

CAPITULO I
ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES.

1.1 El problema.

En los últimos años los ambientes de la alcaldía donde funciona la unidad de vías y obras civiles del municipio de Bermejo ha quedado saturada debido al incremento de la demanda de proyectos de la mencionada unidad, que genera incomodidad en el desarrollo de las funciones administrativas de toda la alcaldía. Se pretende resolver este problema para dar comodidad a los funcionarios y agilizar toda función que se desempeña en la unidad. A su vez brindar una mejor atención a la población.

1.1.1 Planteamiento.

Las principales causas que originan la falta de infraestructura propia son:

- Incremento de la demanda de proyectos de la unidad de vías y obras civiles.
- Los ambientes actuales en cuanto a espacio quedaron deficientes para realizar sus funciones.
- Constante desarrollo urbano del municipio.

De mantenerse la situación actual, se hace necesario plantear como solución las siguientes:

- Ampliación de los ambientes actuales de la unidad de vías y obras civiles (municipio de Bermejo).
- Construcción del edificio de la unidad de vías y obras civiles (municipio de Bermejo).
- Alquiler de ambientes para la unidad de vías y obras civiles (municipio de Bermejo).

1.1.2 Formulación.

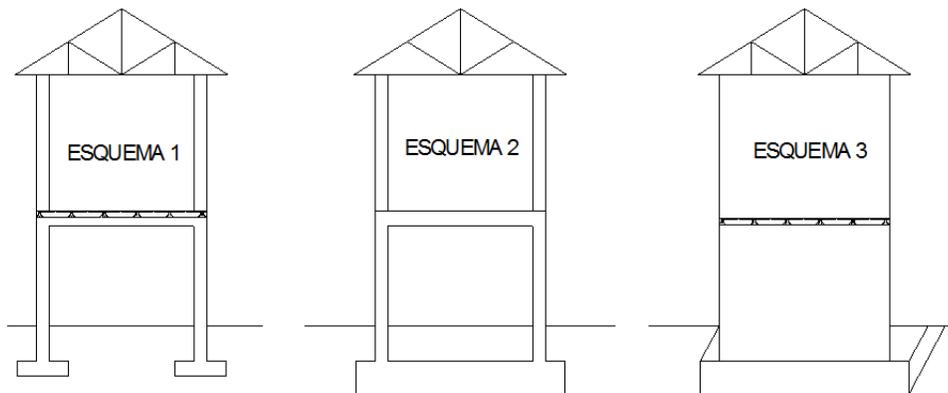
Se realizara el diseño estructural de la unidad de vías y obras civiles para su posterior construcción y así solucionar de manera permanente los problemas que presentan al no contar con un espacio propio.

1.1.3 Sistematización.

Del planteamiento de las alternativas de la construcción del “nuevo edificio de la unidad de vías y obras civiles” se deberá elegir cual será la más apropiada técnicamente (planteamientos estructurales) y económicamente:

- Esquema 1.- Zapatas aisladas de H°A°, pórticos de H°A°, losa alivianada, cubierta con reticulados metálicos.
- Esquema 2.- Cimiento corrido de H°A°, pórticos de H°A°, losa maciza, cubierta con reticulados de madera.
- Esquema 3.- Losas de fundación de H°A°, muros portantes de H°A°, losa alivianada, cubierta con reticulados metálicos.

FIGURA N° 1.1: ESQUEMAS DE PLANTEO ESTRUCTURAL.



Fuente: Elaboración propia

De los esquemas de planteo estructural se eligió el más apropiado técnica y económicamente (análisis realizado en el perfil de proyecto), siendo escogido como el planteo estructural más viable el esquema 1, con las siguientes características, zapatas aisladas de H°A°, pórticos de H°A°, losas alivianadas, cubiertas con reticulados metálicos.

1.2. Objetivos.

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1 General.

- Realizar el diseño estructural del “**Nuevo Edificio de Vías y Obras Civiles del Municipio de Bermejo**” aplicando la Norma Boliviana del Hormigón Armado (**CBH-87**).

1.2.2 Específicos.

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Realizar el análisis de la topografía del terreno que fue proporcionada por los técnicos del Gobierno Municipal de Bermejo para el correcto emplazamiento de la estructura
- Analizar el estudio de suelos que realizó la empresa consultora APOLO en el cual determinó la capacidad portante del suelo mediante el ensayo de penetración normal (SPT) y su clasificación del mismo con el método SUCCS.
- Analizar los planos arquitectónicos que fueron brindados por el Gobierno Municipal de Bermejo para realizar el planteamiento estructural del edificio.
- Diseñar la estructura de cubierta metálica respetando los parámetros y criterios de la norma AISC.
- Determinar el costo parcial de la obra (excluyendo instalaciones) realizando un análisis de precios unitarios de los ítems considerados para el proyecto.
- Realizar el cronograma y tiempo de ejecución parcial de la obra (excluyendo instalaciones).

1.3 Justificación.

Las razones por las cuales se elabora el proyecto de graduación son las siguientes:

1.3.1 Académica.

Se profundizarán los conocimientos adquiridos en la carrera sobre el diseño estructural de edificaciones analizando las estructuras de acuerdo a sus usos. Además plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo

estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

1.3.2 Técnica.

Realizar el diseño estructural de la unidad de vías y obras civiles mas optimo en cuanto al proceso constructivo, costo de operación, por lo cual se plantea la nueva construcción del edificio de la unidad de vías y obras civiles, de donde saldrá las características del mejor planteo estructural.

1.3.3 Social.

Contribuir con el municipio de Bermejo con el diseño estructural del nuevo edificio de la unidad de vías y obras civiles, poniendo a disposición el uso conveniente del mismo.

1.3.4 Metodológica.

Se determinará el esquema estructural más conveniente técnica y económicamente, y para el desarrollo del proyecto se tomaran en cuenta los paquetes informáticos siguientes:

- CYPECAD.
- AUTOCAD.
- Microsoft Project.

1.4 Alcance del proyecto.

El mismo contempla el diseño estructural del nuevo edificio de la Unidad de Vías y Obras Civiles.

1.4.1 Resultados a Lograr.

En el proyecto de Ingeniería Civil se incorporaran los siguientes resultados:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de la ciudad de Bermejo.

- Estudio de suelos: capacidad portante clasificación del suelo por el método SUCS.
- Planos estructurales a detalle del cálculo del edificio de Vías y Obras Civiles.
- Diseño y calculo estructural del edificio de la unidad de Vías y Obras Civiles.
- Métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precios unitarios y presupuesto del proyecto.

1.4.2 Restricciones.

En el proyecto se presentaran las siguientes restricciones:

- No se harán las instalaciones eléctricas, sanitarias, gas, agua potable, pluviales, debido a que lo primordial es la especialización del estudiante en el diseño estructural.

1.4.3 Aporte académico del estudiante.

El aporte académico del estudiante consiste en la comparación técnica-económica de una losa aligerada con perfiles metálicos galvanizados VMU-02 contra una losa aligeradas con viguetas pretensadas.

1.5 Localización del proyecto.

La ciudad de Bermejo, se encuentra ubicada entre las coordenadas geográficas 22°35'24'' de latitud sur y 64°26'30'' de latitud oeste del meridiano de Greenwich, y una altitud promedio de 419 m.s.n.m., tiene una extensión aproximada de 380.9 Km² y su población es de aproximadamente 31.622 habitantes.

El nuevo edificio de la unidad de Vías y Obras Civiles se encuentra localizado en la ciudad de Bermejo en el barrio San Antonio, en la calle José María Avilés entre las calles Tarija y Cochabamba.

CAPITULO II
MARCO TEORICO

2. MARCO TEORICO

Para el logro del objetivo general de la propuesta, “Diseñar la estructura de sustentación del nuevo edificio de la unidad de Vías y Obras Civiles” (Ciudad de Bermejo), se debe tener conocimiento del suelo de fundación del lugar de emplazamiento del nuevo edificio. Idealizar y definir las estructuras de sustentación de la nueva infraestructura, definir los materiales a emplear, las cargas a utilizar en el diseño. A continuación se presenta un marco teórico, el cual nos brindará conocimientos para realizar los estudios y diseño que se contempla en el proyecto.

2.1 Levantamiento topográfico.

Es el conjunto de procedimientos para determinar la posición de puntos sobre la superficie terrestre, por medio de los tres elementos del espacio (longitudes “x, y”, altitudes “z”), ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, que representan una determinada área, para posteriormente representarlos gráficamente en un plano a escala determinada.

2.2 Estudio de suelos.

La exploración de suelos es muy importante debido a que todas las obras sean cual sean se apoyan sobre el terreno, además nos sirve para conocer las propiedades mecánicas y su clasificación, para así poder determinar la buena selección del tipo de fundación que se empleará en el diseño estructural.

2.2.1 Ensayo de penetración estándar S.P.T.

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. además de ser muy económico. El mismo que nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades. Está normalizado desde 1958 por la Norma D1586. Se inspeccionara el sitio del ensayo, para prepararlo, limpiando el mismo y ubicando los puntos de estudio.

El ensayo consiste en hincar un muestreador partido de 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63.5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, para penetrar cada 15 cm, cuando se haya penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de golpes necesarios.

El valor normalizado de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

Se dice que la muestra se rechaza si:

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

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos.

Todo el equipo necesario se lo conseguirá del laboratorio de la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”.

2.2.1.1 Presión admisible.

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

CUADRO 2.1: RELACIÓN DE RESISTENCIA PARA LAS ARCILLAS.

N°	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (kg/cm ²)
2	Muy blanda	0.25
2 - 4	Blanda	0.25 – 0.50
3 - 8	Media	0.50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Fuente: Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

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

CUADRO 2.2: RELACIÓN DE RESISTENCIA PARA LAS ARENAS.

N°	COMPACIDAD DE LA ARENA
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

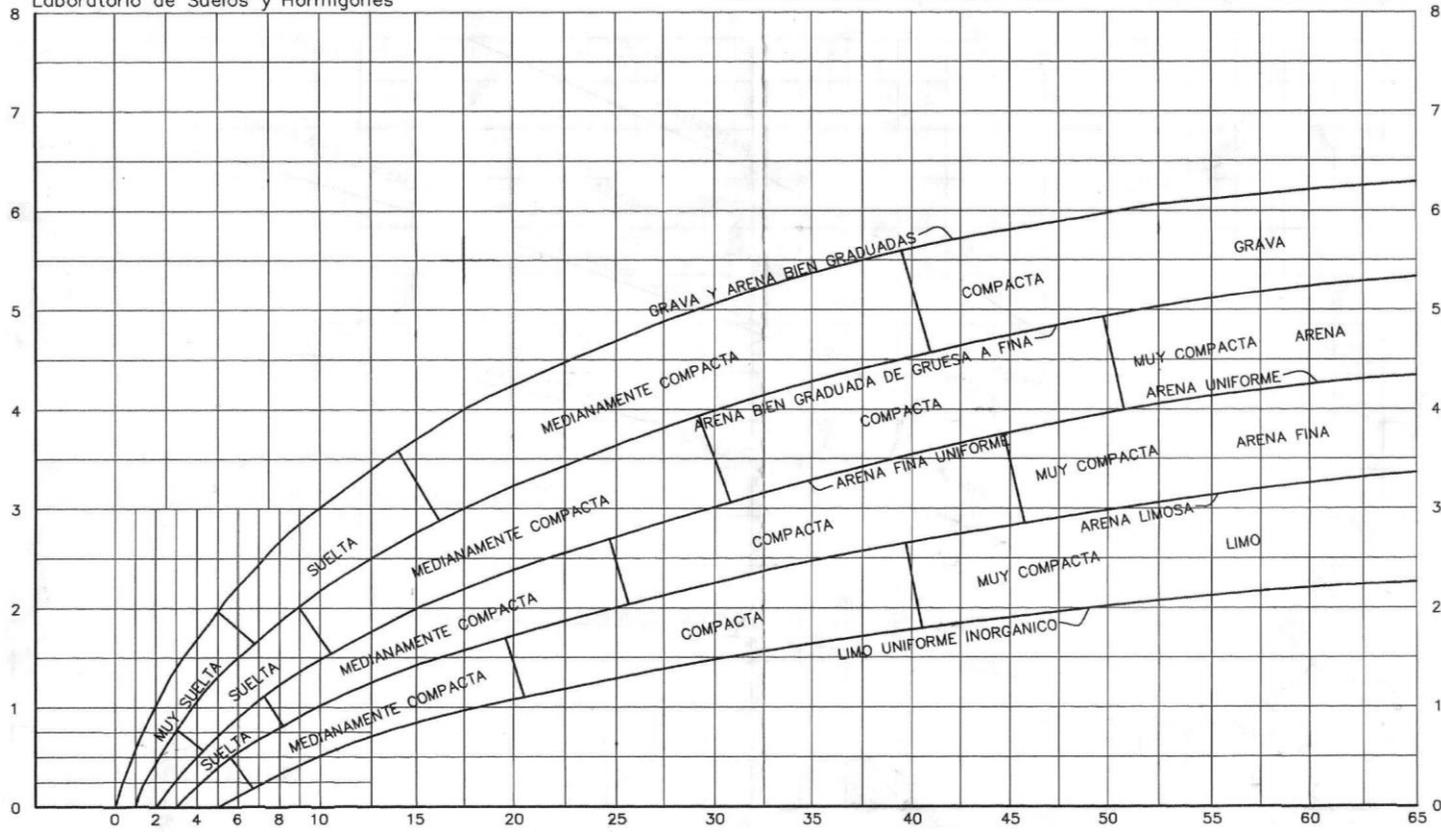
Fuente: Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

FIGURA N° 2.1: RELACIÓN DE RESISTENCIA PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO.

Universidad Autónoma Juan Misael Saracho
 Facultad de Ciencias y Tecnología
 Programa de Ingeniería Civil
 Laboratorio de Suelos y Hormigones

S.P.T. METODO DE LA CUCHARA NORMAL
 CAPACIDAD DE CARGAS ADMISIBLES

A.- DIFERENTES TIPOS DE SUELO



NÚMERO DE GOLPES PARA QUE LA CUCHARA PENETRE 30cm CON UN PESO DE 55Kg Y ALTURA DE 75cm

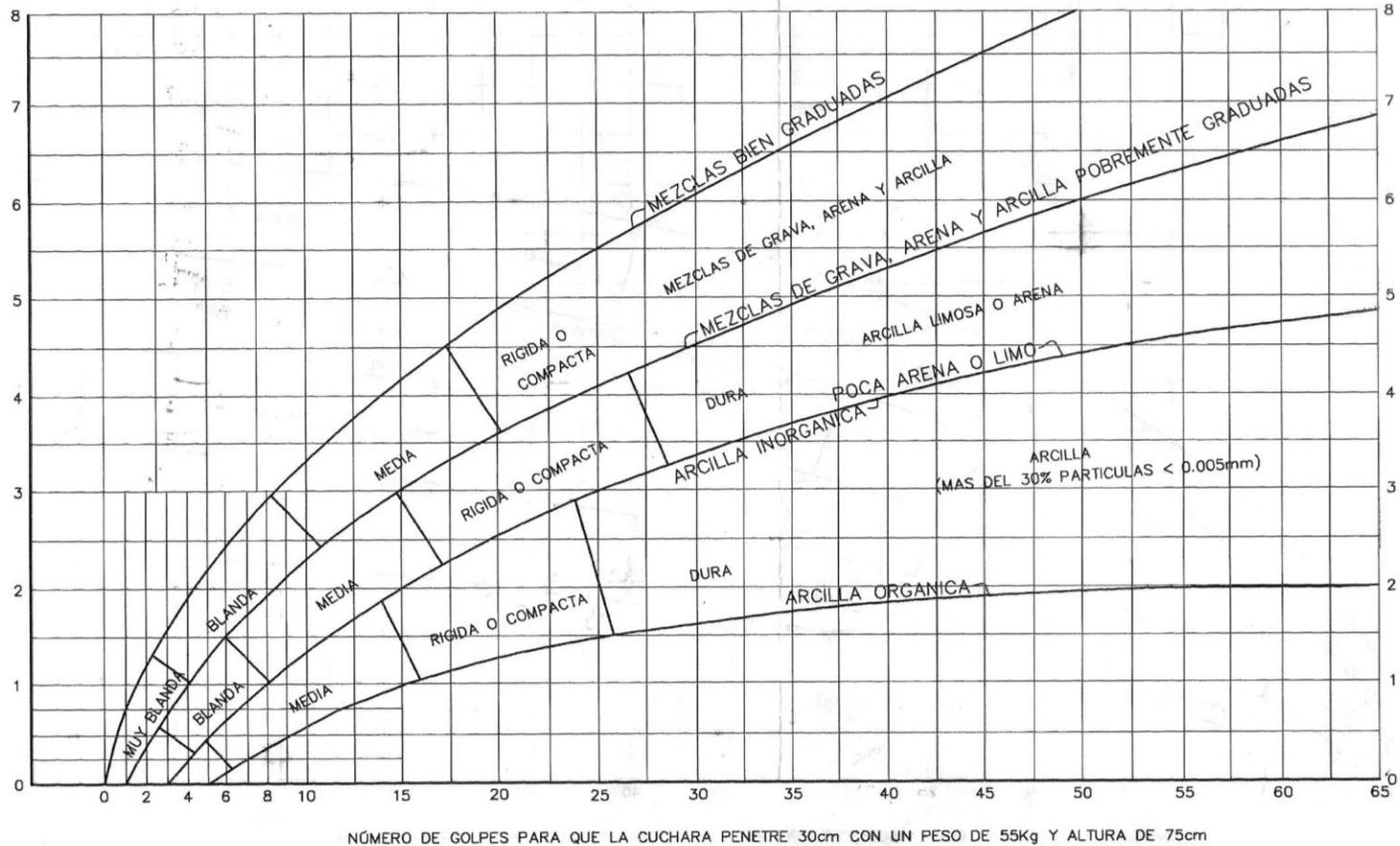
Fuente: Laboratorio de suelos y hormigones UAJMS.

