.480,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \times d = \frac{1,4}{500} \times 3000 \times 464 = 3.897,60 \text{ mm}^2$$

$A_{s,min} > A_{s,neces.}$ Se diseña con el Area minima

$$A_{diseño} = 3.897,60 \text{ mm}^2$$

Adoptamos un diámetro de barra de 16 mm

$$N^{\circ}_{\text{barras}} = \frac{3.897,60}{201} = 19,39 = 20 \text{ barras}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{3000 - 2 \times 70 - 20 \times 16}{20 - 1} = 133,68 \text{ mm} = 12,50 \text{ cm}$$

Cálculo de la longitud de anclaje

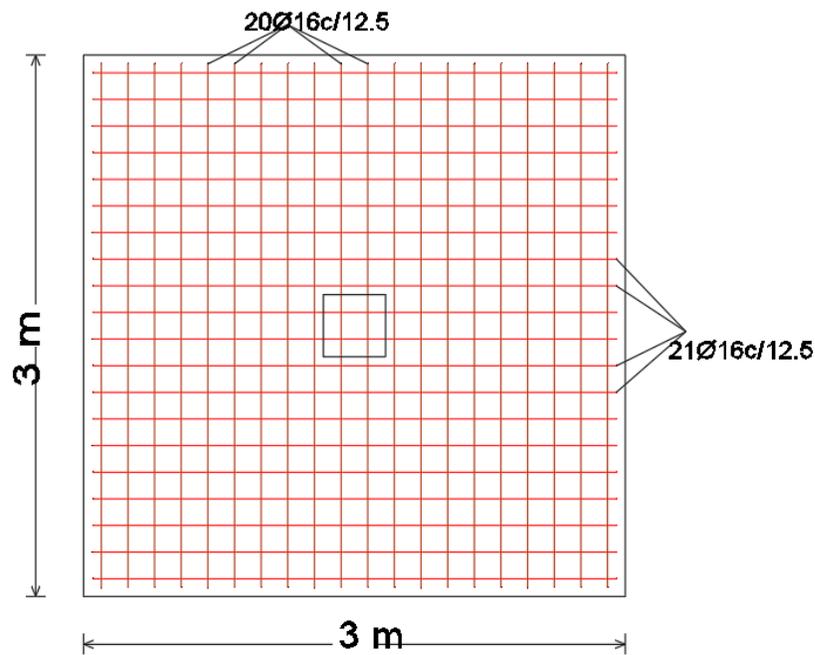
$$l_d = \frac{12 \times f_y \times \alpha \times \beta}{25 \times \sqrt{f'_c}} \times d_b$$

$$l_d = \frac{12 \times 500 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{25}} \times 16 = 768,00 \text{ mm}$$

$$l_d \geq \left(\frac{B - b_1}{2} \right) - \text{Rec} \qquad l_d \geq \left(\frac{3000 - 350}{2} \right) - 70$$

768,00 mm \geq 1.255 mm No necesita ganchos

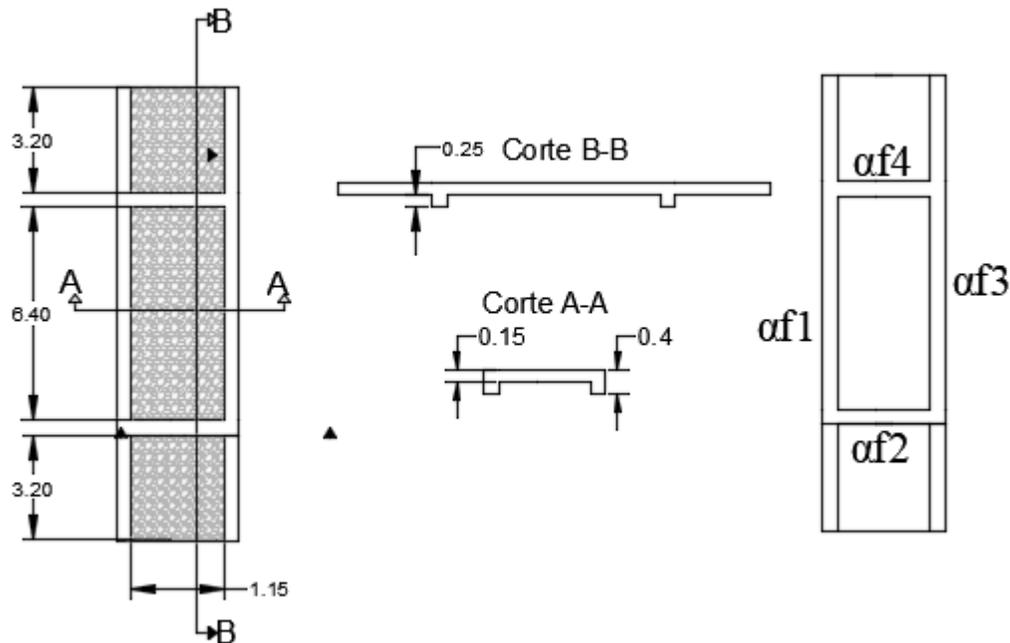
Figura 3.26 Distribución de la armadura en la zapata en ambas direcciones



Fuente: Elaboración propia

3.5.7.5. Diseño Estructural de la Rampa

Figura 3.27 Vista en planta y cortes de la rampa de diseño



Fuente: Elaboración propia

$$l_1 = 6.400,00 \text{ mm}$$

$$l_2 = 1.150,00 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{6.400,00}{1.150,00} = 5,56$$

Cálculo de una altura tentativa de la losa

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

$$h_{\text{losa}} = \frac{(2 \times 6.400,00 + 2 \times 1.150,00)}{180} = 83,89 \text{ mm}$$

Inercias de viga

Sección de la viga = 250 mm x 400 mm

$$I_b = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{250 \times 400^3}{12} = 1.333,0 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Inercia aproximada de la viga con ala efectiva

Viga de borde

$$I_b = 1,5 \frac{b \times h^3}{12} = 1,5 \times \frac{250 \times 400^3}{12} = 2000 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Viga central

$$I_b = 2 \times \frac{b \times h^3}{12} = 2 \times \frac{250 \times 400^3}{12} = 2.666,67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Cálculo de α_f ($E_{cb}=E_{cs}$)

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{Cb} \times I_b}{E_{CS} \times I_b} = \frac{200 \times 10^6}{\frac{(575 + 250) \times 100^3}{12}} = 29,09$$

$$\alpha_{f2} = \frac{E_{Cb} \times I_b}{E_{CS} \times I_b} = \frac{2.666,67 \times 10^6}{\frac{(3200 + 3200 + 250) \times 100^3}{12}} = 4,81$$

$$\alpha_{f3} = \frac{E_{Cb} \times I_b}{E_{CS} \times I_b} = \frac{200 \times 10^6}{\frac{(575 + 250) \times 100^3}{12}} = 29,09$$

$$\alpha_{f4} = \frac{E_{Cb} \times I_b}{E_{CS} \times I_b} = \frac{2.666,67 \times 10^6}{\frac{(3200 + 3200 + 250) \times 100^3}{12}} = 4,81$$

$$\alpha_{fm} = \frac{29,04 + 4,81 + 29,04 + 4,81}{4} = 16,93 > 2$$

Entonces:

$$h \geq \frac{l_1 \times \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$h \geq 90$ mm (se elige el mayor)

$$h \geq \frac{6.400,00 \times \left(0,8 + \frac{500,00}{1.400,00}\right)}{36 + 9 \times 5,56}$$

$$h \geq 86 \text{ mm}$$

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.

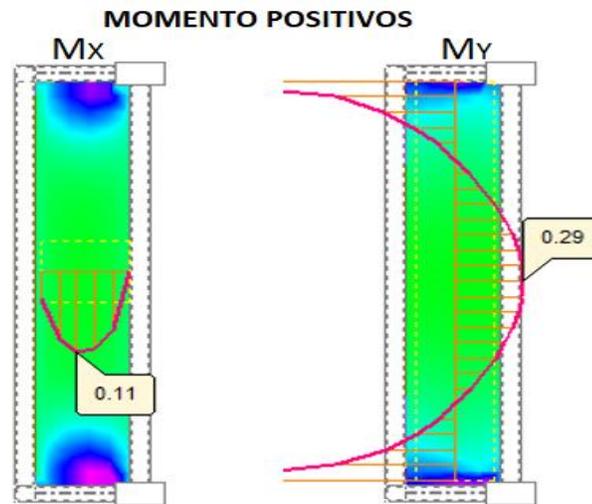
Armadura para momentos positivos en la dirección x-y

Analizamos para un ancho unitario

$l_{1x}= 6,40$ (m). longitud entre caras de apoyo

$l_{2y}= 1,15$ (m). longitud entre caras de apoyo

Figura 3.28 Momentos positivos actuantes en la losa maciza de la rampa



Fuente: Cypecad 2018

$$M_x = +0,11 \text{ Tn} \times \text{m} = 1.100,00 \times 10^3 \text{ N-mm}$$

$$M_y = +0,29 \text{ Tn} \times \text{m} = 2.900,00 \times 10^3 \text{ N-mm}$$

Análisis por rectángulo equivalente de Whitney para hallar la profundidad del bloque de compresión (a)

$$M = N_c \times Z$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_{(x,y)} = 0,85 \times \phi \times f'_c \times b \times a_{(x,y)} \times \left(h - r - \frac{a_{(x,y)}}{2} \right)$$

$$a_x = 0,44 \text{ mm}$$

$$a_y = 1,17 \text{ mm}$$

$$N_{c1} = 0,85 \times \emptyset \times f'_c \times b \times a_x$$

$$N_{c2} = 0,85 \times \emptyset \times f'_c \times b \times a_y$$

$$N_{c1} = 0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 0,44$$

$$N_{c2} = 0,85 \times 0,90 \times 25 \times 1000 \times 1,17$$

$$N_{c1} = 8.415,00 \text{ N}$$

$$N_{c2} = 22.376,25 \text{ N}$$

$$\sigma_x = \frac{N_{c1}}{A}$$

$$\sigma_y = \frac{N_{c2}}{A}$$

$$A_{sx} = 16,83 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} = 44,75 \text{ mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es $\rho=0,0015$

$$A_{s_{\text{mini}}} = 0,0015 \times 1000 \times 150 = 225 \text{ mm}^2$$

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

$$S \geq \frac{4}{3} \times 19 = 25,33 \text{ mm}$$

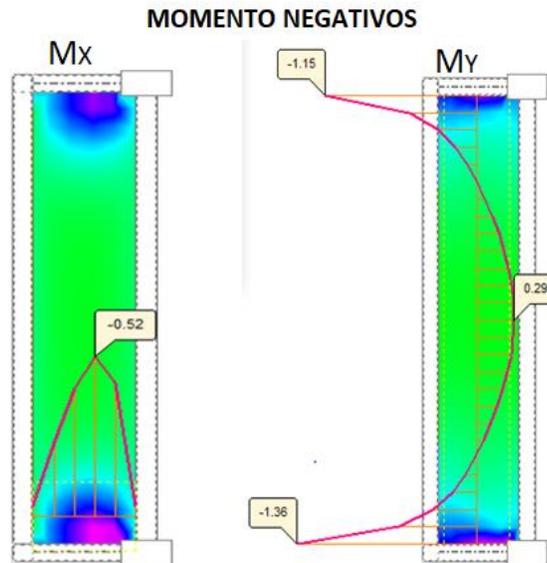
$$S \leq \begin{cases} 3 \times (150) = 450 \text{ mm} \\ 25 \times (8) = 200 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