FIGURA N° 2.2: RELACIÓN DE RESISTENCIA PARA LAS ARENAS.

Universidad Autónoma Juan Misael Saracho
 Facultad de Ciencias y Tecnología
 Programa de Ingeniería Civil
 Laboratorio de Suelos y Hormigones

S.P.T. METODO DE LA CUCHARA NORMAL
 CAPACIDAD DE CARGAS ADMISIBLES

B.- ARCILLAS Y MEZCLAS DE SUELO



Fuente: Laboratorio de suelos y hormigones UAJMS

2.2.2 Granulometría.

Granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. El método mecánico se usa en caso de que los suelos sean granulares lo que permite fácilmente determinar los porcentajes de grava y arena mediante el uso de un juego de tamices.

El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra; la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se determinan los porcentajes que pasan por cada tamiz.

2.2.2.1 Clasificación de suelos basados en criterios granulométricos.

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

CUADRO 2.3: DESCRIPCIÓN APROXIMADA DE PARTÍCULAS.

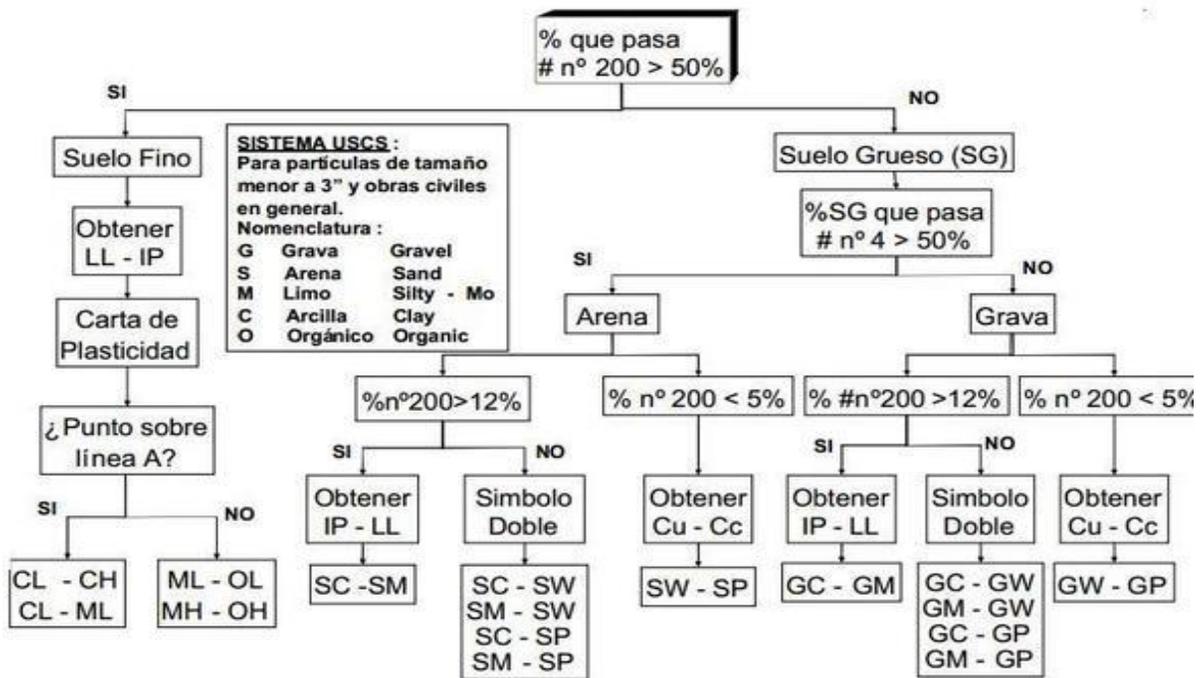
MATERIAL	TAMAÑO
Piedra Bolón	12 pulgadas
Cantos Rodados	6 a 12 pulgadas
Grava	2 mm a 6 pulgadas
Arena	0.06 mm a 2 mm
Limo	0.002 mm a 0.06
Arcilla	Menores a 0.002 mm

Fuente: Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.15° edición.

2.2.3 Clasificación de suelos.

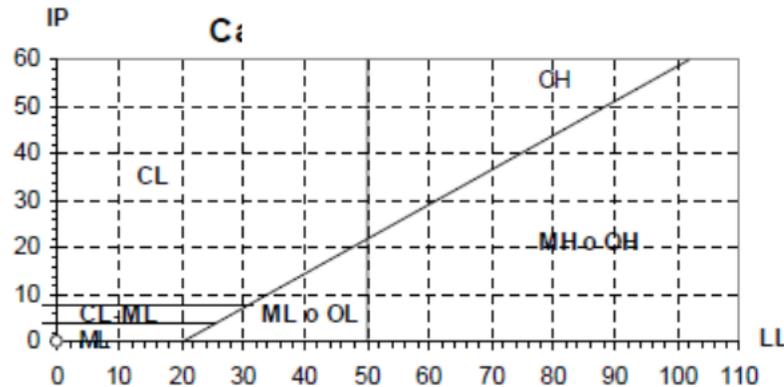
Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje para expresar de forma concisa las características generales de los suelos, que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

FIGURA N°2.3: CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS.



Fuente: Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

FIGURA N°2.4: CARTA DE PLASTICIDAD CLASIFICACION S.U.C.S.



Fuente: Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

2.3 Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y lo funcional, los que serán objeto de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, este, se lo realiza por medio de una representación gráfica a escala en planos arquitectónicos, tales como: Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

Los planos arquitectónicos aprobados, fueron proporcionados por el gobierno autónomo municipal de la ciudad de Bermejo.

2.4 Normas de diseño.

La norma utilizada para el diseño estructural o estructura de sustentación del nuevo edificio de Vías y Obras Civiles es la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87, debido a que en Bolivia se la emplea para el diseño de viviendas y estructuras en general, decretada por el Ministerio de Urbanismo y Vivienda la cual tiene su origen en el código Español.

2.5 Materiales.

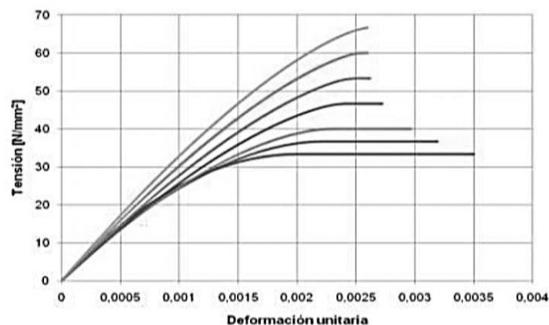
Los materiales empleados para la elaboración de una estructura se generalizan en las piezas de Hormigón Armado lo constituyen el hormigón y el acero de refuerzo, señalamos como piezas fundamentales los tubos metálicos para el diseño de la cubierta debido a que este material entro en el mercado, obteniendo una gran respuesta de su uso en el medio local. Dichos materiales serán descritos a continuación.

2.5.1 Hormigones.

El concreto u Hormigón es un material semejante a la piedra, que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado y agua, los factores que hacen del concreto un material de construcción universal son: la facilidad con que puede depositarse y llenar los moldes y formaletas de casi cualquier forma, su alta resistencia al fuego y al clima.

El hormigón al no ser un material homogéneo e isotrópico no obedece un comportamiento lineal seguido por la ley de Hooke, también hay que señalar que el diagrama esfuerzo deformación del Hormigón varía de acuerdo al modo de rotura que se realiza, pudiendo ser de rotura lenta o rápida, es por lo que según estudios, se acepta que el hormigón pierde resistencia al 85% de la medida por rotura rápida de probeta.

FIGURA N° 2.5 DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACION DEL HORMIGÓN.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

Para esfuerzos de orden inferior del 50% de la resistencia del Hormigón a los 28 días (f_c), se admite un comportamiento lineal con un módulo de elasticidad dado por:

$$E = 15000 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Dónde:

E = Módulo de elasticidad del hormigón en su zona elástica (Kg/cm²).

f_{ck} = Resistencia característica del Hormigón a 28 días (Kg/cm²).

Este módulo de elasticidad es válido tanto para carga lenta, como carga rápida, y solo es válido para hormigones de peso normal.

2.5.1.1 Componentes del hormigón.

Entre los componentes más importantes que intervienen en el hormigón, tenemos al cemento, los áridos y el agua, también se cuenta con diferentes componentes como los aditivos y adiciones, además cabe recalcar que para la elaboración de los distintos tipos de hormigones deben cumplirse con las exigencias de la NORMA BOLIVIANA.

2.5.1.1.1 Cemento.

El cemento es un polvo finísimo de color gris que al ser mezclado con agua se endurece, tanto bajo el agua como al aire, por la cualidad de endurecer bajo el agua es definido como un conglomerante hidráulico, su velocidad de endurecimiento depende de la temperatura a la cual se esté trabajando.

El cemento es uno de los conglomerantes hidráulicos más importantes, el cual ocupa entre el 7% y el 15% del volumen de la mezcla y tiene propiedades de adherencia y de cohesión que proveen buena resistencia a la compresión.

Las plantas industriales de cemento en Bolivia son muchas pero por la zona en la cual nos encontramos se analiza el caso de El Puente, el cual es la planta industrializadora en la ciudad de Tarija, la que fabrica dos tipos diferentes de cementos; El puente Especial Tipo IP-30, y cemento El puente Alta resistencia Tipo IP-40.

2.5.1.1.2 Áridos.

Los áridos constituyen el esqueleto del hormigón, y son responsables de buena parte de las características del mismo pues son un elemento mayoritario, estando su porcentaje comprendido entre el 65 y el 75 % en peso del total.

Los áridos deben estar constituidos por partículas duras, de formas adecuadas (sin formas lajosos o aciculares), inertes y no reactivas son los álcalis del cemento. Además, no deben contener arcillas, limos ni materias orgánicas. No deben ser heladizos, es decir, no deben deteriorarse con los ciclos de heladas. En general, los áridos de baja densidad son poco resistentes y porosos. Por conveniencias prácticas han sido separados en fracciones finas (arenas) y fracciones gruesas (gravas).

CUADRO N° 2.4: CLASIFICACION DE ÁRIDOS SEGÚN GRANULOMETRIA.

Morro	> 100 mm.
Grava gruesa	50 - 100 mm.
Grava media	40 - 60 mm.
Grava menuda	30 - 50 mm.
Gravilla gruesa	20 - 40 mm.
Gravilla media	15 - 30 mm.
Gravilla menuda	15 - 25 mm.
Garbancillo o almendrilla	7 - 15 mm.
Ripio (piedra machacada)	7 - 25 mm.
Arena gruesa	2 - 5 mm.
Arena media	0.5 - 2 mm.
Arena fina	0.1 - 0.5 mm.
Filler o polvo	0.005 - 0.08 mm.
Limo	0.002 - 0.02 mm.
Arcilla	< 0.002 mm.

Fuente: Manual del Hormigón, Sika.

El tamaño máximo del agregado grueso debe ser al menos el 90% en peso, será de tamaño inferior a la menor de las dimensiones siguientes:

a).- Los cinco sextos ($\frac{5}{6}$) de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes, si es que dichas aberturas tamizan en el vertido del hormigón, o de la distancia libre entre una armadura y el parámetro más próximo.

b).- La cuarta ($\frac{1}{4}$) parte del ancho, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigona.

c).- Un tercio ($\frac{1}{3}$) de la altura libre de los nervios de los entrepisos.

d).- Un medio ($\frac{1}{2}$) del espesor mínimo de la losa superior en los entrepisos.

En ciertos elementos de pequeño espesor, y previa justificación, el límite b) podrá elevarse al tercio ($\frac{1}{3}$) de la mencionada dimensión mínima, como se establece en c)

La totalidad del árido será de tamaño inferior al doble del menor de los límites aplicables en cada caso.

2.5.1.1.3 Agua.

La presencia del agua es imprescindible en la confección de los hormigones, ya que tiene dos diferentes aplicaciones: como ingrediente en la elaboración de mezclas, otorgándole trabajabilidad al hormigón fresco y como medio de curado en las estructuras recién construidas, proceso que consiste en lograr que el material disponga del agua que necesita el cemento para hidratarse y mantenerse en condiciones moderadas de temperatura. Como componente del hormigón convencional el agua representa aproximadamente entre el 10% y el 25% del volumen del hormigón recién mezclado, dependiendo del tamaño máximo del agregado que se utilice y de la docilidad que se requiera.

2.5.1.2 Resistencia característica del hormigón.

La resistencia a compresión simple es la característica mecánica más importante de un hormigón. Su determinación se efectúa mediante el ensayo de probetas, según métodos operatorios normalizados. Ahora bien, los valores de ensayo que proporcionan las distintas probetas son más o menos dispersos, en forma variable de una obra a otra, según el cuidado y rigor con que se confeccione el hormigón; y esta circunstancia debe tenerse en cuenta al tratar de definir un cierto hormigón por su resistencia.

Se define como resistencia característica f_{ck} del hormigón aquel valor que presenta un grado de confianza del 95 %, es decir, que existe una probabilidad de 0.95 de que se presenten valores individuales de resistencia de probetas más altos que f_{ck} . Esta particularidad de las mediciones fue estudiada por gauss, consiguiendo interesantes conclusiones (entre ellas el método de los mínimos cuadrados) con respecto al comportamiento de los errores – diferencias entre el resultado verdadero y los obtenidos y la curva pirobalística de distribución.

Se adopta la resistencia característica del hormigón a compresión (f_{ck}), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a cierto día (j días), es mediante el siguiente cuadro.

CUADRO N° 2.5: COEFICIENTES DE CONVERSION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION A DIFERENTES EDADES.

CLASE DE HORMIGÓN	EDAD, en días				
	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento Normal	0.40	0.65	1.00	1.20	1.35
Hormigones de endurecimiento Rápido	0.55	0.75	1.00	1.15	1.20

Fuente: Noma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

La resistencia a compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto (15 x 30 cm) sometido a una carga axial. Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²) a una edad de 28 días y se la designa con el símbolo f_{ck} .

2.5.1.3 Resistencia a tracción del hormigón.

Aunque no suele contarse con la resistencia a tracción del hormigón a efectos resistentes, es necesario conocer su valor por que juega un papel importante en ciertos fenómenos, tales como la fisuración, el esfuerzo cortante, la adherencia de las armaduras, etc.

Al igual que la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas. La resistencia a tracción es muy pequeña en comparación con la resistencia a compresión. Existen tres métodos para la determinación de la resistencia a tracción: por flexo tracción, por hendimiento y por ensayo de tracción axial. El método más práctico y más usado es el de hendimiento o ensayo brasileño, que utiliza probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de 28 días de edad, y dicha rotura se produce por hendimiento o aplastamiento.

Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica a tracción $f_{ct,k}$ viene dada en función de la resistencia a compresión de proyecto, f_{ck} por la fórmula:

$$f_{ct,k} = 0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Dónde:

f_{ck} y $f_{ct,k}$ = están expresados en MPa.

**CUADRO N° 2.6: COEFICIENTES DE CONVERSION DE LA RESISTENCIA
A LA TRACCION A DIFERENTES EDADES.**

CLASE DE HORMIGÓN	EDAD, en días				
	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento Normal	0.40	0.70	1.00	1.05	1.10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

Por el hecho de que la resistencia es a tracción es mínima, asumiendo que el hormigón no tiene resistencia a tracción, es por ello que para realizar el cálculo no se la toma en cuenta o se la desprecia.

2.5.1.4 Resistencia de cálculo.

Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$), el valor de la resistencia característica del proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además de un 10% para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Dónde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

γ_c = coeficiente de minoración o coeficiente de seguridad del hormigón.

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión a los 28 días, donde las cifras corresponden a las resistencias del mismo (f_{ck}), en MPa. Generalmente se emplean hormigones de H12.5 a H25, en estructuras de edificación la resistencia a compresión del proyecto (f_{ck}), en ningún caso debe ser menor a 12.5 MPa (125 Kg/cm²).

2.5.1.5 Diagrama de cálculo tensión – deformación.

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza de los problemas de que se trate, se puede el diagrama convencional siguiente.

El diagrama Parábola – Rectángulo, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón, a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3.5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0.85 \cdot f_{cd}$. La ecuación de la parábola es:

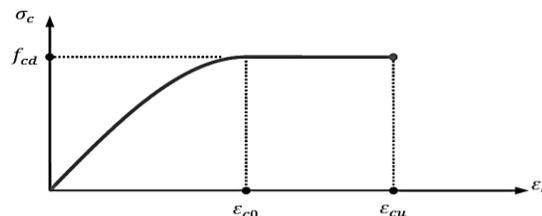
$$\sigma_c = 850 \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_c \cdot (1 - 250 \cdot \varepsilon_c)$$

Dónde:

ε_c = Modulo de elasticidad del concreto, expresado en fracción decimal.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

FIGURA N° 2.6 DIAGRAMA DE CÁLCULO, TENSION - DEFORMACION.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

2.5.1.6 Coeficiente de dilatación térmica.

Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará: $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.

2.5.2. Aceros.

La Norma Boliviana propone que las armaduras para el Hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras lisas
- Barras corrugadas
- Mallas electro soldadas

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en cm^2 que se indican:

CUADRO 2.7: DIAMETROS Y AREAS DE LOS ACEROS.

Diámetro (mm)	4	6	8	10	12	16	20
Área (cm^2)	0.126	0.283	0.503	0.785	1.131	2.011	3.142
Diámetro (mm)	25	32	40	50			
Área (cm^2)	4.909	8.042	12.566	19.635			

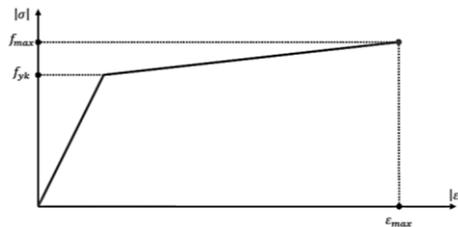
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: la resistencia, el límite elástico, la relación entre los dos valores mencionados, el alargamiento y la aptitud al doblado y desdoblado. Las dos primeras califican el acero desde un punto de vista resistente y las tres últimas desde el punto de vista de sus cualidades plásticas. Ambos grupos de propiedades son necesarios y, en general, se contraponen entre sí, por lo que el resultado de final obtenido durante el proceso de fabricación es siempre una solución de compromiso.

Las cuatro primeras características mencionadas se determinan mediante el ensayo de tracción, que consiste en someter una barra bruta, sin mecanizar, a un esfuerzo axial de tracción hasta su rotura, obteniéndose el diagrama tensión – deformación del acero. La aptitud de doblado – desdoblado se determina a través del ensayo correspondiente.

La principal característica de un acero de refuerzo empleado en la construcción de piezas de Hormigón Armado es su límite de fluencia (f_y).

FIGURA N° 2.7: DIAGRAMA TENSION DEFORMACION DEL ACERO.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

De la gama de aceros de refuerzo en Bolivia se utiliza acero de fluencia 4200 Kp/cm² el cual ofrece todas las garantías para ser utilizado en la construcción, emplear aceros de resistencias más elevadas hacen que las piezas de hormigón armado sean más frágiles perdiendo la ductilidad exigida por la norma, incluso en el diseño de estribos se prohíbe el uso de aceros con resistencias mayores a las de 4200 Kp/cm².

Debido a que las barras corrugadas son más empleadas en nuestro medio por su mejor desempeño en el hormigón armado solo analizaremos las mismas.

2.5.2.1 Barras corrugadas.

La barra corrugada es un producto de sección circular obtenida por fabricación de laminación en caliente, cuyo destino es el hormigón armado, es una barra con nervios longitudinales (a lo largo) y con resaltes perpendiculares o inclinados con respecto a su eje, los cuales tienen como propósito aumentar la adherencia del acero con el hormigón, debido a la mayor superficie de contacto desarrollada. Estas deben cumplir con las especificaciones que señalan el límite de fluencia, resistencia a la tracción y

su alargamiento, las barras se identifican por su diámetro, que son expresadas en pulgadas o en milímetros, las longitudes más usuales son de 9 y 12 metros de largo.

Se considera como límite elástico f_y del acero, al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2% para la utilización como armaduras de Hormigón el acero debe cumplir lo siguiente:

- Carga unitaria de rotura del acero (f_s) comprendida entre 330 y 490 MPa.
- Límite elástico f_y igual o superior a 215 MPa.
- Alargamiento de rotura, en tanto por ciento. Medido sobre base de 5 diámetros, igual o superior a 23.
- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple a 180°.
- Ausencia de grietas después del ensayo doblado - desdoblado a 90°.

Las barras deben cumplir las características mecánicas mínimas del siguiente cuadro:

CUADRO N° 2.8: CARACTERISTICAS MECANICAS MÍNIMAS DE BARRAS CORRUGADAS.

DESIGNACION (1)	CLASE DE ACERO	LIMITE ELASTICO f_y , EN MPa NO MENOR QUE	CARGA UNITARIA DE ROTURA f_s , EN MPa NO MENOR QUE (2)	ALARGAMIENTO DE ROTURA, EN % SOBRE BASE DE (5) DIÁMETROS NO MENOR QUE	RELACION f_s/f_y , EN ENSAYO NO MENOR QUE (3)
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1.29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1.10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1.20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1.10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1.16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1.10

(1) AH = acero para hormigón (DN=dureza natural. EF=estirado en frio)
(2) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizara la sección nominal
(3) Relación mínima, admisible, entre los valores de la carga unitaria de rotura y del límite elástico, obtenidos en cada ensayo.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

2.5.2.2 Resistencia característica del acero.

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente f_y , o convencional al 0.2% $f_{0.2}$).

2.5.2.3 Resistencia de cálculo del acero.

Para tensiones inferiores al límite de proporcionalidad, el material puede considerarse perfectamente elástico; por encima de este límite, parte de la deformación se conserva al descargar la barra, es decir se presentan deformaciones permanentes. Para que la estructura este siempre en condiciones elásticas y no exista la posibilidad de deformaciones permanentes, la tensión de trabajo o tensión admisible debe adoptarse por debajo del límite de proporcionalidad. Se toma como tensión admisible del material, la tensión de fluencia dividida por un coeficiente de seguridad que pueda mayorar o disminuir la tensión admisible.

Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño, del acero, al valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Dónde:

f_y = límite elástico del proyecto.

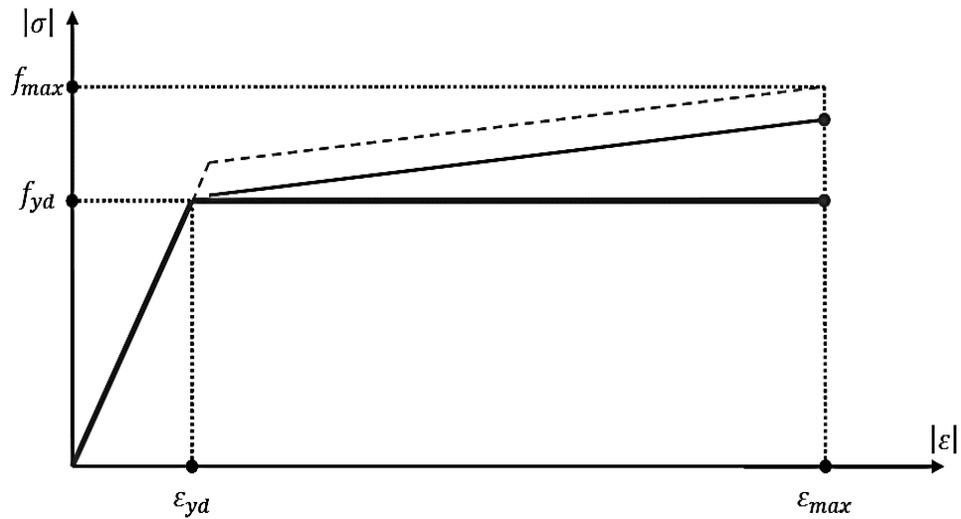
γ_s = coeficiente de minoración o de seguridad del acero.

La anterior expresión es válida, tanto para tracción como para compresión.

2.5.2.4 Diagrama de cálculo tensión - deformación.

Los diagramas de cálculo tensión – deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de HOOKE de razón igual a $\frac{1}{\gamma_s}$

FIGURA N° 2.8: DIAGRAMA DE CÁLCULO TENSION – DEFORMACION DEL ACERO.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

2.5.2.5 Módulo de deformación longitudinal.

Para todas las armaduras tratadas en la Norma Boliviana CBH87, como módulo de deformación longitudinal, se tomara:

$$E_s = 210,000 \text{ MPa}$$

2.5.2.6 Coeficiente de dilatación térmica.

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara igual al del hormigón es decir: $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.

2.5.3 Aceros estructurales.

CUADRO N° 2.9: PROPIEDADES DE LOS ACEROS MÁS USADOS EN CONSTRUCCIONES CIVILES.

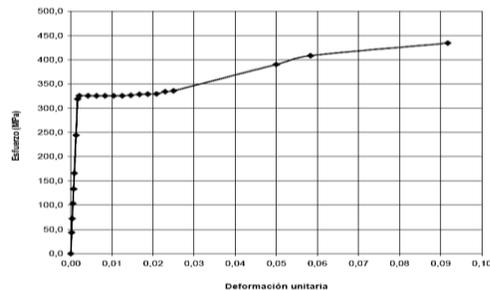
DESIGNACION NTC:			1985	1950	1920	2289	161	
DESIGNACION ASTM:			A-570	A-572	A-242	A-36	A-706	
	SIM.	UNIDAD	GRADO 33	GRADO 50	GRADO 50			
Punto de fluencia	F_Y	MPa	227	345	345	248	413	235
		Kgf/mm ²	23.2	35.2	35.2	25.3	42.2	24.0
		PSI	33000	50000	500000	36000	60000	34100
Resistencia a la Tracción	F_u	MPa	358	448	482	400	551	363
		Kgf/mm ²	36.6	45.7	49.2	40.8	56.2	37.1
		PSI	52000	65000	70000	58000	80000	52700
Alargamiento			20%	18%	18%	20%	12-14%	18%

Fuente: Curso básico de estructuras metálicas, Carlos Bermúdez.

Acero es el nombre que se le da al producto de la combinación de hierro y carbono, cuyo comportamiento depende en gran manera de la cantidad precisa en que se halle este último elemento (entre 0.1 y 2 %) y la eventual presencia de otros como manganeso, fósforo, azufre, silicio, vanadio y cromo.

El punto de fluencia y la resistencia a la tracción son dos propiedades que se usan frecuentemente en los procesos de cálculo. En la figura se ilustra la curva esfuerzo - deformación típica de un acero Grado 50.

FIGURA N° 2.9 DIAGRAMA TENSION – DEFORMACION TÍPICA DE UN ACERO GRADO 50.



Fuente: Curso básico de estructuras metálicas, Carlos Bermúdez.

Como se puede apreciar en ella, cuando se alcanza el punto de fluencia el material puede alcanzar grandes deformaciones y aún mantenerse tensando antes de entrar en la zona de endurecimiento por deformación y posteriormente llegar a la rotura.

Esta característica tiene una gran importancia en el comportamiento estructural de los elementos de acero, en razón de que normalmente no todas las fibras de una sección serán sometidas simultáneamente al mismo esfuerzo; las fibras sometidas a mayores niveles de esfuerzo podrán llegar al punto de fluencia, deformarse y como resultado otras fibras se verán sometidas a un incremento en los esfuerzos sin que las primeras hayan llegado al punto de rotura.

2.5.3.1 Ventajas del acero como material estructural.

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. Estas y otras ventajas del acero estructural se analizarán en los siguientes apartados.

- Alta resistencia
- Uniformidad
- Elasticidad
- Durabilidad

- Ductilidad
- Tenacidad
- Ampliaciones de estructuras existentes
- Propiedades diversas

2.5.3.2 Desventajas del acero como material estructural.

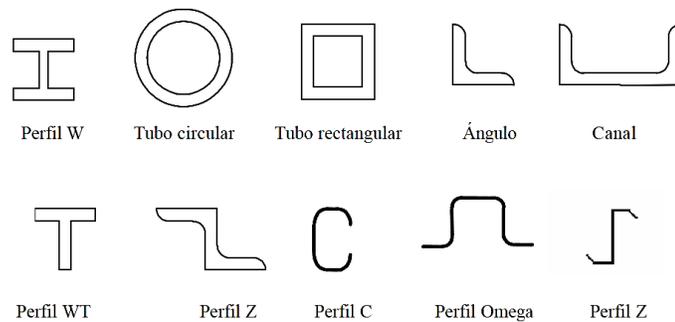
El acero tiene las siguientes desventajas:

- Costo de mantenimiento
- Costo de protección contra el fuego
- Susceptibilidad al pandeo
- Fatiga
- Fractura frágil

2.5.3.3 Perfiles de acero.

La industria de la construcción ha estandarizado ciertos elementos de acero con formas y propiedades conocidas para facilitar a calculistas, productores y constructores hablar un lenguaje común. Algunos de los más empleados se aprecian en la figura.

FIGURA 2.10: PERFILES MAS COMUNES.



Fuente: Curso básico de estructuras metálicas, Carlos Bermúdez.

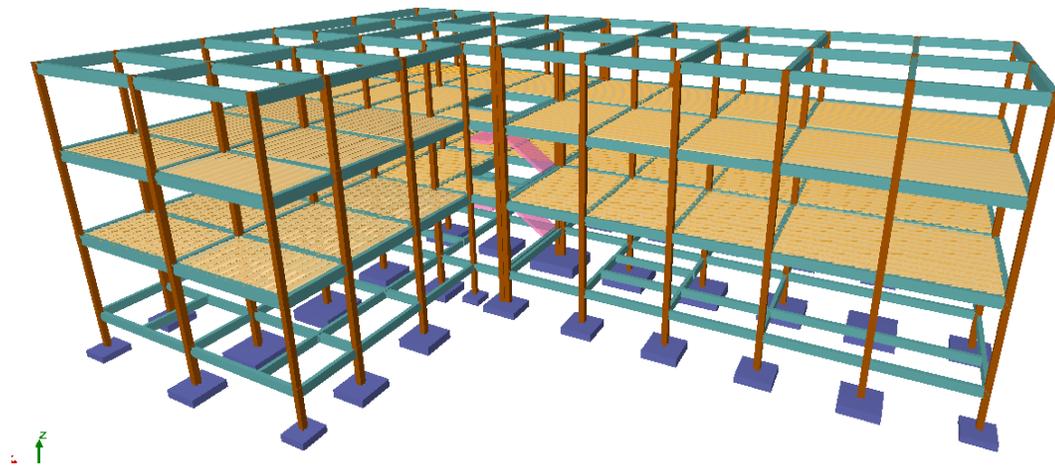
Los perfiles que aparecen con doble trazo pueden ser laminados en caliente o ensamblados. Los primeros se obtienen al calentar la materia prima, denominada

palanquilla, y que consiste en grandes bloques de acero, hasta hacerla fluir para darle la forma correspondiente. Los segundos, es decir los perfiles ensamblados, se obtienen a partir de láminas que se sueldan entre sí. De esta última forma se han producido los perfiles más pesados, dado que la producción de perfiles laminados en caliente se ha limitado principalmente a ángulos y a otros de bajo peso.