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 3.29 Momentos negativos de diseño en la losa maciza de la rampa



Fuente: Cypecad 2018

$$M_x = -0,52 \text{ Tn-m} = -5.200 \times 10^3 \text{ N-mm}$$

$$M_y = -1,36 \text{ Tn-m} = -13.600 \times 10^3 \text{ N-mm}$$

Análisis por rectángulo equivalente de Whitney para hallar la profundidad del bloque de compresión (a)

$$M = N_c \times Z$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_{(x,y)} = 0,85 \times \phi \times f'_c \times b \times a_{(x,y)} \times \left(h - r - \frac{a_{(x,y)}}{2} \right)$$

$$a_x = 2,11 \text{ mm}$$

$$a_y = 5,59 \text{ mm}$$

$$N_{c1} = 0,85 \times \phi \times f'_c \times b \times a_x$$

$$N_{c2} = 0,85 \times \phi \times f'_c \times b \times a_y$$

$$N_{c1} = 0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 2,11$$

$$N_{c2} = 0,85 \times 0,90 \times 25 \times 1000 \times 5,59$$

$$N_{c1} = 40.353,75 \text{ N}$$

$$N_{c2} = 106.908,75 \text{ N}$$

$$\sigma_x = \frac{N_{c1}}{A}$$

$$\sigma_y = \frac{N_{c2}}{A}$$

$$A_{sX} = 80,71 \text{ mm}^2$$

$$A_{sY} = 213,82 \text{ mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es $\rho=0,0015$

$$A_{s_{\text{mini}}} = 0,0015 \times 1000 \times 150 = 225 \text{ mm}^2$$

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

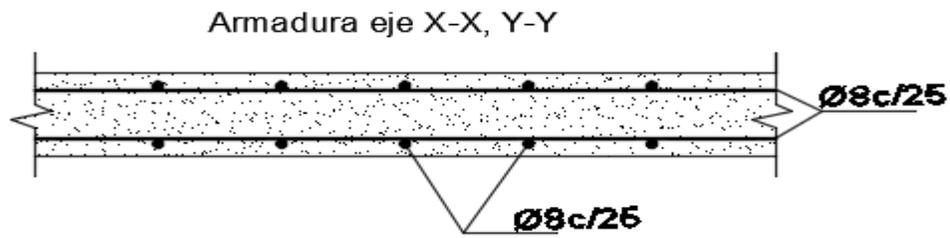
$$S \geq \frac{4}{3} \times 19 = 25,3 \text{ mm}$$

$$S \leq \begin{cases} 3 \times (150) = 450 \text{ mm} \\ 25 \times (8) = 200 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 30 \text{ mm} \end{cases}$$

Separación Calculada

$$S = \frac{bw}{N_{\text{barra}} - 1} = \frac{1000}{5 - 1} = 250 \text{ mm cumple}$$

Figura 3.30 Distribución de la armadura en la losa maciza



Fuente: Elaboración propia

2.5.9 Diseño de la zapata combinada de la columna C4-C68

Figura 3.31 Vista en planta de las columnas C4 - C68

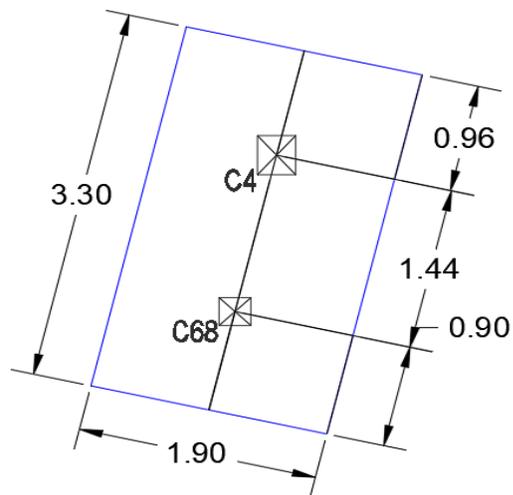


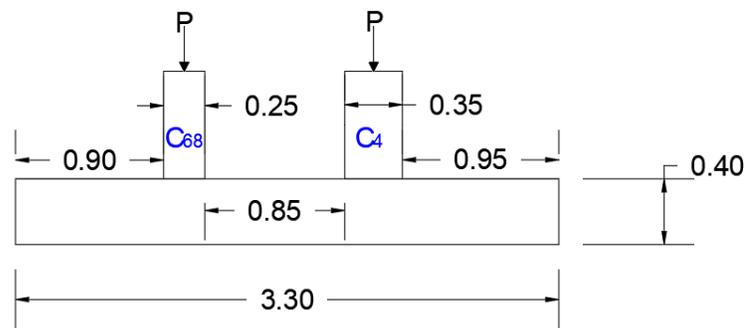
Tabla.3.13. Esfuerzo Momentos y Normales de las columnas C4 – C68

	SERVICIO		ESTADO LIM. ULT.		SUELO
C4	N	344 KN	N	439,1 KN	
	Mx	0,8 KN-m	Mx	1,1 KN-m	

	My	-0,5 KN-m	My	-0,6 KN-m	114 KN/m ²
C68	N	65,7 KN	N	83,5 KN	
	Mx	-0,5 KN-m	Mx	-0,7 KN-m	
	My	-3,7 KN-m	My	-4,3 KN-m	

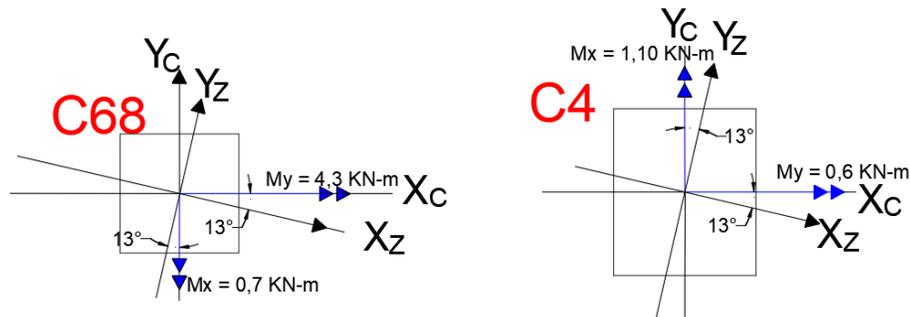
Fuente: Elaboración propia

Figura 3.31 Dimensiones de la fundación de las columnas C4 - C68



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.32 Descomposición de fuerzas con respecto al eje de la zapata



Fuente: Elaboración propia

$$R = 83,5 + 439,1 = 522,6 \text{ KN}$$

$$\sum M_{ox} = 83,5 \times 0,95 + 439,1 \times 0,95 + 4,35 + 0,33 - 0,29 - 1,2 - 522,6 \times Y = 0$$

$$Y = 0,94 \text{ m}$$

$$\sum M_{oy} = 83,5 \times 0,90 + 439,1 \times 2,34 + 4,35 + 0,33 - 0,29 - 1,2 - 522,6 \times X = 0$$

$$X = 2,12 \text{ m}$$

- Cálculo del centro de gravedad

$$X_{cg} = \frac{3,30}{2} = 1,65 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{1,90}{2} = 0,95 \text{ m}$$

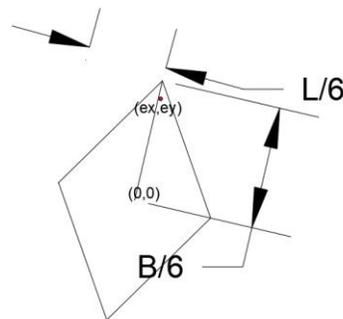
- Cálculo de la excentricidad

$$e_x = X - X_{cg} = 2,12 - 1,65 = 0,47 \text{ m}$$

$$e_y = Y - Y_{cg} = 0,94 - 0,95 = -0,01 \text{ m}$$

- Cálculo de condiciones de volteo

Figura 3.33 Ubicación del centro de gravedad de las columnas C4 - C68



Fuente: Elaboración propia

$$\frac{B}{6} = 0,55 \quad e_x \leq \frac{B}{6} \text{ ok cumple}$$

$$\frac{L}{6} = 0,31 \quad e_y \leq \frac{L}{6} \text{ ok cumple}$$

- Verificación a la resistencia admisible

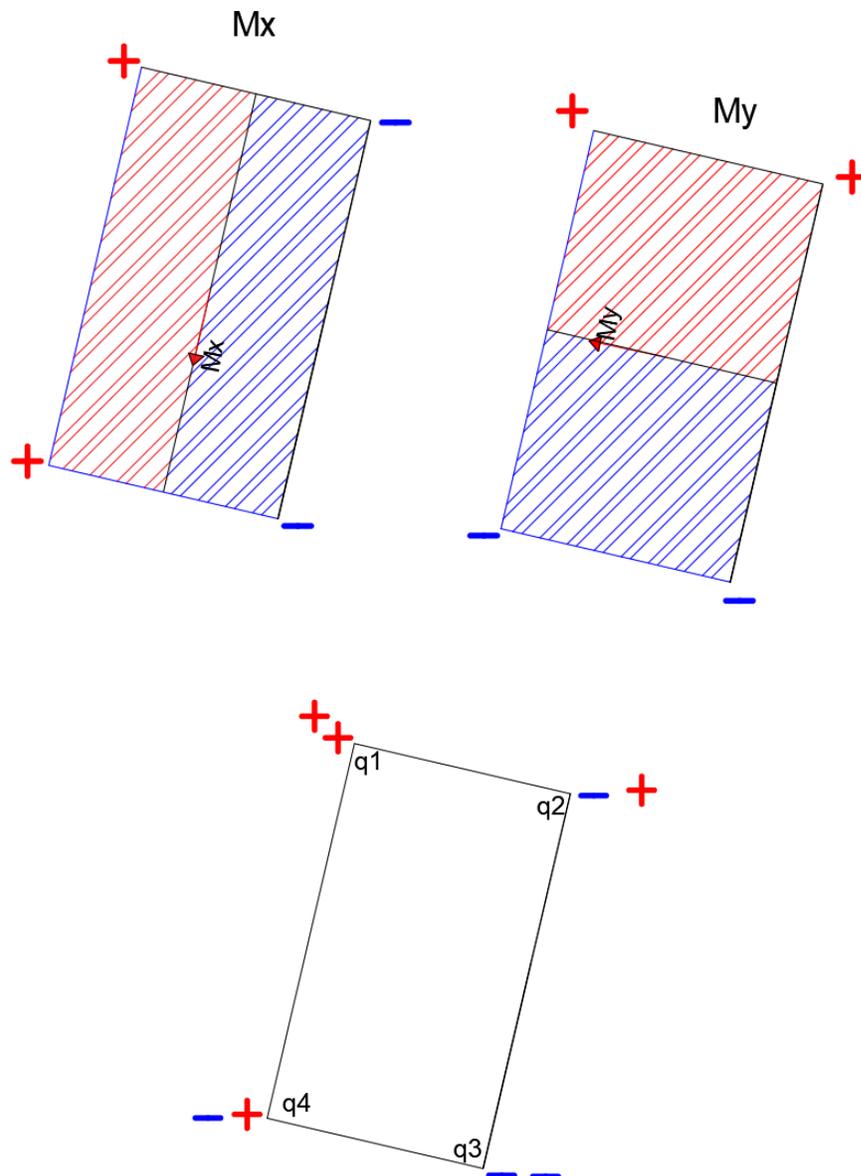
$$q_i = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y \pm \frac{M_y}{I_y} \times X$$