2.6 Idealización de las estructuras.

La idealización de la estructura es el primer paso del diseño estructural, se realiza de acuerdo al plano arquitectónico, estudio de suelos, topografía del terreno y criterio del ingeniero, se podrá plantear la forma de la estructura de sustentación de la cubierta, edificación y fundación conforme establece la norma boliviana del hormigón CBH87.

FIGURA 2.11: MODELACION DE LA ESTRUCTURA DE SUSTENTACION.



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

2.6.1 Sustentación de cubierta.

Realizado de acuerdo al tipo de cubierta y materiales a utilizar, pueden ser cubiertas de teja colonial, placas Duralit, calamina, para cada uno de estos se lo puede realizar con cerchas de madera o metálicas.

Se debe determinar la forma de las cerchas, con las luces a cubrir materiales de la cubierta y pendientes, de acuerdo al plano arquitectónico.

En nuestro caso se realizará una cubierta de calamina (determinado de acuerdo los tipos de calaminas que existe en nuestro medio y a sus especificaciones), con cerchas metálicas de acuerdo a los planos arquitectónicos.

Los reticulados metálicos son barras de acero que están interconectadas entre sí por medio de pasadores formando celosías o triángulos, donde los nudos de este elemento estructural no son rígidos, son usados como elementos de sustentación para cubiertas y generalmente ya están definidas de acuerdo a la luz de la cercha.

Las fuerzas externas y reacciones se supone que están en el mismo plano de la estructura y actúan solamente sobre los pasadores. Además, se supone que cada uno coincide con la línea que une los centros de los nudos de sus extremos y que el peso de cada barra es despreciable en comparación con las fuerzas externas que actúan sobre la cercha. De las condiciones anteriores se dice que cada barra de una cercha es un elemento sometido a dos fuerzas y sujeto solamente a fuerzas axiales directas (tracción o compresión). El análisis completo de una cercha consiste en la determinación de las fuerzas axiales internas de todas sus barras.

Las hipótesis que idealizan el análisis de las armaduras son:

- Son estructuras triangulares.
- Las cargas actúan en los nudos.
- Los nudos son articulaciones.
- Las barras están sometidas únicamente a esfuerzos normales de tracción o compresión.

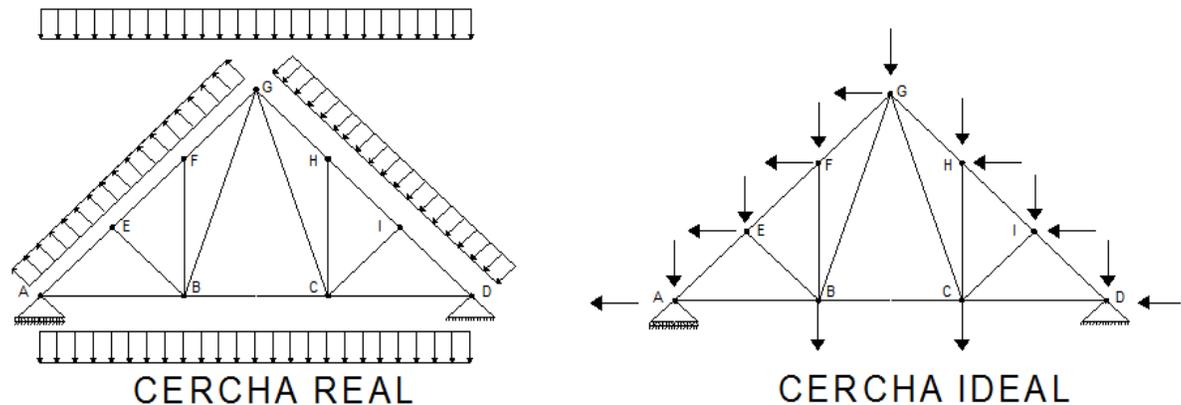
Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre las cerchas, surge lo que se llama:

Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.

Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Sólo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección).

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas.

FIGURA N° 2.12: IDEALIZACION DE UNA CERCHA.



Fuente: Elaboración Propia.

2.6.2 Sustentación de la edificación.

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

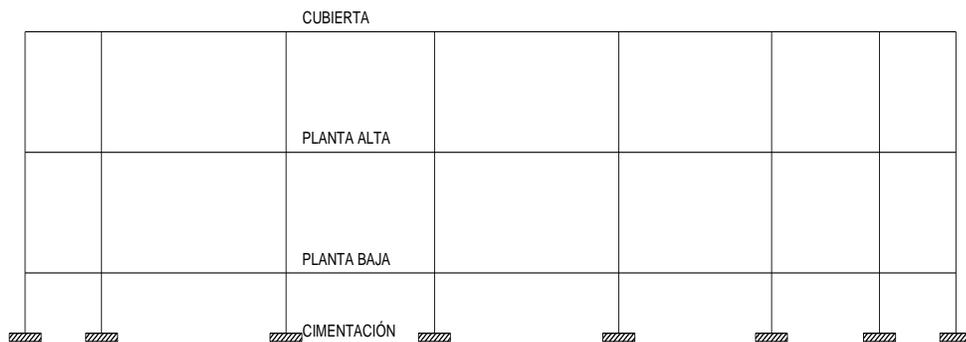
En nuestro caso será una estructura porticada de H°A°, tomando en cuenta que la construcción es una estructura de 3 plantas y el estudio de alternativas que se hizo en el perfil de proyecto, ya que la funcionalidad de la estructura es para un centro de educación y rehabilitación de personas con discapacidades auditivas.

En cuanto a los pórticos de hormigón este es compuesto por dos elementos que son las vigas y las columnas. La viga es un elemento de concreto armado, que cumple una función de enlazar un amarre longitudinal recta a las columnas, se dice que las vigas reciben cargas de la estructura de sustentación de la cubierta, las losas aligeradas y transmiten cargas hacia las columnas, las variadas conexiones entre vigas y columnas constituyen la estructura del edificio. Las columnas son elementos que reciben las

cargas de las vigas y las transporta a las zapatas, para un mejor soporte en la base de la columna, trabajara en conjunto con la zapata, proyectando mayor seguridad en su extremo inferior, y en conjunto con las vigas permitirán que haya una menor deformación.

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

FIGURA N° 2.13: IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA PORTICADA.



Fuente: Elaboración Propia.

2.6.3 Estructuras complementarias (cerramientos horizontales).

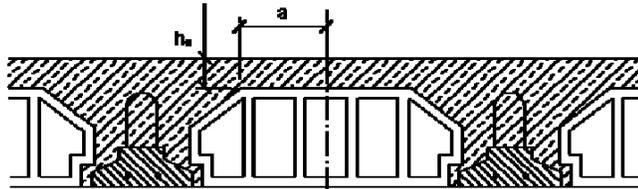
Se denomina como losas a los elementos estructurales bidimensionales, en donde la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Estas losas actúan por flexión, ya que las cargas que actúan sobre estas son fundamentalmente perpendiculares al plano principal de las mismas. Se pueden distinguir varios tipos de losas; según el tipo de apoyo, la dirección de trabajo y la distribución interior del hormigón.

Las losas alivianadas son elementos estructurales que son ejecutadas con la incorporación de algún material más liviano que el hormigón, y que se la coloca en las zonas de tracción. Esto se lo hace debido a que el peso propio del hormigón es su

mayor desventaja, puesto que cuando más se aumenta las luces de hormigón mayor es el peso que va adoptando el hormigón, y para reducir esta desventaja se realiza el incorporamiento de materiales livianos como ser los cerámicos y el polietileno (plastoform).

Para la idealización de las mismas se debe considerar las cargas actuantes por metro cuadrado para su distribución en la misma, se deben de armar en el sentido de la luz más corta con fines de resistencia, porque a menor luz es más resistente la pieza y económica porque las viguetas pre-esforzadas mientras tengan mayor longitud mayor es su precio.

FIGURA N° 2.14: ESQUEMA DE LA LOSA ALIVIANADA.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

2.6.4 Fundaciones.

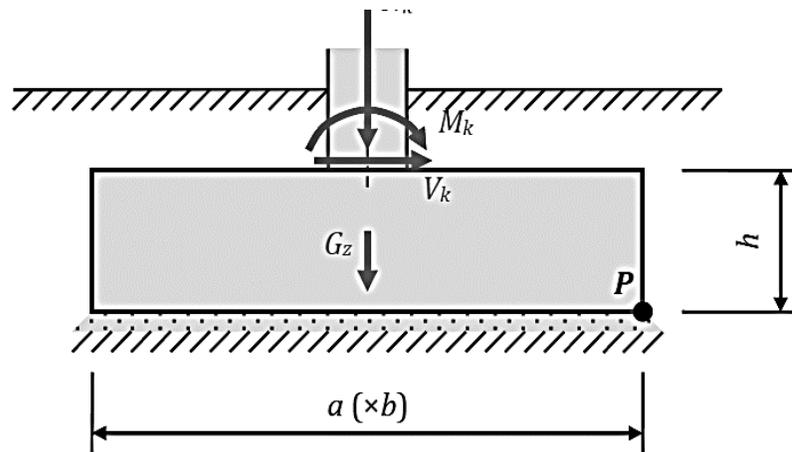
La fundación está de acuerdo al tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y es criterio del ingeniero escoger entre zapatas, pilotes, cimientos que sean más adecuados para la estructura tomando en cuenta si existen colindantes o no.

En nuestro caso se realizará una fundación con zapatas aisladas o cimiento corrido, los que serán definidos de acuerdo al estudio de suelos posterior.

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

En la idealización de la estructura de fundación se transmite las cargas que llegan a la base de la columna, como ser la fuerza cortante (V), la fuerza Normal (N), y el momento flector (M), siendo así mismo estas las transmitidas al suelo de fundación por las zapatas, una vez dimensionadas y habiendo realizado sus respectivas verificaciones.

FIGURA N° 2.15: ESQUEMA DE IDEALIZACION DE LAS ZAPATAS.



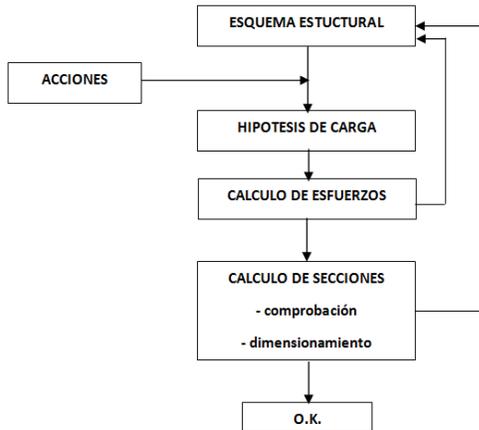
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

2.7 Diseño estructural.

2.7.1 Cálculo de estructuras en general.

El diseño estructural estará de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales ya establecidos. Dicho cálculo consiste esencialmente en comprobar que se satisfagan las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformaciones. Pero en un sentido más amplio, el cálculo de una estructura incluye también la fase previa de establecimiento del tipo estructural lo que son las bases de cálculo.

FIGURA N° 2.16: PROCESO DE CÁLCULO DE UNA ESTRUCTURA

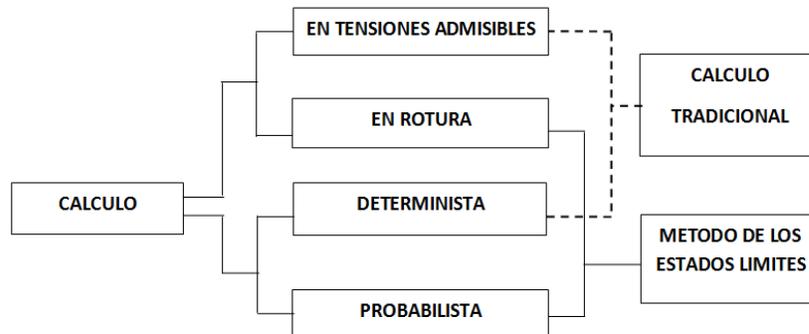


Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 14° edición.

2.7.2 Calculo de estructuras de hormigón armado.

Los métodos de cálculo de estructuras de hormigón armado pueden clasificarse según dos criterios diferentes, resultando dos grupos según cada criterio. En efecto, desde un cierto punto de vista cabe distinguir:

FIGURA N° 2.17: METODOS DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN ARMADO.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 14° edición.

a).- Los métodos clásicos o de tensiones admisibles, en los cuales se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas máximas de servicio; se calculan luego las tensiones correspondientes a estas solicitaciones (tensiones de trabajo); y se comparan sus valores con una fracción de la resistencia de los materiales (tensión admisible).

b).- Los métodos de cálculo en rotura, en los cuales se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas mayoradas y se comparan sus valores con las

solicitaciones ultimas, que son las que agotarían la pieza si los materiales tuviesen, en vez de las resistencias reales las resistencias del punto de vista minoradas.

Desde otro punto de vista, también, pueden distinguirse:

a’).- Los métodos deterministas, en los cuales se consideran fijos y no aleatorios los distintos valores numéricos que sirven de partida para el cálculo (resistencia de los materiales, valores de las cargas ,etc.).

b’).- Los métodos probabilísticos, en los cuales se consideran como aleatorias las diversas magnitudes que sirven de partida para el cálculo, por lo que se admite que los valores con que se opera tienen una determinada probabilidad de ser o no alcanzados en la realidad.

El método más utilizado es el método de los estados límites, que deriva de una combinación de los métodos de ruptura y probabilistas.

2.7.3 Bases de cálculo:

2.7.3.1 Coeficientes de seguridad.

En los métodos de cálculo desarrollados en la norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos (2) de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

2.7.3.2 Estados límites últimos.

La denominación de los estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán:

Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1.15$

Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_s = 1.50$

Coeficiente de Mayoración de carga muerta..... $\gamma_{fg} = 1.60$

Coeficiente de Mayoración de carga viva..... $\gamma_{fq} = 1.60$

2.7.3.3 Estados límites de servicio.

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas. Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite.

2.7.3.4 Hipótesis de carga más desfavorable.

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

$$\text{Hipótesis I:} \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

$$\text{Hipótesis II:} \quad 0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$$

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Dónde:

G = valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

Q = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{eq} = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = valor característico de la carga del viento.

W_{eq} = valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica.

W_{eq} = En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25 \cdot W$

F_{eq} = valor característico de la acción sísmica

2.7.3.5 Comprobaciones que deben realizarse.

Los cálculos realizados con arreglo a los métodos y prescripciones establecidos en la presente norma, deberán garantizar que, tanto la estructura en su conjunto como cada uno de sus elementos, cumplen las condiciones siguientes:

- Bajo cada hipótesis de carga, no se sobrepasan los estados límites últimos. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo.
- Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites de utilización. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo.

2.7.3.6 Calculo en estados límites.

2.7.3.6.1 Dominios de deformación.

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la figura.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

Dominio 1.- Tracción simple o compuesta: toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

Dominio 2.- Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

Dominio 3.- Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3.5$ por mil.