Cálculo de momentos

$$M_x = R \times e_y = 522,6 \times (-0,01) = -5,23 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_y = R \times e_x = 522,6 \times 0,47 = 245,62 \text{ KN} - \text{m}$$

Figura 3.34 Signos en la fundación de acuerdo al sentido de los momentos en las columnas C4 - C68



Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de inercia y área de la losa

$$A = B \times L = 3,30 \times 1,90 = 6,27 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{B \times h^3}{12} = 1,88 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{L \times h^3}{12} = 5,69 \text{ m}^4$$

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_y \times X}{I_y} \pm \frac{M_x \times Y}{I_x}$$

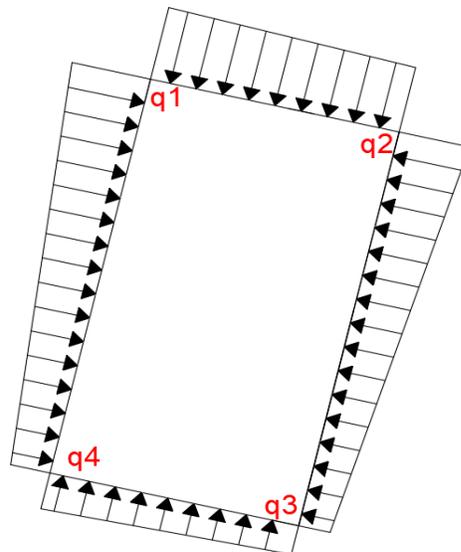
$$q_1 = \frac{522,6}{6,27} + \frac{245,62 \times 1,65}{5,69} + \frac{5,23 \times 0,95}{1,88} = 157,21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{522,6}{6,27} + \frac{245,62 \times 1,65}{5,69} - \frac{5,23 \times 0,95}{1,88} = 151,93 \text{ KN/m}^2$$

$$q_3 = \frac{522,6}{6,27} - \frac{245,62 \times 1,65}{5,69} - \frac{5,23 \times 0,95}{1,88} = 9,48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_4 = \frac{522,6}{6,27} - \frac{245,62 \times 1,65}{5,69} + \frac{5,23 \times 0,95}{1,88} = 14,77 \text{ KN/m}^2$$

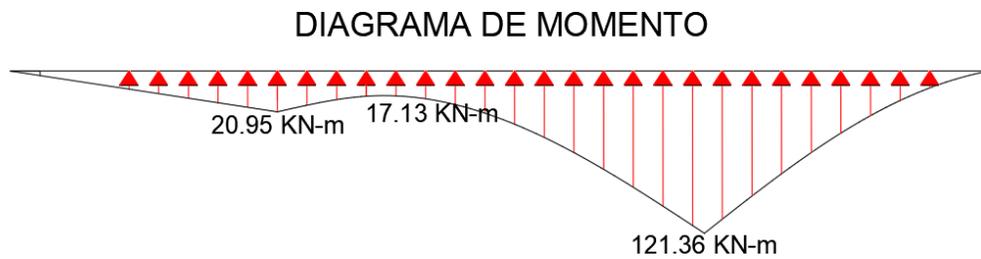
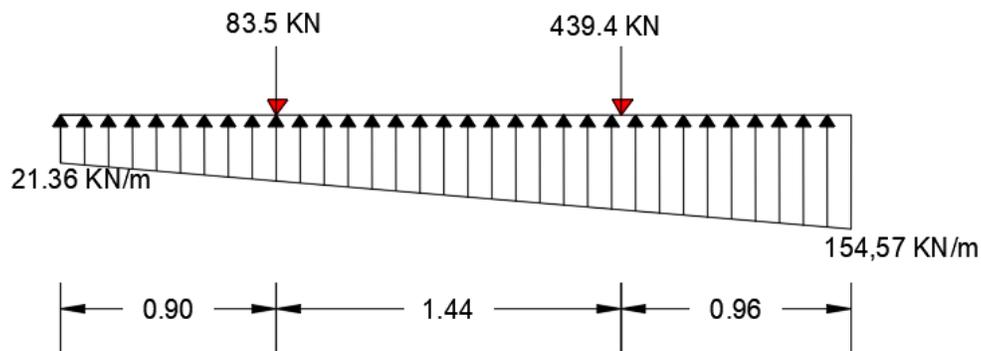
Figura 3.35 Esfuerzos del suelo en la fundación



Fuente: Elaboración propia

Diseño a flexión en el eje X se hará en la franja más solicitada de la losa de fundación

Figura 3.36 Diagrama de momentos para el eje "X"



Fuente: Elaboración propia

$$M_u = 121,36 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_u = 12,136 \times 10^7 \text{ N} - \text{mm}$$

Como la sección es rectangular calculamos el bloque de compresión

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

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

$$a = 330 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,136 \times 10^7}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 1900 \times 330^2}} \right]$$

$$a = 12,28 \text{ mm}$$

Paso 2.- Calculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 21 \times 12,28 \times 1900}{500} = 832,95 \text{ mm}^2$$

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.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} b_w \times d = \frac{\sqrt{21}}{4 \times 500} \times 1900 \times 330 = 1.436,64 \text{ mm}^2$$

Como

$A_{s,min} > A_{s,neces.}$ Se diseña con el Area minima

$$A_{diseño} = 1.436,64 \text{ mm}^2$$

Adoptamos un diámetro de barra de 16 mm

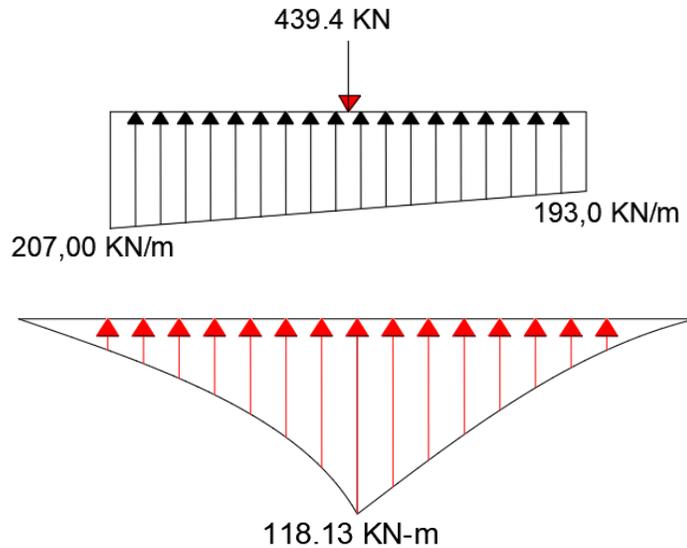
$$N^{\circ}_{\text{bara}} = \frac{1.436,64}{201,00} = 7,15 = 8 \text{ barras}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{1.900,00 - 2 \times 70 - 7 \times 16}{8 - 1} = 235,43 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

Diseño a flexión sección crítica cara de la columna Y

Figura 3.37 Diagrama de momentos para el eje “Y”



Fuente: Elaboración propia

$$M_u = 118,13 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_u = 11,81 \times 10^7 \text{ N} - \text{mm}$$

Como la sección es rectangular calculamos el bloque de compresión

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

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

$$a = 330 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,81 \times 10^7}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 3300 \times 330^2}} \right]$$

$$a = 6,82 \text{ mm}$$

Cálculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 21 \times 6,82 \times 3300}{500} = 803,46 \text{ mm}^2$$

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.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} b_w \times d = \frac{\sqrt{21}}{4 \times 500} \times 3.300,00 \times 330 = 2.495,21 \text{ mm}^2$$

Como

$A_{s,min} > A_{s,neces.}$ Se diseña con el Area minima

$$A_{diseño} = 2.495,21 \text{ mm}^2$$

Adoptamos un diámetro de barra de 16 mm

$$N^{\circ}_{\text{bara}} = \frac{2.495,21}{201} = 12,41 = 13 \text{ barras}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{3.300,00 - 2 \times 70 - 12 \times 16}{13 - 1} = 25 \text{ cm}$$

Cálculo de la longitud de anclaje

$$l_d = \frac{12 \times f_y \times \alpha \times \beta}{25 \times \sqrt{f'c}} \times d_b$$

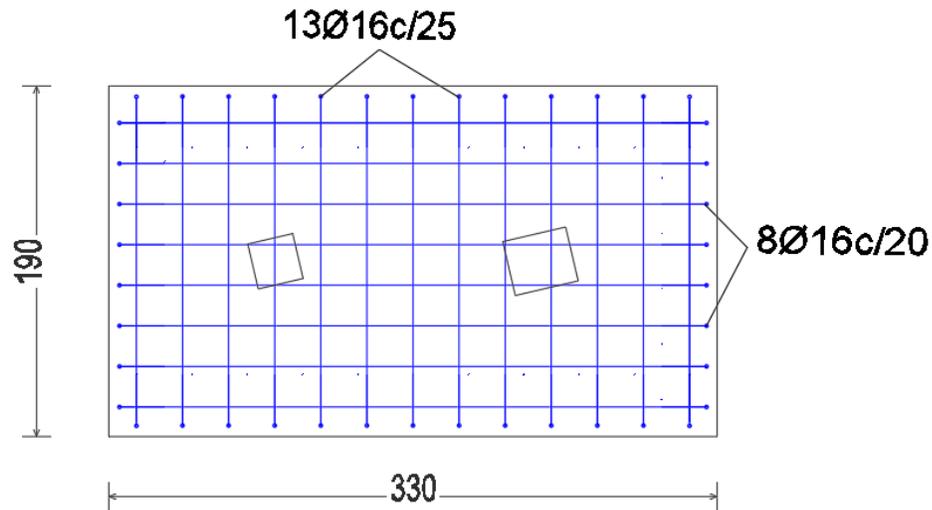
$$l_d = \frac{12 \times 500 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{25}} \times 16 = 768,00 \text{ mm}$$

$$l_d \geq \left(\frac{B - b1}{2} \right) - \text{Rec} \quad l_d \geq (740) - 70$$

768,00 mm \geq 670 mm necesita ganchos

Longitud de los ganchos es de 768 – 670 = 98 mm = 10 cm

Figura 3.38 Distribución de la armadura en la zapata en ambas direcciones



Fuente: Elaboración propia

3.6. Estrategias para la ejecución del proyecto

3.6.1. Especificaciones Técnicas. - Las especificaciones técnicas se encuentra en el ANEXO 11A

3.6.2. Cálculos Métricos. - Los cálculos métricos se desarrollaron a partir de los planos estructurales, se encuentra detallado en el 11B.

3.6.3. Precios Unitarios. - Se realizó en el software PRESCOM 2013, Se encuentra a detalle en el ANEXO 11C.

3.6.4. Presupuesto General. - Ver el anexo 11D

3.6.5. Cronograma de ejecución del proyecto. - Ver el anexo 11E

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

CAPÍTULO IV: APORTE ACADÉMICO

4.1. Generalidades

Unas de las variables fundamentales que determina la realización o no de una estructura es el costo, de ahí el reto del ingeniero de hacer estructuras más económicas y que al mismo tiempo brinde seguridad y confort a los que hacen uso de ella.

Como el proyecto **Técnico Humanístico CEA Yacuiba Adultos Distrito 2**, tiene una cantidad considerable de cubierta a cubrir con estructura metálica, se pretende hacer una comparación Económica y Técnica de las cerchas tipo WARREN TRIANGULAR y WARREN TRAPEZOIDAL, analizando sus ventajas y desventajas de cada uno.

El presente estudio comparativo de los perfiles tiene como finalidad que sirva como guía para aquellos que deseen realizar el diseño de una cubierta metálica con estos tipos de cerchas.

4.2. Marco teórico

4.2.1. Ventajas de una Estructura Metálica

Una estructura metálica, tiene una gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes.

En comparación con otros materiales estructurales, como el H°A° y la madera los elementos realizados con acero conformado en frío presentan algunas ventajas como:

- 1.- Livianidad
- 2.- Alta resistencia y rigidez
- 3.- Comodidad de prefabricación y producción masiva
- 4.- Velocidad y facilidad para el montaje
- 5.- Detallado más preciso
- 6.- Menores variaciones volumétricas

- 7.- No necesitan encofrados
- 8.- No es afectado por insectos ni sufre putrefacción
- 9.- Calidad uniforme
- 10.- Facilidad de transporte y manipulación.

Las estructuras metálicas también tenemos algunas desventajas que mencionamos a continuación:

- 1.- Corrosión.
- 2.- Problemática en caso de incendios.
- 3.- Pandeo ya que se utilizan elementos esbeltos sometidos a compresión (soportes metálicos). No obstante, las estructuras se calculan evitando estos fenómenos.
- 4.- Mayor coste de la estructura y su posterior mantenimiento: pinturas contra la corrosión, paneles de protección frente al fuego.
- 5.- Mano de obra especializada para el montaje, muy especialmente de uniones soldadas, cuya correcta realización resulta de extrema importancia para la rigidez total, del conjunto.

4.2.2. Disposiciones Estructurales

4.2.2.1. Placas de Anclaje

El refuerzo de diseño en el área de apoyo de la viga de hormigón armado, cuando las barras metálicas se apoyan en la viga es necesario que se distribuya en el área suficiente para evitar que sobre esfuerce el hormigón, la carga se trasmite a través de la placa que está ligada a la viga con cuatro pernos.

4.2.2.2. Vigas de Celosía

Una armadura, cercha, viga de alma calada o reticulado es un conjunto de elementos resistentes (barras) ubicados en un plano o en el espacio que constituyen una estructura rígida y liviana. Debido a estas condiciones es capaz de cubrir luces relativamente

grandes y por su configuración, plana o espacial, soportar cargas de entresijos y cubiertas, planas o inclinadas derivando las mismas a los apoyos mediante esfuerzos axiales, ya sea de tracción o de compresión.

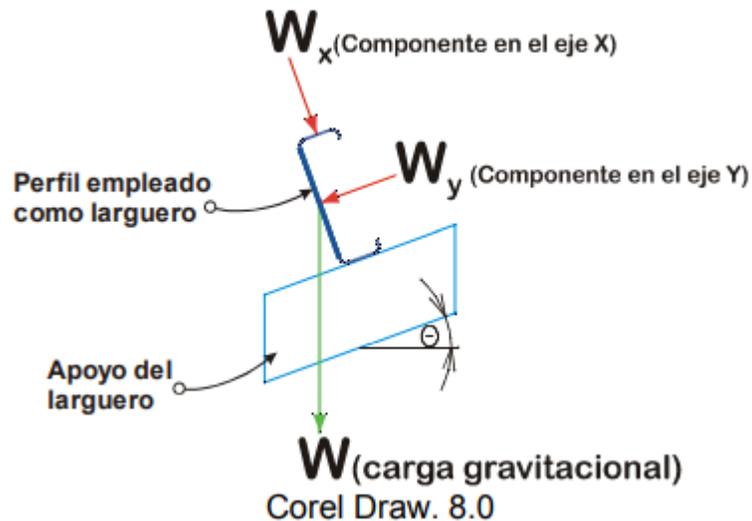
Una armadura consiste en el ensamble de barras, dispuestas en forma de triángulo o combinación de ellos para conformar una estructura rígida global, es decir, que no pueda deformarse el conjunto cinemáticamente, sino que se presionan sus elementos y por lo tanto solo puede deformarse elástico alguno de sus miembros.

4.2.2.3. Correas

Las correas como se les conoce popularmente en nuestro medio, cumplen la función de transmitir las cargas impuestas en el techo.

Cuando los largueros coinciden con los nudos la cuerda superior se ve sometida únicamente a cargas de compresión axial, sin embargo, dicha condición es a veces difícil de conseguir en la práctica, por lo que también la flexión es una fuerza que actúa en esta cuerda al haber largueros colocados entre nudos.

Figura 4.1 Distribución de cargas



Fuente: Danilo M. Rohanny V. (Manual de Construcción para Estructuras Metálicas con base en Perfiles Doblados en Frío)

Por las propiedades mecánicas del perfil se conoce que su mayor inercia corresponde en el sentido de su altura, por lo que su uso lógico es de canto para obtener su mayor resistencia a la flexión. (Guillen, 2002)

Figura 4.2 Posición del perfil costanera



Corel Draw. 8.0

Fuente: Danilo M. Rohanny V. (Manual de Construcción para Estructuras Metálicas con base en Perfiles Doblados en Frío)

4.2.2.4. Uniones Soldadas

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan (con o sin la adición de otro metal fundido).

Entre las ventajas de las uniones por soldadura tenemos

- La unión por soldadura es más economía, porque el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado.
- Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro.
- El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza, y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones.
- Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

Tipos de soldadura

Existen cuatro tipos de soldadura, por filete, ranura, de tapón y de muesca.

- Soldadura por filete; Son aquellas que se hacen con las partes que se traslapan una, las soldaduras de filete son las de uso más económico, ya que es necesaria poca preparación de las partes que se van conectar sobre otra.

Figura 4.3 Soldadura por filete

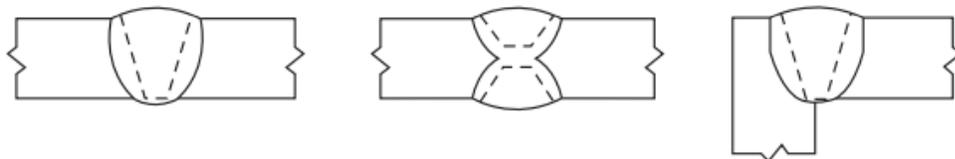


(a) Soldaduras de filete

Fuente: Jack c. McCormac stephen f. (Diseño de estructura de acero)

- Soldadura por ranura; Las soldaduras de ranura son bastante comunes en muchas conexiones tales como los empalmes en columnas y las conexiones a tope de patines de vigas a columnas, etc.

Figura 4.4 Soldadura por ranura



(b) Soldaduras de ranura de penetración completa

Fuente: Jack c. McCormac stephen f. (Diseño de estructura de acero)

Las soldaduras de ranura son generalmente más caras que las soldaduras de filete debido a los costos de preparación. De hecho, las soldaduras de ranura pueden costar entre 50 a 100 por ciento más que las soldaduras de filete.

- Soldadura por tapón; Es una soldadura circular que atraviesa a un miembro hasta llegar a otro, uniéndolos de esta manera.

4.2.2.5. Uniones Atornilladas

Los tornillos es una forma de conexión que se usan para montar estructura de acero, tiene la ventaja de ser un proceso rápido y la exigencia de la mano de obra no es exigente, tiene como desventaja que el costo en material es más caro que una unión por soldadura, pero comparando el costo del material y la mano de obra para una unión por soldadura y una unión por tornillos sale más económica una unión por tornillos.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura.

Ventajas de los tornillos

Entre las muchas ventajas de los tornillos de alta resistencia, que en parte explican su gran éxito, están las siguientes:

1. Las cuadrillas de hombres necesarias para atornillar, son menores que las que se necesitan para remachar. Dos parejas de atornilladores pueden fácilmente colocar el doble de tornillos en un día, que el número de remaches colocados por una cuadrilla normal de cuatro remachadores, resultando un montaje de acero estructural más rápido.
2. En comparación con los remaches, se requiere menor número de tornillos para proporcionar la misma resistencia.
3. Unas buenas juntas atornilladas pueden realizarlas hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que lo necesario para producir conexiones soldadas o remaches de calidad semejante. La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia puede aprenderse en cuestión de horas.
4. No se requieren pernos de montaje que deben retirarse después (dependiendo de las especificaciones), como en las juntas soldadas.
5. Resulta menos ruidoso en comparación con el remachado.
6. Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.
7. No hay riesgo de fuego ni peligro por el lanzamiento de los remaches calientes.

8. Las pruebas hechas en juntas remachadas y en juntas atornilladas totalmente tensionadas, bajo condiciones idénticas, muestran definitivamente que las juntas atornilladas tienen una mayor resistencia a la fatiga. Su resistencia a la fatiga es igual o mayor que la obtenida con juntas soldadas equivalentes.

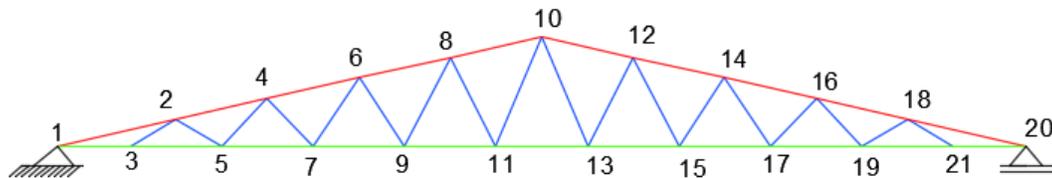
9. En caso de que las estructuras se modifiquen o se desarmen posteriormente, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los tornillos

4.3. Cercha Warren triangular

4.3.1. 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 4.5 Numeración nudos en la cercha Warren triangular



Fuente: Elaboración propia

Área de aporte para las cargas en (P): $A_P = 3,4 \times 1,0 = 3,4 \text{ m}^2$

$$A_{P/2} = 3,4 \times 0,65 = 2,21 \text{ m}^2$$

Área de aporte para las cargas en (Q): $A_Q = 3,4 \times 1,0 = 3,4 \text{ m}^2$

$$A_{Q/2} = 3,4 \times 0,40 = 1,36 \text{ m}^2$$

Cargas Considerada:

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

- Carga muerta (D).