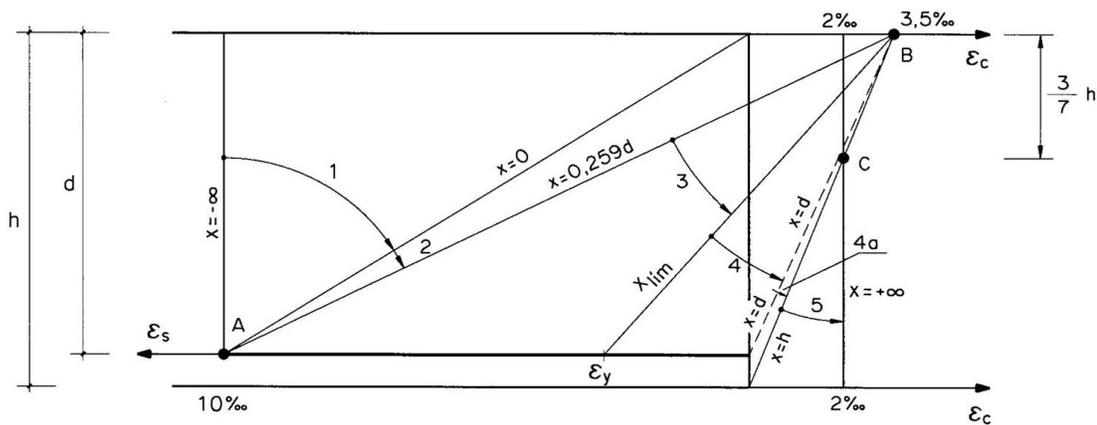
El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4.- Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.

Dominio 4.a.- Flexión compuesta: todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5.- Compresión simple o compuesta: ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil.

FIGURA N° 2.18: DOMINIOS DE DEFORMACION DE LAS SECCIONES, EN EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya.

2.7.4 Acciones.

Una acción es un conjunto de:

- fuerzas concentradas y repartidas.
- deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente.

Debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones se clasifican en dos (2) grupos:

- acciones directas.
- acciones indirectas.

Las primeras están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y de deformación de la misma.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto, al imponer o impedir, total o parcialmente, deformaciones, o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

Por otra parte, según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos (2) tipos:

- acciones estáticas: que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos.
- acciones dinámicas: que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

El hecho de que una acción sea considerada o no como dinámica depende de la respuesta de la estructura, aun cuando el carácter dinámico está en relación con las variaciones de la acción en el tiempo.

2.7.4.1 Valores característicos de las acciones.

El valor característico es el establecido en las normas de cargas y tiene en cuenta, no sólo los valores que alcanzan las acciones, sino también la dispersión que tales valores presentan en la realidad.

Se consideran como valores característicos de las acciones, los que presentan una probabilidad de un 95 % de no ser sobrepasados (por el lado de los valores más desfavorables) durante el período de vida útil de la construcción.

2.7.4.2 Datos generales para el cálculo de las solicitaciones.

Salvo justificación especial, se considera como luz de cálculo de las piezas no continuas, la menor de las dos (2) longitudes siguientes:

- la distancia entre ejes de apoyo.
- la luz libre, más el canto.

Para un elemento continuo, se toma normalmente como luz efectiva la distancia entre ejes de apoyo.

2.7.5 Estructura de sustentación de cubierta.

Para el diseño estructural de la estructura de sustentación de la cubierta se idealizaran las cerchas de tal manera que los elementos componentes de la misma trabajen solo con fuerzas axiales como en tracción o compresión, esto se lograra de tal manera que las correas como los apoyos de la cercha se dispongas en los nudos de la misma.

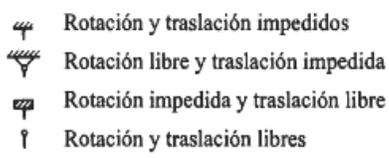
2.7.5.1 Diseño de elementos sometidos a tracción.

El diseño de los elementos sometidos a tracción implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas. Si el elemento tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área perdida debajo de las perforaciones.

2.7.5.2 Diseño de miembros sometidos a compresión.

Son los elementos que soportan una carga de compresión axial. Esta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del elemento centroidal.

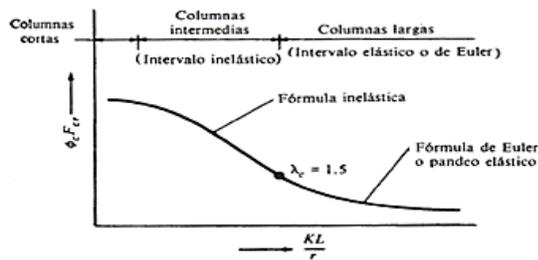
CUADRO N°2.10: LONGITUDES EFECTIVAS EN COLUMNAS.

Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna.	a)	b)	c)	d)	e)	f)
						
Valor K teórico.	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales.	0.65	0.80	1.20	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						

Fuente: Diseño de estructuras metálicas – Estados límites.

Definición de la frontera entre columna elástica e inelástica.

FIGURA N°2.19: DIAGRAMA DE EULER.



Fuente: Diseño de estructuras metálicas – estados límites.

2.7.5.3 Uniones mediante soldadura.

Se debe de seleccionar el tipo de soldadura mediante las características de los materiales a unir y la compatibilidad de los electrodos a emplear, se puede hacer referencia a los siguientes cuadros.

CUADRO N° 2.11: RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS.

TIPOS DE SOLDADURA Y ESFUERZO (a)	MATERIAL	FACTOR ϕ DE RESISTENCIA	RESISTENCIA NOMINAL	NIVEL DE RESISTENCIA REQUERIDO (b,c)
SOLDADURA DE RANURA CON PENETRACIÓN COMPLETA				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Debe usarse soldadura compatible
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Base: electrodo de soldadura.	0.90 0.80	0,60Fy 060F _{exx}	

Fuente: Diseño de estructuras de acero – Mc Cormac. 2° edición.

CUADRO N°2.12: COMPATIBILIDAD DE ELECTRODOS.

METAL BASE	ELECTRODOS	MAXIMO F_y DEL METAL BASE (kg/cm ²)
Sidetur AE25, DIN ST37, ST42, ASTM A36, A53 Grado B, A375, A500, A501, A529 y A570 Grados D y E	E60XX E70XX	$F_y \leq 2.900$
Sidetur AE35, ASTM A242, A441, A572 Grados 42 a 60, A588, DIN ST52	E70XX	$F_y \leq 3.800$
ASTM A572 Grado 65	E70XX	$F_y \leq 4.150$
ASTM A514, espesores mayores a 63 mm	E100XX	$F_y \leq 7.030$
ASTM A514, espesores iguales o menores a 63 mm	E100XX	$F_y \leq 7.030$

Fuente: Fuente: Diseño de estructuras metálicas – estados límites.

2.7.6 Estructura de sustentación de la edificación.

2.7.6.1 Vigas.

Para el diseño de las vigas, se verificara las secciones el método simplificado propuesto por Jiménez Montoya, con los esfuerzos máximos proporcionados por el programa CIPECAD.

Los efectos máximos son los siguientes:

$M_{\max(+)}$ = Momento máximo (positivo).

$M_{\max(-)}$ = Momento máximo (negativo).

V_{\max} = Cortante máximo en la pieza.

f_{ck} = Resistencia característica del H°.

f_{yk} = Límite de fluencia del acero.

b_w = Ancho de la pieza.

d_1 = Altura de recubrimiento mecánico.

h = Altura total de la pieza.

Determinación de la resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} : \gamma_c = 1.5 \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} : \gamma_s = 1.15$$

Dimensionamiento de la pieza.

$$d_{\min} = K \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \qquad K = 2.2 \leq K \leq 3.3$$

Armadura longitudinal: Calculamos el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ --- la sección no necesita armadura en compresión.

Por lo que el cálculo de la armadura en compresión se la realizara con la cuantía mecánica mínima que determina el área de acero mínimo.

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

$$\mu_d \text{ ----- } w_s \text{ (cuadro 2.13)}$$

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

w_s = Cuantía mecánica (función del momento reducido de cálculo μ_d interpolado en la tabla universal de cálculo para flexión simple o compuesta).

b_w = Ancho del elemento que se analiza.

d = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura longitudinal.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

$$\mu_d > \mu_{lim} \text{ --- la pieza necesita armadura a compresión.}$$

La armadura que resista los esfuerzos de tracción producidos por los momentos flectores de cálculo se determina con las siguientes expresiones:

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - f} \quad w_{s1} = w_{lim} + w_{s2} \quad f = \frac{r}{d}$$

Dónde:

w_{lim} = Cuantía geométrica límite.

μ_d = Momento reducido de cálculo.

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

w_{s2} = Cuantía geométrica para la armadura a compresión.

ρ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r = Recubrimiento geométrico.

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza,

w_{smin} En función del tipo de acero estructural

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

La selección de los diámetros se lo realizara con diámetros comerciales y espaciamientos con el criterio del número de barras que se usara.

CUADRO N°2.13 TABLA PARA FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

l	μ	w	$\frac{w}{fyd} \cdot 10^3$	
0.0890	0.0300	0.0310		D O M I N I O 2
0.1042	0.0400	0.0415		
0.1181	0.0500	0.0522		
0.1312	0.0600	0.0630		
0.1438	0.0700	0.0739		
0.1561	0.0800	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1685	0.0900	0.0961		
0.1810	0.1000	0.1074		
0.1937	0.1100	0.1189		
0.2066	0.1200	0.1306		
0.2197	0.1300	0.1425		
0.2330	0.1400	0.1546		
0.2466	0.1500	0.1669		
0.2593	0.1592	0.1785		
0.2608	0.1600	0.1795		
0.2796	0.1700	0.1924		
0.2987	0.1800	0.2055		
0.3183	0.1900	0.2190		
0.3382	0.2000	0.2327		
0.3587	0.2100	0.2468		
0.3797	0.2200	0.2613		
0.4012	0.2300	0.2761		
0.4233	0.2400	0.2913		
0.4461	0.2500	0.3069		
0.4696	0.2600	0.3232		
0.4938	0.2700	0.3398		
0.5189	0.2800	0.3570		
0.5450	0.2900	0.3750		
0.5722	0.3000	0.3937		
0.6005	0.3100	0.4133		
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929	
0.6303	0.3200	0.4337	0.1006	D O
0.6617	0.3300	0.4553	0.1212	
0.6680	0.3319	0.4596	0.1258	
0.6951	0.3400	0.4783	0.1483	M I N I O 4
0.7308	0.3500	0.5029	0.1857	
0.7695	0.3600	0.5295	0.2404	
0.7892	0.3648	0.5430	0.2765	
0.8119	0.3700	0.5587	0.3282	
0.8596	0.3800	0.5915	0.4929	
0.9152	0.3900	0.6297	0.9242	

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 14° edición.

CUADRO N°2.14: CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS.

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		0.008	0.006	0.005	0.004
Losa		0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Vigas		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Muros	Armadura horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura vertical	0.005	0.004	0.0032	0.0028

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

CUADRO N° 2.15: VALORES LÍMITES.

f_y (kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd} (kp/cm²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
w lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

Armadura transversal.

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

Cortante mayorado:

$$V_d = 1.6 \cdot V$$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow (\text{Kg/cm}^2)$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

Cortante ultimo por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón.

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Si: } V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

V_d debe ser menor o igual que V_{ou} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

Por lo tanto la armadura transversal será.

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Y la armadura minina.

$$A_{smin} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna de sebe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

2.7.6.2 Columnas.

Las columnas o pilares de hormigón armado, forman piezas generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y en el último extremo al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad.

Para el caso del análisis de columnas en estructuras porticadas se debe tener en cuenta los siguientes datos de entrada, que serán proporcionados por el paquete estructural Cypecad.

Datos necesarios.

$b : h$ = son las dimensiones de la sección del pilar.

M_{yd} = momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

M_{xd} = momentos flectores de cálculo en la dirección X.

N_d = fuerza normal de cálculo.

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero.

Cálculo de la longitud de pandeo.

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

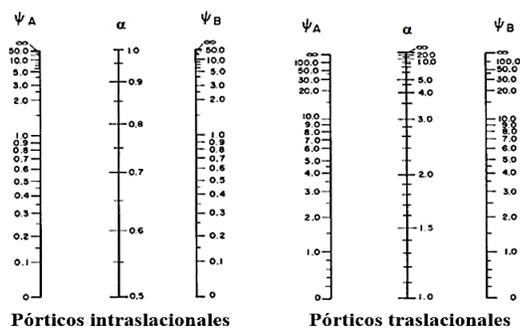
Donde

α = coeficiente de pandeo que puede obtenerse con el monograma para pórticos traslacionales.

l = Longitud real del elemento considerado.

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el monograma correspondiente a pórticos traslacionales.

FIGURA N° 2.20: MONOGRAMA PARA COEFICIENTE DE PANDEO.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 14° edición.

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{l} \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\sum \frac{E \cdot I}{l} \text{ de todas las vigas que concurren en A}} \text{ de la misma forma para } \psi_B$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{b}$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{\alpha_x \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{\alpha_y \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda \leq 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_g \leq 29$), puede aplicarse el método de aproximado de la instrucción española (nuestras columnas pertenecen a esta clasificación por lo que desarrollaremos este método).

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Calculo de excentricidades:

$$e_{total} = e_{eq} + e_{adi}$$

Excentricidad mínima:

$$e_{min} = \frac{h}{20} \quad : \quad \text{La excentricidad mínima es igual a 0.0200 m.}$$

La excentricidad equivalente para pórticos traslacionales.

$$e_{eq} = e_2 = \frac{M_{dy}}{N_d}$$

Excentricidad adicional de segundo orden.

Con la relación $\frac{e_{eq}}{h}$ y con la esbeltez geométrica de λ se entra al cuadro de valores de la excentricidad ficticia $\frac{e_a}{h}$ por pandeo y tenemos el valor de donde obtenemos: $\frac{e_a}{h}$

CUADRO N° 2.16 VALORES DE LA EXCENRICIDAD FICTICIA $\frac{e_2}{h}$ POR PANDEO.

λ_g	Excentricidad equivalente relativa $\frac{e_{eq}}{h} =$														
	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	2.0	2.5	3.0	4.0
20	.214	.241	.268	.281	.289	.294	.303	.307	.309	.310	.312	.314	.315	.316	.317
21	.236	.266	.295	.310	.319	.325	.334	.338	.340	.342	.344	.346	.347	.348	.350
22	.259	.291	.324	.340	.350	.356	.367	.371	.374	.376	.377	.379	.381	.382	.384
23	.283	.319	.354	.372	.382	.389	.401	.405	.408	.411	.412	.415	.417	.418	.420
24	.308	.347	.385	.405	.416	.424	.437	.441	.445	.447	.449	.451	.454	.455	.457
25	.335	.376	.418	.439	.452	.460	.474	.479	.483	.485	.487	.490	.492	.494	.496
26	.362	.407	.452	.475	.489	.498	.513	.518	.522	.525	.527	.530	.532	.534	.536
27	.390	.439	.488	.512	.527	.537	.553	.559	.563	.566	.568	.571	.574	.576	.578
28	.420	.472	.525	.551	.567	.577	.595	.601	.605	.609	.611	.615	.617	.619	.622
29	.450	.506	.563	.591	.608	.619	.638	.645	.649	.653	.655	.659	.662	.664	.667

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya.14° edición.

CUADRO N° 2.17 CAPACIDAD MECANICA EN KN PARA ARMADURAS TRACCIONADAS PARA ACERO B500S

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	34.1	68.3	102.4	136.6	170.7	204.9	239.0	273.2	307.3	341.5
12	49.2	98.3	147.5	196.7	245.9	295.0	344.2	393.4	442.6	491.7
14	66.9	113.9	200.8	267.7	334.6	401.6	468.5	535.4	602.4	669.3
16	87.4	174.8	262.3	349.7	437.1	524.5	611.9	699.3	786.8	874.2
20	136.6	273.2	409.8	546.4	683.0	819.5	956.1	1092.7	1229.3	1365.9
25	213.4	426.8	640.3	853.7	1067.1	1280.5	1494.0	1707.4	1920.8	2134.2

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya.14° edición.