Cercha

Correa 27,8 N/ m2

Calamina 36,5 N/m2

Cargas de accesorios: 50 N/m2

Total, carga muerta = 114,3 N/ m2

- Carga Viva (L).

Por mantenimiento 580 N/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

De acuerdo al método de diseño LFRD:

Carga P

$$U = 1,2D + 1,6L$$

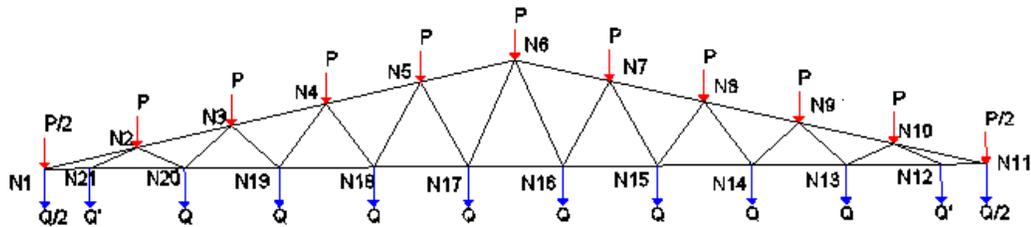
Tabla 4.1 Cargas en los nudos de la cercha triangular

N° de Nudo	P (N)		N° de Nudo	Q (N)
	Carga Muerta	Carga Viva		Carga Muerta
1	253	1282	1	272
2	389	1972	3	680
4	389	1972	5	680
6	389	1972	7	680
8	389	1972	9	680

10	389	1972	11	680
12	389	1972	13	680
14	389	1972	15	680
16	389	1972	17	680
18	389	1972	19	680
20	253	1282	21	272

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.6 Ubicación de cargas muertas y vivas en los nudos de la cercha

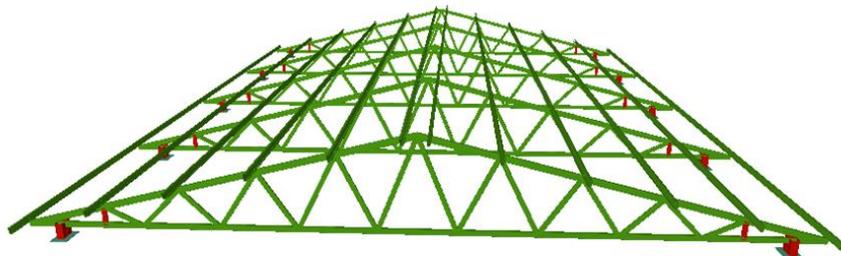


Fuente: Elaboración propia

4.3.3. Diseño geométrico

Cercha arqueada o plana, con cordones superior e inferior paralelos, cuyas barras de celosía forman ángulos equiláteros. También llamada armadura triangulada.

Figura 4.7 Vista en planta cubierta metálica



Fuente: Cypecad 2018

4.3.3. Análisis del coeficiente de pandeo de la cercha warren triangular

Cálculo del coeficiente de pandeo para cercha Warren Triangular K

Tabla 4.2 Propiedades de los perfiles de la cercha Warren Triangular

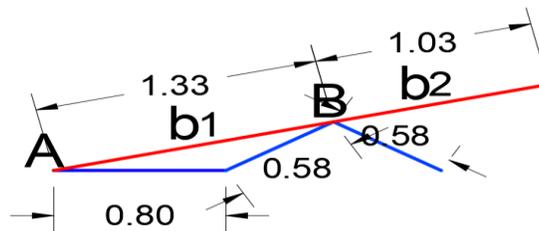
INERCIAS	PERFILES USADOS EN LA CERCHA	
	C. SUP. Y C. INFERIOR	DIAGONALES
	100X50X3	40X20X2
I_x (mm⁴)	106.34x10 ⁴	4.04x10 ⁴
I_y (mm⁴)	35.97x10 ⁴	1.33x10 ⁴

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del coeficiente de pandeo de la barra 1

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_g I_g}{L_g} \right)}$$

Figura 4.8 Barra 1 análisis del coeficiente de pandeo Cercha Triangular



Fuente: Elaboración propia

Cálculo del K (Para la barra 1) en el eje X

$$G_{Ax} = \frac{\left(\frac{106,34 \times 10^4}{1.330,00} \right)}{\left(\frac{106,34 \times 10^4}{800} \right)} = 0,60$$

$$G_{Bx} = \frac{\left(\frac{106,34 \times 10^4}{1.330,00} + \frac{106,34 \times 10^4}{1.030,00}\right)}{\left(\frac{4,04 \times 10^4}{580} + \frac{4,04 \times 10^4}{580}\right)} = 13,15$$

$$Kx = \begin{pmatrix} 0,60 \\ 13,15 \end{pmatrix} = 0,87$$

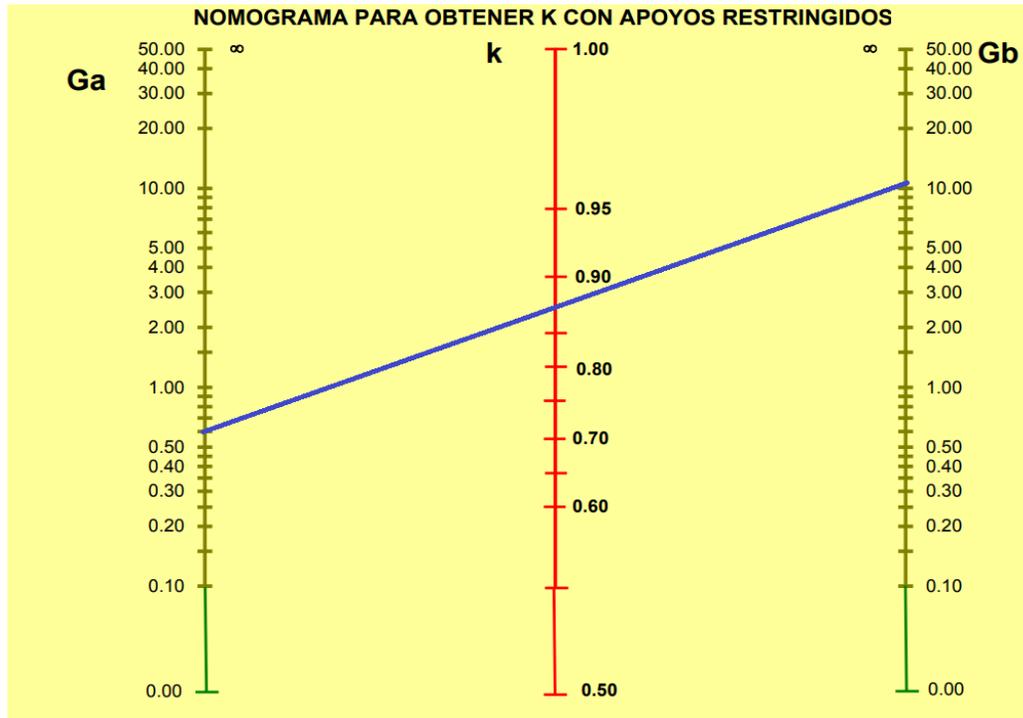
Cálculo del K (Para la barra 1) en el eje Y

$$G_{Ay} = \frac{\left(\frac{35,97 \times 10^4}{1.330,00}\right)}{\left(\frac{35,97 \times 10^4}{800}\right)} = 0,60$$

$$G_{By} = \frac{\left(\frac{35,97 \times 10^4}{1.330,00} + \frac{35,97 \times 10^4}{1.030,00}\right)}{\left(\frac{1,33 \times 10^4}{580} + \frac{1,33 \times 10^4}{580}\right)} = 13,51$$

$$Ky = \begin{pmatrix} 0,60 \\ 13,51 \end{pmatrix} = 0,87$$

Figura 4.9 Coeficiente de pandeo en la barra 1 Cercha Warren Triangular



Fuente: Ing. Roberto Zetina Muños (Manual de Diseño en Acero)

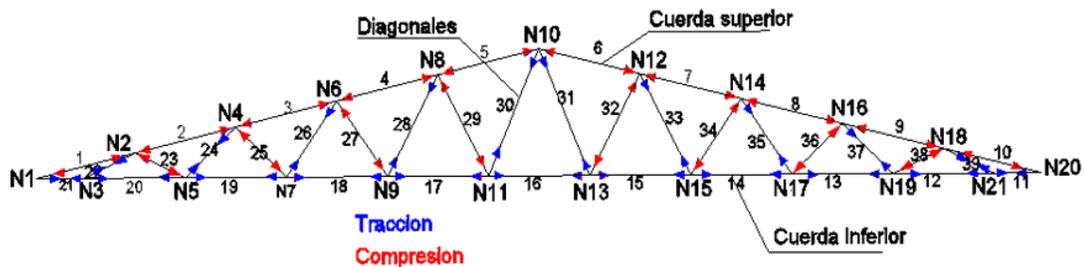
Tabla 4.3 Valores del coeficiente de pandeo de las barras para la cercha Warren Triangular

BARRA	LONGITUD (mm)	SECCION DEL PERFIL	ESFUERZO DE PANDEO EN "X"			ESFUERZO DE PANDEO EN "Y"		
			σ_{ax}	σ_{bx}	K_x	σ_{ay}	σ_{by}	K_y
b1 = b10	1330	100x50x3	0,60	13,50	0,85	0,60	13,51	0,85
b2 = b9	1030	100x50x3	13,15	18,40	0,97	15,51	16,67	0,965
b3 = b8	1025	100x50x3	18,40	23,87	0,97	18,91	23,75	0,97
b4 = b7	1025	100x50x3	23,11	27,86	0,98	23,75	28,76	0,98
b5 = b6	1025	100x50x3	27,86	33,38	0,99	28,76	34,30	0,985
b23 = b38	580	40x20x2	0,03	0,03	0,52	0,032	0,032	0,52
b25 = b36	720	40X20X2	0,03	0,03	0,52	0,026	0,026	0,52
b27 = b34	900	40X20X2	0,02	0,02	0,51	0,021	0,021	0,51
b29 = b32	1090	40x20x2	0,02	0,02	0,51	0,017	0,017	0,5

Fuente: Elaboración propia

4.3.4. Diseño de la cercha tipo Warren Triangular

Figura 4.10 Ubicación de barras traccionadas y comprimidas



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.4 Esfuerzos en las barras bajo cargas actuantes cercha triangular

POSICIÓN	BARRA	CERCHA WARREN TRIANGULAR		FUERZA EN LAS BARRAS DEBIDO A LAS CARGAS (N)		FUERZA EN (N)
		PERFIL	LONGITUD (m)	PESO PROPIO	SOBRE CARGA	
CORDON SUPERIOR	1=10	100 X 50 X 3	1,33	-3.537,48	-92.242,56	-95.780,04
	2=9	100 X 50 X 3	1,02	-3.260,83	-85.636,04	-88.896,87
	3=8	100 X 50 X 3	1,02	-2.920,01	-76.574,09	-79.494,10
	4=7	100 X 50 X 3	1,02	-2.564,75	-66.995,21	-69.559,96
	5=6	100 X 50 X 3	1,02	-2.198,02	-57.222,48	-59.420,50
CORDON INFERIOR	11 = 21	100 X 50 X 3	0,80	3.440,60	89.965,40	93.406,00
	12 = 20	100 X 50 X 3	1,00	3.330,43	88.579,24	91.909,67
	13 = 19	100 X 50 X 3	1,00	3.009,46	79.880,04	82.889,50
	14 = 18	100 X 50 X 3	1,00	2.669,09	70.516,00	73.185,09
	15 = 17	100 X 50 X 3	1,00	2.316,86	60.950,98	63.267,84
	16	100 X 50 X 3	1,00	1.953,74	51.298,73	53.252,47
	22 = 39	40 X 20 X 2	0,58	130,38	1.608,50	1.738,88

CORDON DIAGONAL	23 = 38	40 X 20 X 2	0,58	-185,24	-5.868,49	-6.053,73
	24 = 37	40 x 20 X 2	0,72	240,74	5.258,46	5.499,19
	25 = 36	40 X 20 X 2	0,72	-248,19	-7.502,75	-7.750,94
	26 = 35	40 X 20 X 2	0,90	314,80	7.493,86	7.808,66
	27 = 34	40 X 20 X 2	0,90	-321,10	-9.304,44	-9.625,54
	28 = 33	40 X 20 X 2	1,09	396,45	9.610,20	10.006,65
	29 = 32	40 X 20 X 2	1,09	-403,28	-11.253,65	-11.656,93
	30 = 31	40 X 20 X 2	1,30	485,30	11.728,89	12.214,19

Fuente: Elaboración propia

Los esfuerzos que en la tabla anterior son el resultado de realizar las combinaciones de carga aplicadas en los nodos, analizados en el cuadro de cargas en los nodos.

$$1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV}$$

4.3.4.1. Diseño del cordon Superior (Sometido a compresion)

El diseño para este elemento se realizó en la sección 3.5.1.2. diseño de Cubierta metálica.

Compresion: Perfil 100x50x3 mm Eficiencia $n = 68 \%$

4.3.4.2. Diseño del Cordon Inferior (Sometido a Traccion)

El análisis de los esfuerzos a y traccion se desarrollo en la seccion 3.5.1.2 diseño de la cubierta metálica.

Tracción: Perfil 100x50x3 mm Eficiencia $n = 50 \%$

4.3.4.3. Diseño del cordon diagonal

➤ **(elemento sometido a compresión)**

Datos:

$$P_u = -11.656,93 \text{ N}$$

$$L = 1,09 \text{ m} = 1.090 \text{ mm}$$

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

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

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

Estimando el área bruta mínimo necesario:

$$F_{CR} = \frac{2}{3} F_y$$

$$F_{CR} = \frac{2}{3} \times 253 = 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

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

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

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{11.656,93 \text{ N}}{0,85 \times 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 81,31 \text{ mm}^2$$

Asumimos un perfil tipo cajón de 40x20x2

$$A_g = 214 \text{ mm}^2 \quad r_x = 13,7 \text{ mm} \quad r_y = 7,9 \text{ mm}$$

Comprobacion de esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\min}} < 200$$

$$\frac{0,51 \times 1090}{7,9} < 200$$

$$50,37 < 200 \text{ cumple}$$

Calculamos λ_c :

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

$$\lambda_c = \frac{0,51 \times 1090}{7,9 \times \pi} \sqrt{\frac{253}{210.000}} = \mathbf{0,78}$$

Verificamos la fórmula:

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

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

Como $\lambda_c = 0,78$ **Usamos la fórmulas, la fórmula inelástica**

Calculamos F_{cr} :

$$F_{cr} = (0,658^{0,78^2}) \times 253 = 196,12 \frac{N}{mm^2}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_c \times F_{cr} \times A_g$$

$$P_u = 0,85 \times 196,12 \frac{N}{mm^2} \times 214 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 35.674,82 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

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

$$\mathbf{35.674,82 \text{ N} > 11.938,6 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}}$$

$$n = \frac{11.656,93}{35.674,82} = 0,33$$

El perfil trabaja al 33 % de eficiencia

➤ (elemento sometido a tracción)

Datos:

$$P_u = 12.214,19$$

$$L = 1,30 \text{ m} = 1300 \text{ mm}$$

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

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

Diseño por fluencia $\phi_t = 0,90$

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

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

$$A_g = \frac{12.214,19 \text{ N}}{0,90 \times 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 53,64 \text{ mm}^2$$

Diseño por rotura $\phi_t = 0,75$

$$P_u = \phi_t \times F_u \times A_e$$

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

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

$$A_g = \frac{12.214,19 \text{ N}}{0,75 \times 408 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 39,92 \text{ mm}^2$$

Tomamos el área mayor entre diseño por fluencia y rotura $A_g = 53,64 \text{ mm}^2$

Asumimos un perfil:

Este perfil seleccionado es igual al perfil verificado a esfuerzo axial de compresión con el fin de uniformizar la sección en el cordón inferior debido a que actúan ambas fuerzas sobre el cordón inferior como se mencionó anteriormente.

Perfil C 40x20x2

$$A_g = 214 \text{ mm}^2 \quad r_x = 13,7 \text{ mm} \quad r_y = 7,9 \text{ mm}$$

Realizamos la comprobación por esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\min}} < 300$$

$$\frac{1 \times 1300}{7,9} < 300$$

$$164,56 < 300 \text{ cumple}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

$$P_u = 0,9 \times 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 214 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 48.727,8 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

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

$$48.727,8 \text{ N} > 12.700,7 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

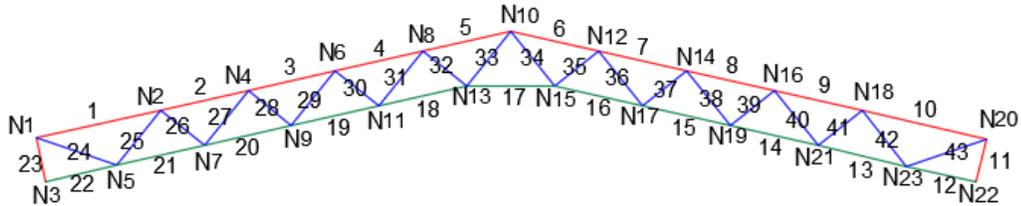
$$n = \frac{12.214,19}{48.727,8} = 0,25$$

El perfil trabaja al 25 % de su capacidad

4.4. Cercha Warren trapezoidal

4.4.1. Análisis de carga

Figura 4.11 Numeración de nudos y barras en la cercha trapezoidal



Fuente: Elaboración propia

Área de aporte para las cargas en (P): $A_P = 3,4 \times 1,0 = 3,4 \text{ m}^2$

$$A_{P/2} = 3,4 \times 0,65 = 2,21 \text{ m}^2$$

Área de aporte para las cargas en (Q): $A_Q = 3,4 \times 1,0 = 3,4 \text{ m}^2$

$$A_{Q/2} = 3,4 \times 0,40 = 1,36 \text{ m}^2$$

Cargas Considerada:

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

- Carga muerta (D).

$$\text{Total, carga muerta} = 114,3 \text{ N/m}^2$$

- Carga Viva (L).

$$\text{Por mantenimiento} = 580 \text{ N/m}^2$$

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

$$\text{Cielo falso} = 200 \text{ N/m}^2$$

Tabla 4.5 Cargas en los nudos en la cercha Warren Trapezoidal

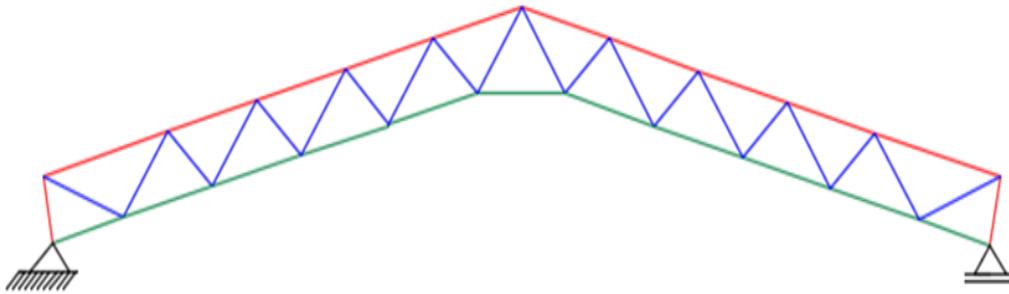
N° de Nudo	P (N)		N° de Nudo	Q (N)
	Carga Muerta	Carga Viva		Carga Muerta
1	253	1282	1	272
2	389	1972	3	680
4	389	1972	5	680
6	389	1972	7	680
8	389	1972	9	680
10	389	1972	11	680
12	389	1972	13	680
14	389	1972	15	680
16	389	1972	17	680
18	389	1972	19	680
20	253	1282	21	272

Fuente Elaboración propia

4.4.2. Diseño geométrico

Cercha a dos aguas cuyas barras verticales trabaja cuyas diagonales mantienen sus dimensiones a comparación de la Warren triangular que van en aumento mientras se alejan del apoyo.