**CUADRO N° 2.18 CAPACIDAD MECANICA EN KN PARA ARMADURAS
COMPRIMIDAS PARA ACERO B500S**

Diámetro (mm)	Número de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	33.0	66.0	99.0	131.9	164.9	197.9	230.9	263.9	296.9	329.9
12	47.5	95.0	142.5	190.0	237.50	285.0	332.5	380.0	427.5	475.0
14	64.7	129.3	194.0	258.6	323.3	387.9	452.6	517.2	581.9	646.5
16	84.4	168.9	253.3	337.8	422.2	506.7	591.1	675.6	760.0	844.5
20	131.9	263.9	395.8	527.8	659.7	791.7	923.6	1055.6	1187.5	1319.5
25	206.2	412.3	618.5	824.7	1030.8	1237.0	1443.2	1649.3	1855.5	2061.7

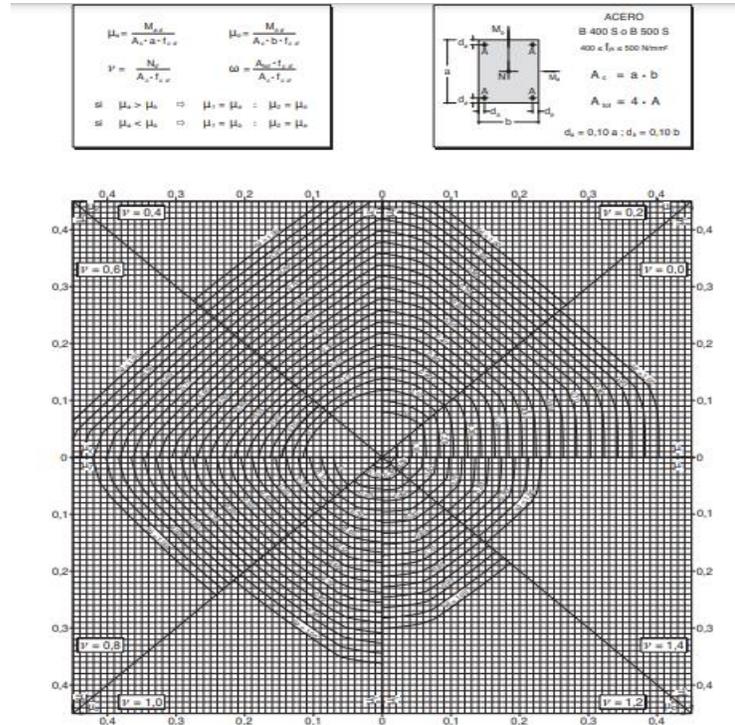
Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 14° edición.

Para la determinación de la cuantía mecánica w se utilizara el diagrama de interacción adimensional de 2A y recubrimiento de 10 por 100, $d_1 = 0.10 \cdot h$ para acero B500S entrando con los valores:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_{total}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

FIGURA N° 2.21: ABACO EN ROSETA PARA FLEXION ESVIADA.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 14ª edición.

Se encuentra la cuantía total w , la capacidad mecánica de la armadura

$$U = w \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$$

Entrando en el cuadro 2.18, de capacidad mecánica para AE-500 de armaduras comprimidas y se determina el número de barras con su respectivo diámetro.

Cálculo de la armadura transversal de la columna.

El diámetro del estribo.

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa.}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones.

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 \cdot \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{cases}$$

2.7.7 Estructuras complementarias (losas alivianadas).

Para efectuar el diseño o la verificación de los cerramientos horizontales se obtendrán los efectos máximos del paquete estructural Cypecad, como ser el momento y el cortante máximo.

Altura de la losa:

$$h \geq \frac{L}{25} \text{ para viguetas entre apoyos.}$$

Dónde:

h = altura de la losa.

L = longitud de cálculo de la vigueta pretensada.

Selección del tipo de vigueta prefabricada con sus características de fabricación.

Determinación de la altura del firme o capa de compresión

Espesor de firme mm ----- e \geq 30 para claro L < 6 m

Espesor de firme mm ----- e \geq 60 para claro L \geq 6 m

Deflexiones permisibles:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

Dónde:

Δ_{adm} = deflexión admisible para el caso de viguetas pretensadas.

L = longitud entre centros de apoyo.

Esfuerzos admisibles:

$$f_{M_{adm}} = 0.5 \cdot f_c \text{ en compresión}$$

$$f_{M_{adm}} = 0.8 \cdot \sqrt{f_c} \text{ en tracción.}$$

$$f_{M_{max}} = \frac{M_{max} \cdot c}{I_x}$$

Dónde:

M_{\max} = momento máximo positivo.

c = fibra más alejada ya sea en compresión o en tracción.

f_c = resistencia de cálculo del hormigón.

Verificación de la sección.

Verificación de deflexiones:

$$\Delta_{adm} > \frac{5}{384} \cdot \frac{W \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Verificación de esfuerzos a flexión:

$$f_{Madm} > f_{Mmax}$$

Verificación de esfuerzos cortante:

$$f_{Vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} > f_{Vmax} = \frac{V_{max}}{A_{total}}$$

Calculo de armadura de refuerzo:

$$M_d = 1.6 \cdot M \quad \mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

b_w = ancho de la pieza, analizaremos para un metro de ancho.

$\mu_{dlim} = 0.319 \rightarrow$ para losas de hormigón con un acero de AE-500

Con el valor encontrado de μ_d , entramos en la tabla universal de cálculo cuadro 2.13 y encontramos el valor de la cuantía mecánica w_s .

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Se debe calcular el área de acero mínima que necesita la pieza, para esto del cuadro 2.14 encontramos la cuantía geométrica mínima (w_{smin}).

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$$

El área de la armadura final será la mayor de los dos valores encontrados.

2.7.8 Fundaciones.

2.7.8.1 Zapatas aisladas.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base. Los efectos máximos son proporcionados por el paquete estructural Cypecad.

Dimensionamiento.

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (M_x), Momento en el eje y (M_y), Cortante en el eje x (V_x), Cortante en el eje y (V_y), Carga vertical que llega a la zapata (N).

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga N.

$$P. P_{zapata} = 0.05 \cdot N$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima que deberá tener la misma.

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b, estos deben ser valores en múltiplos de 5 por fines constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el $\sigma_{min} \geq 0$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con la siguiente fórmula.

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

Dónde:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}}$$

$$\gamma_f = 1.6 \quad f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

El σ_{real} puede ser el $\sigma_{m\acute{a}x}$ ó el σ_{adm} .

Asumimos recubrimiento de la zapata de 0.05 m.

Por lo tanto la altura de la zapata será igual a $d + 0.05$ m.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 0.20 m.

Una vez determinadas las dimensiones que tendrá la zapata, calculamos el peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$P \cdot P_{zapata} = \gamma_H \cdot \text{Volumen}_{zapata}$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata.

Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flector, y éste sumado con el momento flector inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

Una vez encontrados los esfuerzos en los extremos de la zapata, se realizan las verificaciones de estabilidad.

Verificación al vuelco.

$$\gamma_{Va} = \frac{(N + P.P_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1.50$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N + P.P_{zapata}) \cdot b/2}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1.50$$

Verificación al deslizamiento.

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N + P.P_{zap}) \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1.50 \quad ; \quad \phi_d = \frac{2}{3} \cdot \phi$$

ϕ = Ángulo de rozamiento interno

Para suelo cohesivo:

$$\gamma_s = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1.50 \quad ; \quad C_d = 0.50 \cdot \text{cohesion}$$

Cálculo de armadura:

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego encontramos el momento (M_e) a una distancia de 0.15 m de la cara de la comuna del bloque más comprimido.

Luego el momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1.6 \cdot M_e$$

$$\mu_d = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Escogemos la cuantía mínima $w_s \text{ mín}$ (cuadro 2.14) y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_s \text{ mín} = w_s \text{ mín} \cdot b \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

2.8 Estrategia para la ejecución del proyecto.

2.8.1 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.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

2.8.2 Precios Unitarios.-

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

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

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

e).- Utilidad.

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

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 60% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

A modo de referencia, la planilla de precios unitarios podrá tener la siguiente forma:

FIGURA N° 2.22: PLANILLA DE PRECIOS UNITARIOS.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS				
DATOS GENERALES				
Proyecto :				
Item N° :				
Actividad :				
Cantidad :				
Unidad :				
Moneda :				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
3				
4				
5				
TOTAL MATERIALES				0,0
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
SUBTOTAL MANO DE OBRA				0,0
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71,18%)			60,00%	0,0
IMP. IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA SUBTOTAL DE MANO DE			13,00%	0,0
TOTAL MANO DE OBRA				0,0
EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
*	HERRAMIENTAS = (5% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)		5,00%	0,0
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				0,0
GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
				COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = 15% DE 1 + 2 + 3				0,0
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				0,0
UTILIDAD				
				COSTO TOTAL
UTILIDAD = 8% DE 1 + 2 + 3 + 4				0,0
TOTAL UTILIDAD				0,0
IMPUESTOS				
				COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = 3% DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5				0,0
TOTAL IMPUESTOS				0,0
TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)				0,0
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)				0,0

Fuente: elaboración propia

2.8.3 Cálculos métricos.

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

A modo de referencia, la planilla de cálculo métrico podrá tener la siguiente forma:

FIGURA N°2.23: PLANILLA DE COMPUTOS METRICOS.

PLANILLA DE COMPUTOS METRICOS									
N°	DESCRIPCION	Unid.	N° Veces	Dimensiones (m)			Volumen o Área	Cantidad	
				Largo	Ancho	Alto		Parcial	Total
	Letrero de obra	pza							1.00
			1.00				1.00	1.00	
							Total=	1.00	
	Instalación de Faenas	glb							1.00
			1.00					1.00	
							Total=	1.00	
	Limpieza y desbroce	m²							670.35
			1.00				670.345	670.35	
							Total=	670.35	
	Trazado y Replanteo	m²							670.35
			1.00				670.345	670.35	
							Total=	670.35	
	Excavación S/ semiduro c/retroexcavadora	m³							265.82

Fuente: elaboración propia.

2.8.4 Presupuesto.

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

2.8.5 Planeamiento y cronograma de obra.

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

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

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

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

Para la planificación y programación del presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático – lógico.

La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

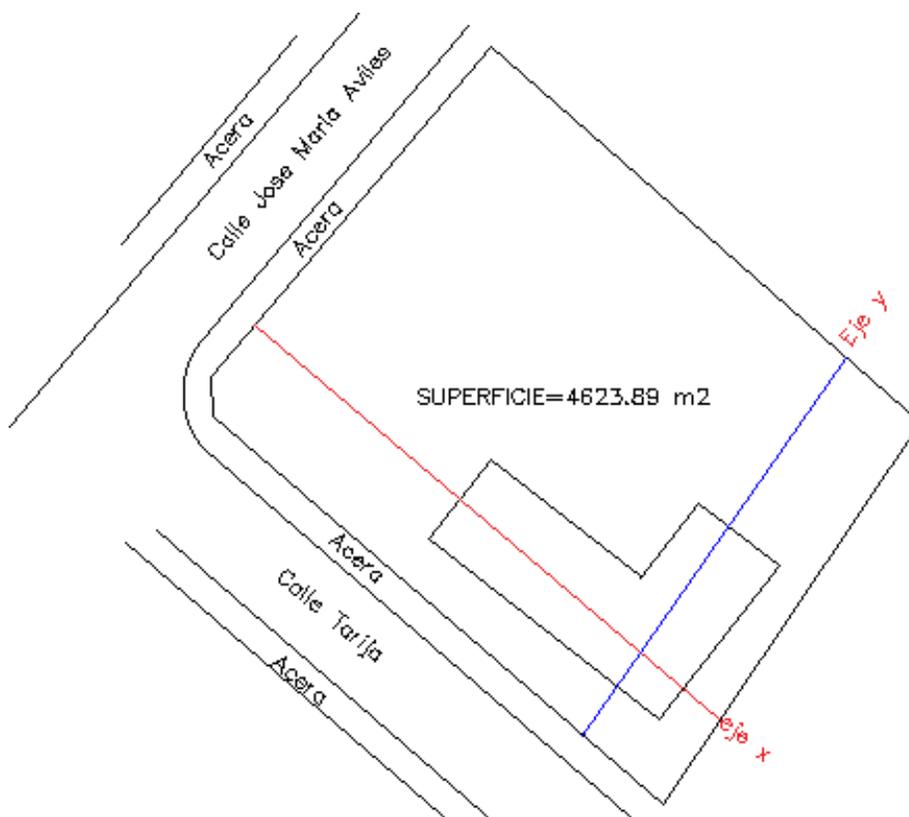
CAPITULO III
INGENIERIA DEL PROYECTO

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1 Análisis del levantamiento topográfico.

La información obtenida del levantamiento topográfico fue realizada con el equipo respectivo y de manera óptima, el área total del lote donde se emplazara la nueva edificación es de 4623.890 m², la nueva construcción tendrá una superficie total construida de 670.350 m², no se presentan desniveles considerables, siendo el desnivel de 1.272 % en la dirección x, ya que en la cota inicial del perfil tenemos 399 m la cota final es de 400 m en una distancia de 78.6m como se muestra en la figura 3.2 y figura 3.3, en la dirección y no presenta desnivel, la cota inicial es 400 m y la cota final es 400 en una distancia de 49.4 m como se muestra en la figura 3.4 y figura 3.5.

FIGURA N° 3.1: LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL LUGAR.



Fuente: Elaboración propia.

**FIGURA N° 3.2: INICIO DEL PERFIL DEL TERRENO EN EL EJE X,
COTA 399 m.**



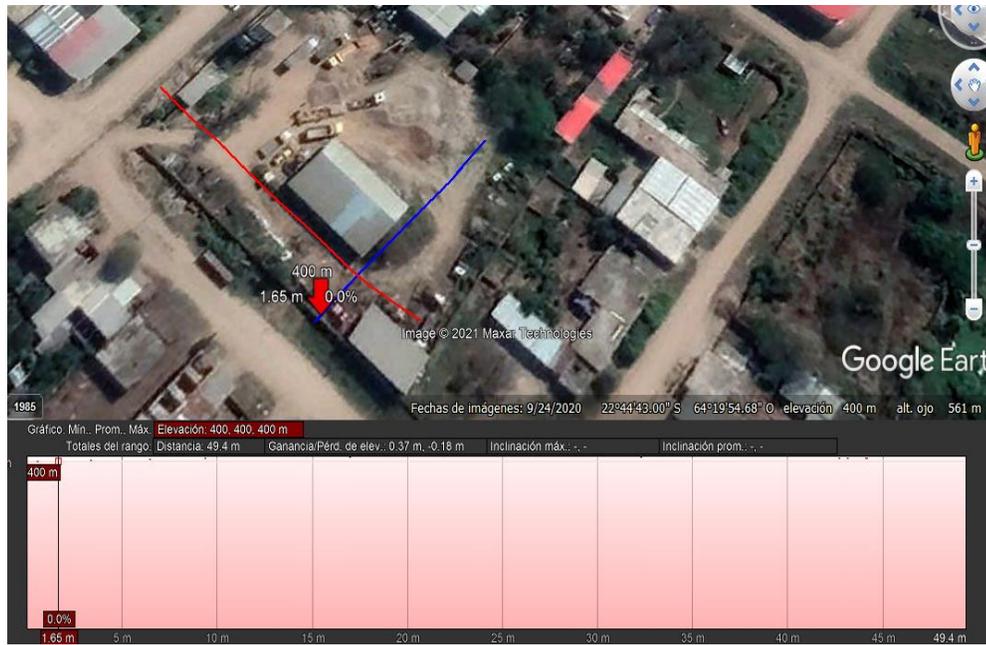
Fuente: google earth.