Figura 4.12 Diseño geométrico de la cercha trapezoidal



Fuente: Elaboracion propia

4.4.3. Análisis de coeficiente de pandeo de la cercha Warren Trapezoidal

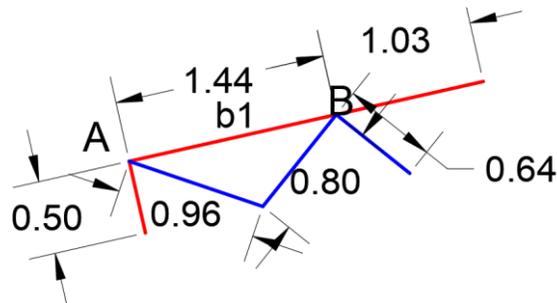
Tabla 4.6 Propiedades de los perfiles de la cercha Warren Trapezoidal

INERCIAS	PERFILES USADOS EN LA CERCHA	
	C. SUP. Y C. INFERIOR	DIAGONALES
	100X50X4	50X20X2
I_x (mm⁴)	133,88x10 ⁴	7,22x10 ⁴
I_y (mm⁴)	44,76x10 ⁴	1,66x10 ⁴

Fuente: Elaboracion propia

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_g I_g}{L_g} \right)}$$

Figura 4.13 Barra 1 análisis del coeficiente de pandeo Cercha Trapezoidal



Fuente: Elaboracion propia

Cálculo del K (Para la barra 1) en el eje X

$$G_{Ax} = \frac{\left(\frac{133,88 \times 10^4}{1.440,00}\right)}{\left(\frac{133,88 \times 10^4}{500} + \frac{7,22 \times 10^4}{960}\right)} = 0,34$$

$$G_{Bx} = \frac{\left(\frac{133,88 \times 10^4}{1.440,00} + \frac{133,88 \times 10^4}{1.030,00}\right)}{\left(\frac{7,22 \times 10^4}{800} + \frac{7,22 \times 10^4}{640}\right)} = 10,98$$

$$K_x = \begin{pmatrix} 0,34 \\ 10,98 \end{pmatrix} = 0,85$$

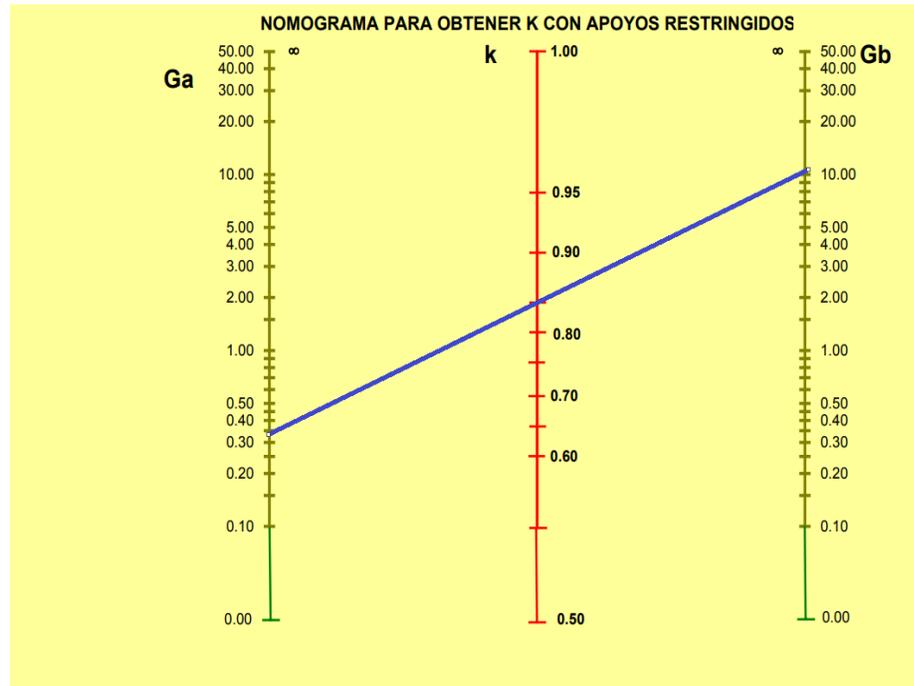
Cálculo del K (Para la barra 1) en el eje Y

$$G_{Ax} = \frac{\left(\frac{44,76 \times 10^4}{1.440,00}\right)}{\left(\frac{44,76 \times 10^4}{500} + \frac{1,66 \times 10^4}{960}\right)} = 0,34$$

$$G_{Bx} = \frac{\left(\frac{44,76 \times 10^4}{1.440,00} + \frac{44,76 \times 10^4}{1.030,00}\right)}{\left(\frac{1,66 \times 10^4}{800} + \frac{1,66 \times 10^4}{640}\right)} = 16,01$$

$$K_x = \begin{pmatrix} 0,34 \\ 16,01 \end{pmatrix} = 0,86$$

Figura 4.14 Coeficiente de pandeo en la barra 1 Cercha Warren Trapezoidal



Fuente: Ing. Roberto Zetina Muños (Manual de Diseño en Acero)

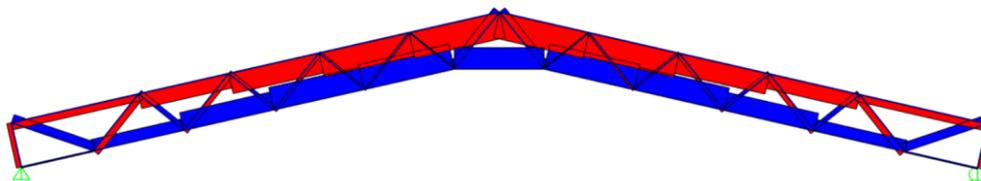
Tabla 4.7 Valores del coeficiente de pandeo de las barras para la cercha Warren Trapezoidal

BARRA	LONGITUD (mm)	SECCION DEL PERFIL	ESFUERZO DE PANDEO EN "X"			ESFUERZO DE PANDEO EN "Y"		
			σ_{ax}	σ_{bx}	K_x	σ_{ay}	σ_{by}	K_y
b1 = b10	1440	100x50x4	0,34	11,01	0,85	0,34	16,01	0,86
b2 = b9	1025	100x50x4	11,01	12,86	0,96	16,01	16,01	0,97
b3 = b8	1025	100x50x4	12,86	12,86	0,96	18,71	18,71	0,98
b4 = b7	1025	100x50x4	12,86	12,86	0,96	18,71	18,71	0,98
b5 = b6	1025	100x50x4	12,86	12,86	0,96	18,71	18,71	0,98
b23 = b11	500	100x50x4	2,66	1,64	0,81	2,73	1,60	0,82
b23 = b38	800	50x20x2	0,03	0,04	0,64	0,024	0,024	0,52
b25 = b42	800	50x20x2	0,03	0,03	0,62	0,024	0,024	0,52
b27 = b40	800	50x20x2	0,03	0,03	0,62	0,024	0,024	0,52
b29 = b38	800	50x20x2	0,03	0,03	0,62	0,024	0,024	0,52
b31 = b36	800	50x20x2	0,03	0,03	0,62	0,024	0,024	0,52

Fuente: Elaboracion propia

4.4.4. Diseño de la cercha Warren Trapezoidal

Figura 4.15 Ubicación de barras traccionadas y comprimidas Cercha Warren Trapezoidal



Fuente: SAPP2000

Tabla 4.8 Esfuerzos en las barras bajo cargas actuantes cercha Warren Trapezoidal

POSICIÓN	BARRA	CERCHA WARREN TRAPEZOIDAL		FUERZA EN LAS BARRAS DEBIDO A LAS CARGAS (N)		FUERZA EN (N)
		PERFIL	LONGITUD (m)	PESO PROPIO	SOBRE CARGA	
CORDON SUPERIOR	1=10	100 X 50 X 4	1,44	-1.595,65	-34.172,72	-35.768,37
	2=9	100 X 50 X 4	1,03	-3.281,20	-71.900,49	-75.181,69
	3=8	100 X 50 X 4	1,03	-4.539,72	-100.343,90	-104.883,62
	4=7	100 X 50 X 4	1,03	-5.358,18	-118.856,10	-124.214,28
	5=6	100 X 50 X 4	1,03	-5.778,39	-128.370,90	-134.149,29
	11 = 23	100 X 50 X 4	0,50	-1.092,51	-23.492,81	-24.585,32
CORDON INFERIOR	12 = 22	100 X 50 X 4	0,83	1.421,28	5.146,69	6.567,97
	13 = 21	100 X 50 X 4	1,03	2.497,60	54.825,15	57.322,75
	14 = 20	100 X 50 X 4	1,03	3.963,32	87.949,18	91.912,50
	15 = 19	100 X 50 X 4	1,03	5.001,60	114.425,17	119.426,77
	16 = 18	100 X 50 X 4	1,03	5.617,62	125.360,85	130.978,47
	17	100 X 50 X 4	1,00	4.658,45	104.176,88	108.835,33
	24 = 43	50 X 20 X 2	0,96	1.881,61	40.729,50	42.611,11

CORDON DIAGONAL	25 = 42	50 X 20 X 2	0,80	-1.421,28	-32.316,00	-33.737,28
	26 = 41	50 X 20 X 2	0,64	982,76	21.326,14	22.308,90
	27 = 40	50 X 20 X 2	0,80	-1.070,35	-25.036,25	-26.106,60
	28 = 39	50 X 20 X 2	0,64	724,58	15.493,71	16.218,29
	29 = 38	50 X 20 X 2	0,80	-729,17	-17.335,09	-18.064,26
	30 = 37	50 X 20 X 2	0,64	446,77	9.223,88	9.670,65
	31 = 36	50 X 20 X 2	0,80	-412,16	-10.173,50	-10.585,66
	32 = 35	50 X 20 X 2	0,64	206,21	3.879,00	4.085,21
	33 = 34	50 X 20 X 2	0,80	1.558,16	33.730,78	35.288,94

Fuente: Elaboración propia

4.4.4.1. Diseño del Cordón Superior (elemento sometido a compresión)

Datos:

$$P_u = -134.149,29 \text{ N}$$

$$L = 1,03 \text{ m} = 1030 \text{ mm}$$

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

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

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

Estimando el área bruta mínimo necesario:

$$F_{CR} = \frac{2}{3} F_y$$

$$F_{CR} = \frac{2}{3} \times 253 = 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

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

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

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{134.149,29 \text{ N}}{0,85 \times 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 935,69 \text{ mm}^2$$

Asumimos un perfil tipo cajón de 100x50x4

$$A_g = 1059 \text{ mm}^2 \quad r_x = 35,6 \text{ mm} \quad r_y = 20,6 \text{ mm}$$

Comprobacion de esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\text{min}}} < 200$$

$$\frac{0,96 \times 1030}{20,6} < 200$$

$$\mathbf{48 < 200 \text{ cumple}}$$

Calculamos λ_c :

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

$$\lambda_c = \frac{1 \times 1030}{20,6 \times \pi} \sqrt{\frac{253}{210.000}} = \mathbf{0,53}$$

Verificamos la fórmula:

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

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

Como $\lambda_c = 0,53$ **Usamos la formulas, la fórmula inelástica**

Calculamos F_{cr} :

$$F_{cr} = (0,658^{0,53^2}) \times 253 = 224,94 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_c \times F_{cr} \times A_g$$

$$P_u = 0,85 \times 224,94 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 1059 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 202.476,70 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

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

$$202.476,70 \text{ N} > 134.149,29 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Análisis de eficiencia.

$$n = \frac{134.149,29}{202.476,70} = 0,66$$

El perfil está trabajando a una capacidad de su resistencia al 66% cuando la sección está sometida a compresión.

4.4.4.2. Diseño del Cordón Inferior (elemento sometido a tracción)

Datos:

$$P_u = 130.978,47 \text{ N}$$

$$L = 1,03 \text{ m} = 1030 \text{ mm}$$

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

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

Diseño por fluencia $\phi_t = 0,90$

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

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

$$A_g = \frac{130.978,47 \text{ N}}{0,90 \times 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 575,22 \text{ mm}^2$$

Diseño por rotura $\phi_t = 0,75$

$$P_u = \phi_t \times F_u \times A_e$$

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

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

$$A_g = \frac{130.978,47 \text{ N}}{0,75 \times 408 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 428,03 \text{ mm}^2$$

Tomamos el área mayor entre diseño por fluencia y rotura $A_g = 575,22 \text{ mm}^2$

Asumimos un perfil:

Este perfil seleccionado es igual al perfil verificado a esfuerzo axial de compresión con el fin de uniformizar la sección en el cordón inferior debido a que actúan ambas fuerzas sobre el cordón inferior como se mencionó anteriormente.

Asumimos un perfil tipo cajón de 100x50x4

$$A_g = 1059 \text{ mm}^2 \quad r_x = 35,6 \text{ mm} \quad r_y = 20,6 \text{ mm}$$

Realizamos la comprobación por esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\min}} < 300$$

$$\frac{0,96 \times 1030}{20,6} < 300 \quad 48 < 300 \text{ cumple}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

$$P_u = 0,9 \times 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 1059 \text{ mm}^2 = 241.134,3 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

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

$$241.134,3 \text{ N} > 130.978,47 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{130.978,47}{241.134,3} = 0,54$$

El perfil está trabajando a una capacidad de su resistencia al 54% cuando se le aplica un esfuerzo a tracción.

4.4.4.3. Diseño del Cordón diagonal

➤ (elemento sometido a compresión)

Datos:

$$P_u = -33.737,28 \text{ N}$$

$$L = 0.80 \text{ m} = 800 \text{ mm}$$

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

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

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

Estimando el área bruta mínimo necesario:

$$F_{CR} = \frac{2}{3} F_y$$

$$F_{CR} = \frac{2}{3} \times 2.530 = 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

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

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

$$A_{g(\text{min.neces.})} = \frac{33.737,28 \text{ N}}{0,85 \times 168,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 235,32 \text{ mm}^2$$

Perfil C 50x20x2

$$A_g = 254 \text{ mm}^2 \quad r_x = 16,9 \text{ mm} \quad r_y = 8,1 \text{ mm}$$

Comprobacion de esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\min}} < 200$$

$$\frac{0,62 \times 800}{8,1} < 200$$

$$\mathbf{61,23 < 200 \text{ cumple}}$$

Calculamos λ_c :

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

$$\lambda_c = \frac{0,62 \times 800}{8,1 \times \pi} \sqrt{\frac{253}{210.000}} = \mathbf{0,68}$$

Verificamos la fórmula:

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

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

Como $\lambda_c = 0,68$ **Usamos la formulas, la fórmula inelástica**

Calculamos F_{cr} :

$$F_{cr} = (0,658^{0,68^2}) \times 253 = 208,48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_c \times F_{cr} \times A_g$$

$$P_u = 0,85 \times 208,48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 254 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 45.011,22 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

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

$$45.011,22 \text{ N} > 33.737,28 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{33.737,28}{45.011,22} = 0,75$$

El perfil está trabajando al 75 % de su eficiencia

➤ (elemento sometido a tracción)

Datos:

$$P_u = 42.611,11 \text{ N}$$

$$L = 0,96 \text{ m} = 960 \text{ mm}$$

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

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

Diseño por fluencia $\phi_t = 0,90$

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

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

$$A_g = \frac{42.611,11 \text{ N}}{0,90 \times 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 187,14 \text{ mm}^2$$

Diseño por rotura $\phi_t = 0,75$

$$P_u = \phi_t \times F_u \times A_e$$

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

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

$$A_g = \frac{42.611,11 \text{ N}}{0,75 \times 408 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 139,25 \text{ mm}^2$$

Tomamos el área mayor entre diseño por fluencia y rotura $A_g = 187,14 \text{ mm}^2$

Asumimos un perfil:

Este perfil seleccionado es igual al perfil verificado a esfuerzo axial de compresión con el fin de uniformizar la sección en el cordón inferior debido a que actúan ambas fuerzas sobre el cordón inferior como se mencionó anteriormente.

Perfil C 50x20x2

$$A_g = 254 \text{ mm}^2 \quad r_x = 16,9 \text{ mm} \quad r_y = 8,1 \text{ mm}$$

Realizamos la comprobación por esbeltez:

$$\frac{K \times L}{r_{\min}} < 300$$

$$\frac{1 \times 960}{8,1} < 300$$

$$118,52 < 300 \text{ cumple}$$

Calculamos P_u con el área del perfil:

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

$$P_u = 0,9 \times 253 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 254 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 57.835,8 \text{ N}$$

Realizamos la comprobación:

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

$$57.835,8 \text{ N} > 42.611,11 \text{ N} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$n = \frac{42.611,11}{57.835,8} = 0,74$$

El perfil está siendo utilizado en un 74 % de su capacidad

4.5. Comparación Económica y Técnica

4.5.1. Económica. - A continuación, se presenta una tabla donde se realiza un análisis de las dos cerchas en estudio.

Tabla 4.9 Comparación económica

COMPARACION ECONOMICA DE LA CERCHA WARREN								
PIEZAS	PERFILES (mm)		LONGITUD (m)		PRECIO Bs (m)		PRECIO POR CERCHA EN Bs.	
	TRIANGULAR	TRAPEZOIDAL	TRIANGULAR	TRAPEZOIDAL	TRIANGULAR	TRAPEZOIDAL	TRIANGULAR	TRAPEZOIDAL
Cordon Sup.	100X50X3	100X50X4	10,82	11,13	91,77	119,44	992,95	1329,37
Cordon Infer.	100X50X3	100X50X4	10,60	11,9	91,77	119,44	972,76	1421,34
Diagonales	40X20X2	50X20X2	15,76	15,04	23,36	27,67	368,15	416,16
COSTO TOTAL							2333,87	3166,86

Fuente: Elaboración propia

- De acuerdo a la comparación económica de cuanto material en perfiles se necesitaría para construir una cercha Warren triangular y una trapezoidal se muestra en la tabla que existe una variación en costo de 832,99 Bs.
- La variación de precio radica en que, por la geometría de las celosías, la trapezoidal con las mismas cargas aplicada trabajan a un mayor esfuerzo por eso necesita un perfil de mayor espesor.

4.5.2. Técnica . - Para poder sacar un análisis más detallado se presenta una tabla analizando cómo funcionan cada una de las cerchas.

Tabla 4.10 Comparación técnica

COMPARACION TECNICA DE LA CERCHA WARREN							
PIEZAS	PERFILES (mm)		CARGA MAXIMA (N)		VARIACION I	EFICIENCIA n (%)	
	TRIANGULAR	TRAPEZOIDAL	TRIANGULAR	TRAPEZOIDAL	ESFUERZO %	TRIANGULAR	TRAPEZOIDAL
Cordon Comp.	100X50X3	100X50X4	95780,04	134194,29	28,63	68	66
Cordon Tracc.	100X50X3	100X50X4	93406,00	130978,47	28,69	50	54
Diagonal a Comp	40X20X2	50X20X2	11656,93	33737,28	65,45	33	75
Diagonal a Tracc	40X20X2	50X20X2	12214,19	42611,11	71,34	25	74

Fuente: Elaboración propia

- La utilización de una cercha Warren generalmente se da en celosía que están solicitadas a cargas gravitacionales.

- Un principio que se maneja para el diseño de estructura metálica es que los elementos más largos trabajen a tensión que es donde se aprovecha mejor las propiedades del acero.
- Las fuerzas en las barras en el cordón inferior están en tracción y las del cordón superior en compresión tanto en las cerchas WARREN y WARREN TRAPEZODIAL.
- Una diferencia que se evidencio al realizar el análisis de estas dos cerchas con distinta geométrica es la variación de esfuerzos, en la cercha WARREN TRIANGULAR los máximos esfuerzo de tracción y compresión se da en los apoyos, mientras que en la WARREN TRAPEZOIDAL los máximo esfuerzos se dan en la barra más alejada de los apoyos
- Dado que los esfuerzos en la cercha Warren se presentan de manera intercalada es decir que al diseñar un miembro a tracción y compresión no hay una variación considerable, es una ventaja que se debe aprovechar, porque al momento de realizar la construcción se uniformizan las secciones y se trabajan con un solo perfil.
- Una de las ventajas de lar cercha Warren trapezoidal es que sirva para cubierta en luces medianas, porque presenta mayor rigidez a la flexión.
- Por la geometría de la chercha trapezoidal se observa que presentan una ventaja en cuantos a la triangular es en la flecha de deformación.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones:

Del presente proyecto, diseño estructural “TÉCNICO HUMANÍSTICO CEA YACUIBA ADULTOS DISTRITO 2”, se llegó a las siguientes conclusiones:

- En el estudio de suelo y levantamiento topográfico fue realizado en el lugar de emplazamiento de la obra, se realizó la respectiva verificación para cumplir con el objetivo y realizar el dimensionamiento de las fundaciones.
- Para el desarrollo del 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.
- Para el diseño de la cubierta metálica se realizó el diseño de la estructura de sustentación de la cubierta a partir de perfiles de acero conformado en frío por la norma AISI-LFRD. Después de un análisis del tipo de cercha se decidió trabajar con una cercha tipo WARREN TRIANGULAR.
- Se realizó el cálculo y diseño estructural de las vigas y columnas de hormigón armado y se realizó la optimización y comprobaciones correspondientes para la situación más crítica, siendo la sección calculada la más adecuada. Para el diseño de estos elementos se realizó bajo los criterios y recomendaciones de la NB1225001.
- Las losas alivianadas calculadas son de viguetas pretensadas disponibles en el medio local como ser la vigueta y el complemento y la capa de compresión de hormigón es de 0,05 m, 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.
- Para el diseño de losa maciza de la rampa se tomó en cuenta la NB1225001, cumpliendo con la armadura mínima para absorber los momentos positivos y negativos en ambos sentidos.
- Para el dimensionamiento de la fundación se realizó con zapatas aisladas cuadradas son adecuadas de acuerdo al suelo de fundación existente, la zapata

de análisis es la más desfavorable de 3,0 m de lado y 0,55 m de alto, verificando al punzonamiento, al esfuerzo cortante y si se necesita ganchos.

- El aporte académico es una comparación económica y técnica entre una cercha WARREN TRIANGULAR y una WARREN TRAPEZOIDAL, obteniendo como resultados que las cerchas WARREN TRIANGULAR son las que mejor trabajan y menor costo tienen para este proyecto, sin embargo, se debe mencionar que las CERCHAS WARREN TRAPEZOIDALES trabajan de manera más eficiente en luces medianas como una alternativa de diseño.
- Los planos del diseño estructurales se encuentran de manera detallada en el ANEXO 13.
- Haciendo un análisis de lo que es el presupuesto, este tiene un precio referencial de aproximadamente de SEIS MILLON(ES) SEISCIENTOS NOVENTA Y UN MIL SETECIENTOS DOS CON 96/100 BOLIVIANOS (6.691.702,96 Bs).

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 11 A.