**FIGURA N° 3.3: FINAL DEL PERFIL DEL TERRENO EN EL EJE X,
COTA 400 m.**



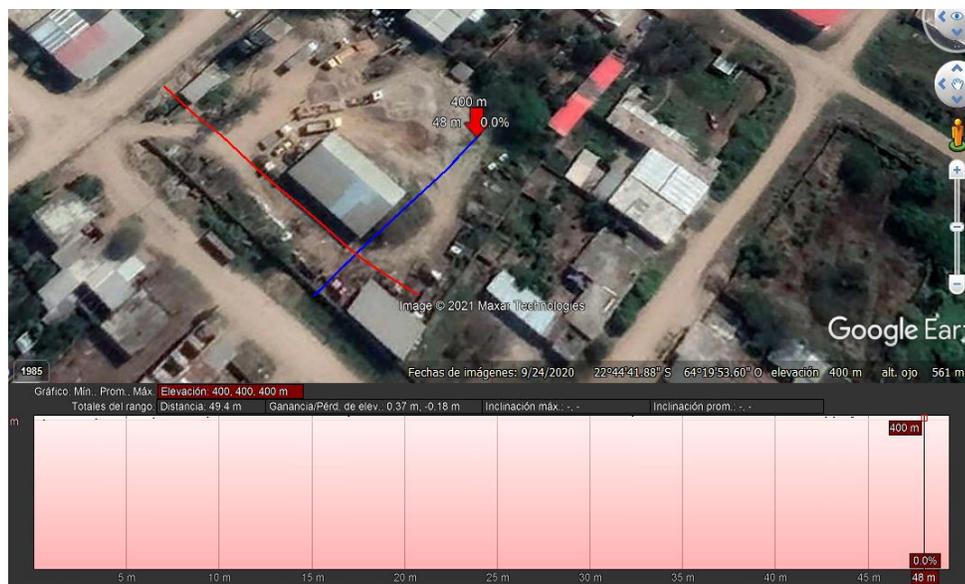
Fuente: google earth.

**FIGURA N° 3.4: FINAL DEL PERFIL DEL TERRENO EN EL EJE Y,
COTA 400 m.**



Fuente: google earth.

**FIGURA N° 3.5: FINAL DEL PERFIL DEL TERRENO EN EL EJE Y,
COTA 400 m.**

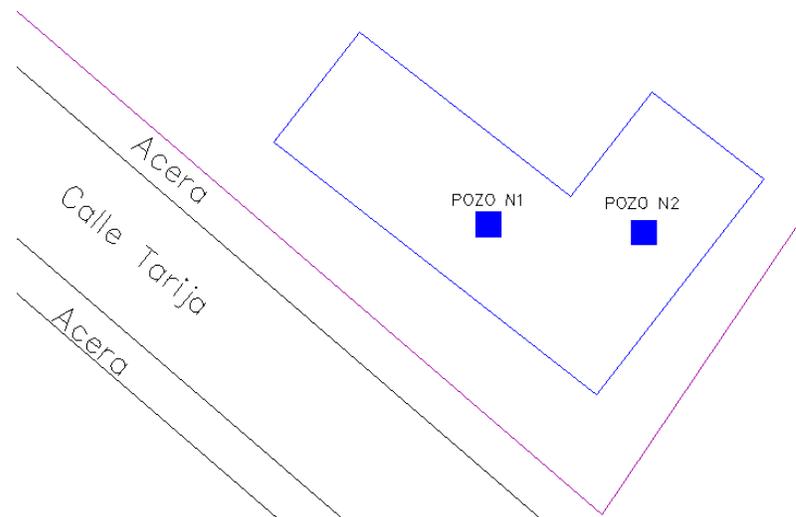


Fuente: google earth.

3.2 Análisis del estudio de suelos.

El correspondiente estudio de suelos se realizó con la empresa consultora APOLO, primeramente se realizó una inspección del lugar, donde se analizó los lugares posibles donde se realizaron los pozos para el ensayo correspondiente, se realizó el ensayo en el lugar donde corresponde la ubicación de las zapatas en total dos pozos (se realizaron solo dos pozos por motivos económicos del estudiante), la excavación de los pozos se realizó de forma manual, mientras se profundizaba la excavación se podía observar el tipo de suelo y si existen estratificaciones en el mismo. Se excavó hasta encontrar suelo firme para poder hacer el ensayo de S.P.T.

FIGURA N° 3.6: PUNTOS DE ENSAYO DEL S.P.T.



Fuente: Elaboración propia.

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

En el pozo N°1 se presenta un suelo **Arcilloso y limoso con textura fina plasticidad media, y regular resistencia**. Con una resistencia admisible de 175 KN/m².

En el pozo N°2 se presenta un suelo **Arcillo limoso orgánico con textura fina y buena resistencia**. Con una resistencia admisible de 225 KN/m².

3.3 Análisis del diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico del nuevo edificio de “Vías y Obras Civiles” fue elaborado por el cuerpo técnico del Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo.

3.4 Planteamiento estructural.

El planteamiento estructural fue definido en el perfil de proyecto y como resultado tenemos lo siguiente:

3.4.1 Estructura de sustentación de cubierta.

Para la estructura de sustentación de cubierta tenemos cerchas metálicas como muestran en el plano arquitectónico del nuevo edificio de “Vías y Obras Civiles.

3.4.2 Estructura de sustentación de la edificación.

Para la estructura de la edificación se propuso realizar pórticos de H°A°. La estructura porticada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio, cargas vivas, sobrecargas.

3.4.3 Estructuras complementarias.

Las estructuras complementarias a trabajar en este capítulo perteneciente al nuevo centro serán los cerramientos horizontales o las losas alivianadas de Hormigón. Donde las características de los mismos estarán de acorde a los planos arquitectónicos y el cálculo estará basado tomando en cuenta los usos de los espacios y las cargas de servicio.

3.4.4 Fundaciones.

Las estructuras de fundación fueron definidas con respecto a el estudio de suelos, como se pudo observar en el análisis del estudio de suelos del lugar de emplazamiento, es apto para fundar a 1.85 metros de profundidad, por lo que se optó por zapatas aisladas de Hormigón Armado como estructuras de fundación.

3.5. Análisis de cargas.-

Para la determinación de cargas actuantes se analizaron los usos de los ambientes, los materiales de acabado como el peso propio de la estructura.

Las cargas tomadas en cuenta en el diseño son:

- El peso transmitido por la cubierta.
- Acciones permanentes o cargas muertas.

3.5.1. Peso propio.

Las cargas consideradas como permanentes son las cargas debidas a su peso propio de los elementos estructurales se calculara para cada elemento de acuerdo su volumen, y en función del peso específico del material, en este caso los elementos estructurales serán de hormigón armado, los pesos se calcularan de la siguiente manera:

$$Pp = Ve * \gamma h$$

Donde:

Pp: peso propio.

Ve: Volumen del elemento estructural.

γh : Peso específico del hormigón ($\gamma h = 25 \text{KN/m}^3$).

3.5.1.1. Sobre pisos y acabados.

La carga de sobre piso y acabado se refiere al peso resultante de la capa de nivelación, cerámico y a la terminación de los techos con cielo raso de revoque de yeso.

3.5.1.2. Peso de la baldosa cerámica.

$$Pb = e * \gamma b = 0.1800 \text{ KN/m}^2$$

Donde: Pb: Peso de la baldosa cerámica.

e: Espesor de la baldosa cerámica ($e = 1.0000 \text{ cm}$).

γb : Peso específico de baldosa cerámica ($\gamma b = 18.0000 \text{ KN/m}^3$).

3.5.1.3. Peso del cielo raso de yeso.

$$P_y = e * \gamma_y = 0.3130 \text{ KN/m}^3$$

Donde:

P_y : Peso de revoque de yeso para cielo raso.

e : Espesor de revoque de yeso ($e = 0.0250 \text{ m}$).

γ_y : Peso específico del yeso ($\gamma_y = 12.5000 \text{ KN/m}^3$).

3.5.1.4. Peso de carpeta de nivelación.

Donde: $P_{cn} = e * \gamma_{hs} = 0.6300 \text{ KN/m}^2$

P_{cn} : Peso de carpeta de nivelación.

e : Espesor de mortero ($e = 0.0300 \text{ m}$).

γ_m : Peso específico de hormigón simple ($\gamma_m = 21.0000 \text{ KN/m}^3$).

Por lo tanto el valor de la carga de sobre pisos y acabados será igual a:

$$P_{sa} = P_{cn} + P_b + P_y = 1.1230 \text{ KN/m}^2$$

Donde:

P_{sa} : Peso de sobre piso y acabado.

P_{cn} : Peso de carpeta de nivelación.

P_b : Peso de baldosa de cerámica.

P_y : Peso de revoque de yeso.

3.5.1.5. Carga muerta correspondiente al forjado de viguetas.

Esta carga es calculada por el programa CYPECAD, con las siguientes características:

Forjado de viguetas de hormigón pretensado.

Canto de bovedilla: 0.2000 m.

Espesor capa de compresión: 0.0500 m.

Intereje: 0.5000 m.

Bovedilla: Polietileno.

Ancho del nervio: 0.1200 m.

Volumen de hormigón: 0.0930 m³/m²

Peso propio del forjado de viguetas pretensadas: 263.0000 kg/m².

3.5.1.6. Muro de ladrillo interior (e = 0.1200 m).

Peso de ladrillo:	0.037 KN/pieza.
Junta vertical y horizontal:	0.0150 m.
Dosificación:	1:6.
Numero de ladrillos fila horizontal:	3.9200 unidades.
Numero de ladrillos en fila vertical:	5.1200 unidades.
Rendimiento:	21.7200
Volumen de mortero:	0.0160 m ³ .
Peso de ladrillos para un m ² :	0.8040 KN/m ² .
Peso de mortero	0.3360 KN/m ² .
Peso de revoque interior exterior:	0.5000 KN/m ² .
Peso por m ² :	1.6400 KN/m ² .

CUADRO N° 3.1. CARGA DE MUROS.

Cargas en KN/m por plantas		
Planta	Altura (m)	Carga (KN/m)
Planta baja	3.2000	5.2480
Primer piso	3.2000	5.2480
Segundo piso	3.2000	5.2480

Fuente: Elaboración propia

3.5.1.7. Muro de ladrillo exterior (0.1800 m).

Peso de ladrillo:	0.0370 KN/pieza.
Junta vertical y horizontal:	0.0150 m.
Dosificación:	1:6.
Numero de ladrillos fila horizontal:	3.9200 unidades.
Numero de ladrillos en fila vertical:	7.4100 unidades.
Rendimiento:	29.0500
Volumen de mortero:	0.0290 m ³ .
Peso de ladrillos para un m ² :	1.0750 KN/m ² .
Peso de mortero	0.6090 KN/m ² .
Peso de revoque interior exterior:	0.5000 KN/m ² .
Peso por m ² :	2.1840 KN/m ² .

CUADRO N° 3.2. CARGA DE MUROS.

Cargas en KN/m por plantas		
Planta	Altura (m)	Carga (KN/m)
Planta baja	3.2000	6.9888
Primer piso	3.2000	6.9888
Segundo piso	3.2000	6.9888

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2. Sobrecargas de uso.

CUADRO N° 3.3: SOBRECARGAS DE USO PARA EDIFICIOS ADMINISTRATIVOS Y OFICINAS.

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA KN/m²
Planta Baja	5.0000
Oficinas	2.5000
Sala Audiovisual	5.0000
Salón de Reuniones	5.0000
Baños	3.0000
Corredores en pisos superiores a planta baja	4.0000
Escaleras	5.0000

Fuente: Tabla 4.1 de la APNB-1225002-1.

3.5.3. Cargas de la cubierta.

3.5.3.1. Cargas permanentes.

Cubierta (calamina N°28)	0.0370 KN/m ²
Peso del cielo falso	0.2500 KN/m ²

3.5.3.2. Carga viva.

Carga viva (mantenimiento)	1.0000 KN/m ²
----------------------------	--------------------------

3.5.3.3. Carga de granizo.

Según registros se tiene conocimiento que se presenta en algunas épocas del año precipitaciones de granizo considerables, en un valor de altura:

$$H_g = 0.0500 \text{ m}$$

$$\gamma_g = 9.0000 \text{ KN/m}^3$$

$$CV = h_g \gamma_g = 0.4500 \text{ KN/m}^2$$

3.5.3.4. Carga de viento.

3.5.3.4.1 Según NB-1225002.

Ubicación: Ciudad de Bermejo

Topografía: Homogénea

Terreno: urbano

Dimensiones en planta:

Angulo de inclinación de la cubierta:

Exposición y clasificación del edificio según la tabla (5.4-1)

El edificio se encuentra en la categoría de exposición II

Velocidad básica del viento. La velocidad básica del viento en base a los datos que brinda el SENAMHI.

$$V = 50.0200 \text{ m/s}$$

Presión dinámica.

La presión dinámica q_z , evaluada a la altura z , se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$q_h = 0.613 k_z k_{zt} k_d V^2 I \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

Donde:

K_d : factor de direccionalidad del viento definido en el artículo 5.3.4

K_z : coeficiente de exposición para la presión dinámica definido en el artículo 5.5.4

K_{zt} : factor topográfico definido en el artículo 5.6.2

q_h : presión dinámica calculada a la altura media de la cubierta h .

V : velocidad del viento

I : factor de importancia definido en el artículo 5.4

Factor de direccionalidad del viento K_d :

$K_d = 0.8500$

Tipo de estructura: edificios, sistema principal resistente a la fuerza de viento.

Factor topográfico: K_{zt} :

$K_{zt} = 1.0000$

No presentan efectos topográficos

Factor de importancia I :

$I = 1.0000$

Categoría II de la tabla 5.4-2 de la norma NB1225003.

Coeficiente de exposición $K_h = K_z$:

Elevación del edificio $h' = 10.9000$ m

Elevación de la cubierta $h'' = 1.8000$ m

Elevación media de la cubierta

$$h = h' + \frac{h''}{2} =$$

$$h = 11.8000 \text{ m}$$

Interpolando para encontrar el valor h:

$$Kh = 0.7990$$

$$qh = 0.6130 kh kzt kd V^2 I$$

$$qh = 1041.630 \frac{N}{m^2} = 1.041 \frac{KN}{m^2}$$

Presiones de viento de diseño para sistema principal resistente a fuerza de viento (SPRFV):

$$p = q G C_p - q_i G C_{pi}$$

$q=q_z$, para pared a barlovento a la altura z sobre el terreno.

$q=q_h$, para pared a sotavento, paredes laterales y cubierta.

$q_i=q_h$, para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados.

$q_i=q_z$, para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados, donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que puede afectar la presión interna positiva. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede calcular conservativamente a la altura h ($q_i=q_h$).

$G=0.85$, factor de efecto de ráfaga según el artículo 5.8.1

C_p , coeficiente de presión externa, valores obtenidos de la figura 7.2.1-3

$G C_{pi}$, coeficiente de presión interna para edificios, valores obtenidos de la tabla 7.2.1-1

Por tanto:

$$q = q_h ; q_i = q$$

Factor de efecto de ráfaga

$$G = 0.8500$$

Coefficiente de presión interna GC_{pi}:

$$GC_{pi+} = 0.1800$$

$$GC_{pi-} = -0.1800$$

Tabla 7.2.1-1 de la norma NB 1225003

Coefficiente de presión externa C_p:

$$\text{Longitud paralela al viento} \quad L = 13.2000\text{m}$$

$$\text{Relación} \quad h/L = 0.8260$$

Valores interpolados para

$$C_{pbar} = -0.6840$$

$$C_{psot} = -0.5050$$

$$C_{pbar} = 0.01040$$

Tabla 7.2.1-3 de la NB1225003

Sustituyendo valores resulta:

Presión interna positiva

$$P_{bar} = q G C_{pbar} - q_i G c_{pi+} = -0.7650 \text{KN/m}^2$$

$$P_{bar} = q G C_{pbar+} - q_i G c_{pi+} = -0.6060 \text{KN/m}^2$$

$$P_{sot} = q G C_{psot} - q_i G c_{pi+} = -0.1500 \text{KN/m}^2$$

Presión interna negativa

$$P_{bar} = q G C_{pbar} - q_i G c_{pi-} = -0.4460 \text{KN/m}^2$$

$$P_{bar} = q G C_{pbar+} - q_i G c_{pi-} = 0.1690 \text{KN/m}^2$$

$$P_{sot} = q G C_{psot} - q_i G c_{pi-} = -0.2880 \text{KN/m}^2$$

3.6 Análisis, cálculo y diseño estructural.

Para el análisis, cálculo y diseño estructural, la nueva infraestructura consta de tres plantas identificadas con sus diferentes usos y equipamientos.

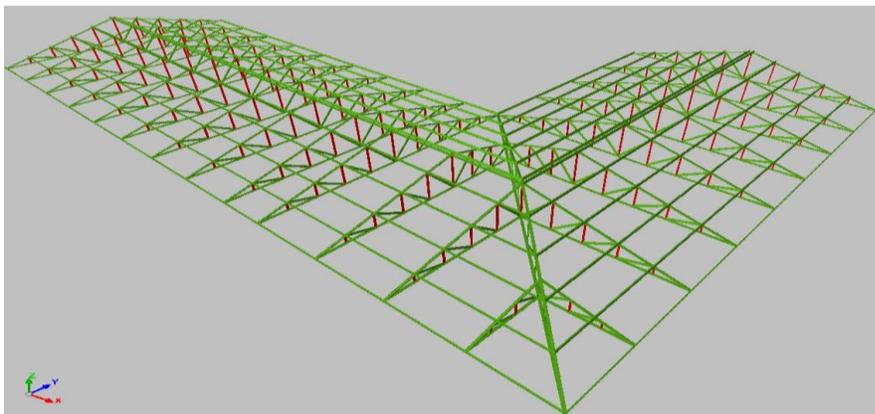
3.6.1 Estructura de sustentación de cubierta.

El diseño de la estructura de sustentación de la cubierta consta de los siguientes pasos:

Selección del tipo de cercha.

La selección de la cercha está de acuerdo a la luz a cubrir y a la pendiente de la cubierta, que está en función al tipo de material de cubierta: la cubierta está dada por la arquitectura del nuevo edificio que fue proporcionada por el municipio de la ciudad de Bermejo, consta de la siguiente característica:

FIGURA N° 3.7: VISTA DE LA CUBIERTA.



Fuente: Programa CIPECAD 3D.

Estructura de sustentación de la cubierta. -Estará compuesta por cerchas metálicas que para las mismas se usaran perfiles metálicos, haciéndose referencia del catálogo CINTAC.

El material usado para la cubierta será calamina galvanizada y policarbonato por lo que se usaran correas separadas a una distancia de 1.370 m, considerando un traslape entre hojas de 15.000 cm en el sentido longitudinal y 10.000 en el sentido transversal. Las cerchas tendrán una pendiente del 28 %, una luz de 13.200 m y una

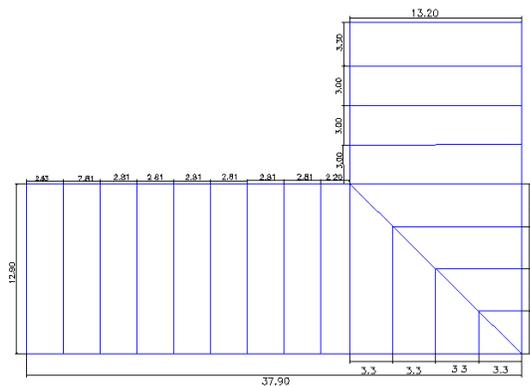
altura de 1.800 m. Todas las cerchas estarán apoyadas sobre las columnas y vigas, las mismas no están separadas entre sí a distancias iguales, por lo que, se seleccionará la separación más desfavorable entre estas y con esta se harán los respectivos cálculos, de este modo se tiene que la separación más desfavorable es de 3,300 m.

Con los datos antes mencionados se deberá hacer un pre-dimensionamiento de la cercha y de este obtener la mejor alternativa de solución, por lo tanto se plantea lo siguiente:

Plano en planta de la estructura de hormigón armado.-

La ubicación de las cerchas metálicas se lo hará como se muestra en la figura 3.4, en las que, las líneas transversales representan a las cerchas metálicas.

FIGURA N° 3.8. DISPOSICION DE LAS CERCHAS SOBRE LA ESTRUCTURA.



Fuente: Elaboración propia

Establecimiento del esquema de la cercha metálica.- Se deberá seleccionar el tipo de cercha, considerando la racionalidad de los elementos estructurales, las acciones de carga, razones constructivas, económicas, buscando de este modo diferentes alternativas de solución, que con ayuda del programa CYPE 3D esto se lo puede realizar con mayor facilidad.

Propiedades del acero

- Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 210000000 \text{ KN/m}^2$
- Peso específico: $\gamma_a = 78.5000 \text{ KN/m}^3$

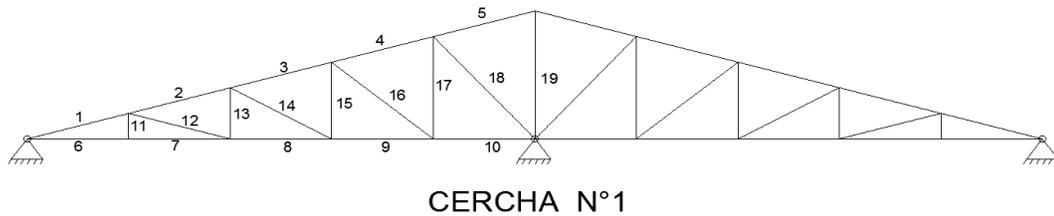
- Límite de fluencia $F_y = 250000.0000 \text{ KN/m}^2$

Especificaciones de la calamina galvanizada.

- Longitud total = 4.5000 m.
- Ancho = 0.9000 m.
- Peso = 0.0350 KN/m².

Esquema geométrico de la cubierta metálica.-

FIGURA N° 3.9. VISTA TRANSVERSAL DE LA CERCHA.

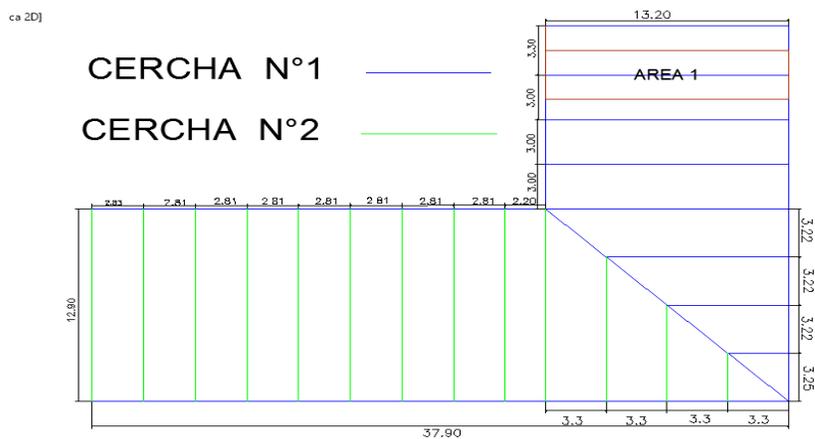


Fuente: Elaboración propia.

Especificaciones de la cercha.-

- Pendiente = 28%
- Ángulo de inclinación = 15.2550°
- Separación de las cerchas = variable (como se muestra a continuación).

FIGURA N° 3.10. TIPOS DE CERCHA Y AREA MAXIMA.



Fuente: Elaboración propia

En el cual se puede observar que la mayor área de influencia es el área 1 la cual afecta la cercha número uno, por lo tanto dicha cercha es la más solicitada, así pues bastara con diseñar la cercha número dos con sus respectivas cargas para el diseño de todas las cerchas de la cubierta “Tipo 1”.

3.6.2 Determinación de los esfuerzos internos de la cercha metálica.

Las hipótesis de carga que se usarán para la estructura metálica son las siguientes:

CUADRO N° 3.4. FUERZAS AXIALES DE LA CERCHA.

Elemento	Fuerza axial (KN)	Elemento	Fuerza axial (KN)
1	-17.3390	12	-8.0690
2	-9.0700	13	-2.2880
3	-0.4840	14	-9.5290
4	8.0890	15	4.6530
5	16.5400	16	-10.7950
6	10.7090	17	6.9430
7	10.3660	18	-12.1760
8	2.5370	19	-13.5950
9	-5.8340		
10	-14.1770		
11	-0.0970		

Fuente: Elaboración propia.

Fuerzas de diseño

Para Compresión= -17.3390 KN

Para Tensión= 16.5400 KN

3.6.2.1 Verificación del elemento solicitado a tracción, Cercha Tipo 1.

Propiedades del material: Acero dulce A-36 designado por la (ASTM)

$F_y = 36 \text{ ksi} = 250,000.0000 \text{ KN/m}^2$ (Esfuerzo de fluencia).

$F_u = 58 \text{ ksi} = 410,000.0000 \text{ KN/m}^2$ (Esfuerzo ultimo de tención del acero estructural).

$E = 2.1 \times 10^8 \text{ KN/m}^2$ (Módulo de elasticidad).

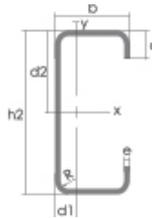
La verificación se la realizara para la barra # 5 por ser la más solicitada.

$P_u = 16.5400 \text{ KN}$ (Fuerza axial en Tensión.)

$L = 1,3700 \text{ m}$ (Longitud de la barra.)

Propiedades de la sección en estudio:

FIGURA N° 3.11. PERFIL COSTANERA 80x40x15x2.



Fuente: Diseño de estructuras de Acero. Marc Cormac. 5° edición.

CUADRO N° 3.5: CARACTERISTICAS DEL PERFIL COSTANERA 80x40x15x2.

DIMENSIONES				AREA ($\times 10^{-4}$)	PESO	MOMENTO DE INERCIA		RADIO DE GIRO	
h	b	c	e			I_x ($\times 10^{-7}$)	I_y ($\times 10^{-7}$)	r_x	r_y
mm	mm	mm	mm	m ²	KN/m	m ⁴	m ⁴	m	m
80	40	15	2	3.5400	0.0278	3.5250	0.8070	0.0320	0.0172

Fuente: es.scrib.com/doc/150585941/cuadro-perfil-costanera.

CUADRO N° 3.6. LONGITUD DE PANDEO

Sustentación de la pieza de longitud I	valor del coeficiente α
Un extremo libre y el otro empotrado	2
Ambos extremos articulados Ambos extremos empotrados , pero con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Un extremo con articulación fija y el otro empotrado	0.7
Ambos extremos empotrados	0.5

Fuente: Diseño de estructuras de Acero. Marc Cormac. 5° edición.

Longitud efectiva (L_{efec}).- Considerando que el elemento tiene ambos extremos articulados se tiene que el coeficiente de pando es: $K = 1$

$$L_{efec} = k * L = 1.3700 \text{ m}$$

Los factores de resistencia ϕ en tracción son:

$$\phi_1 = 0,9000 \quad (\text{Por fluencia})$$

$$\phi_2 = 0,7500 \quad (\text{Por Ruptura})$$

Condiciones que debe cumplir:

1) Resistencia por Fluencia:

$$f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y \quad \dots \text{ecuación D2-1 del LRFD}$$

$$46,723.1638 \text{ KN/m}^2 \leq 225,000.0000 \text{ KN/m}^2 \text{ Cumple!!}$$

Relación de esbeltez.- Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia de un miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tracción. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez de los miembros en tracción. El propósito de estas limitaciones es para garantizar que dichos elementos posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas.

$$\frac{Kl}{r_{\min}} \leq 300$$

$$79.6512 \leq 300.0000 \quad \text{cumple!!}$$

3.6.2.2 Verificación del elemento solicitado a Compresión, Cercha Tipo 1.

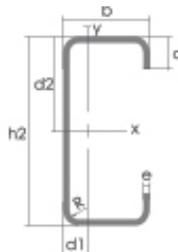
Para la verificación a compresión la barra # 1 es la más solicitada.

$P_u = 17.3390$ KN (Fuerza axial en Compresión.)

$L = 1.3700$ m (Longitud de la barra.)

Propiedades de la sección en estudio:

FIGURA N° 3.12. PERFIL COSTANERA 80x40x15x2.



Fuente: Diseño de estructuras de Acero. Marc Cormac. 5° edición.

CUADRO N° 3.7. CARACTERISTICAS DEL PERFIL COSTANERA 80x40x15x2.

DIMENSIONES				AREA ($\times 10^{-4}$)	PESO	MOMENTO DE INERCIA		RADIO DE GIRO	
h	b	c	e			I_x ($\times 10^{-7}$)	I_y ($\times 10^{-7}$)	r_x	r_y
mm	mm	mm	mm	m ²	KN/m	m ⁴	m ⁴	m	m
80	40	15	2	3.540	0.0278	3.525	0.807	0.032	0.015

Fuente: es.scrib.com/doc/150585941/cuadro-perfil-costanera

Estas secciones fueron analizadas previamente en el programa CYPE 3D.

Ahora se pretende verificar que esta sección cumpla con los requisitos de un elemento en Compresión.

Longitud efectiva (L_{efec}).- Considerando que el elemento tiene ambos extremos articulados se tiene que el coeficiente de pando es: $K = 1$

$$L_{efec} = k * L = 1.3700 \text{ m}$$

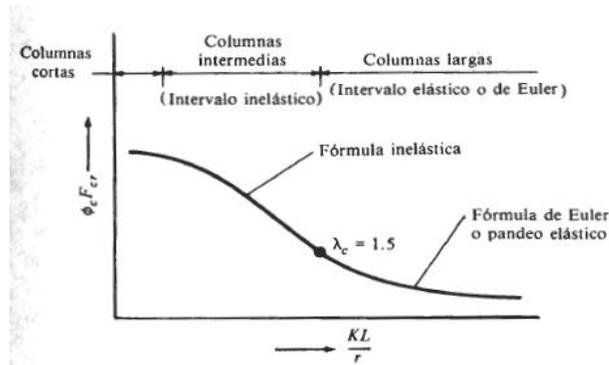
Razón de esbeltez.- Para miembros diseñados solo en compresión se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

$$\lambda_{\max} = \frac{Kl}{r_{\min}} < 200$$

$$79.6512 < 200 \text{ cumple!!}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica.

FIGURA N° 3.13. TIPOS DE COLUMNAS.



Fuente: Diseño de estructuras de Acero. Marc Cormac. 5° edición.

Se debe calcular la esbeltez para definir si son columnas largas cortas o intermedias, la esbeltez se calcula con la siguiente formula:

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \dots \text{ecuación E2-4 del AISC}$$

El esfuerzo mínimo de pandeo para columnas inelásticas intermedias o cortas:

$$F_{cr} = 0.6580^{\lambda_c^2} \cdot F_y \quad \dots \text{ecuación E2-2 del AISC}$$

El esfuerzo mínimo de pandeo para columnas largas:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.8770}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \quad \dots \text{ecuación E2-3 del AISC}$$

Las ecuaciones E2-2 y E2-3 de la AISC son una versión condensada de cinco ecuaciones que cubren cinco rangos de λ_c (Galambos 1988). Estas ecuaciones se basan en estudios experimentales y teóricos que toman en cuenta los efectos de los esfuerzos residuales y un desalineamiento inicial de $L/1500$, donde L es la longitud del miembro.

Determinando la esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 0.8748 < 1.5000$$

Como la esbeltez es menor a 1.5 entonces podemos decir que nuestra columna es intermedia a corta.

$$F_{cr} = 0.6580^{\lambda_c^2} \cdot F_y$$

$$F_{cr} = 181,481.6930 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Resistencia nominal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A \quad \text{ecuación E4-1 del AISC}$$

$$P_n = 64.2445 \text{ KN}$$

Suma de las cargas factorizadas.-Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0.85

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 54.6078 \text{ KN}$$

Verificando solicitaciones.- Se debe de cumplir que:

$$P_u \geq P_{real}$$

$$54.6078 \text{ KN} \geq 17.3390 \text{ KN} \quad \text{Cumple!!}$$

3.6.2.3 Verificación de Correas en flexión asimétrica o esviada.-

El análisis de la correa es el mismo para toda la estructura, esto debido a que la disposición y las propiedades geométricas de la sección es la misma para toda la estructura.

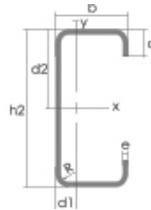
Momento ultimo:

$$M_{ux} = 1.3200 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = 0.2800 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Propiedades de la sección en estudio:

FIGURA N° 3.14. PERFIL COSTANERA 100x50x15x2.



Fuente: Diseño de estructuras de Acero. Marc Cormac. 5° edición.

CUADRO N° 3.8. CARACTERISTICAS DEL PERFIL COSTANERA 100x50x15x2.

DIMENSIONES				AREA (x10 ⁻⁴)	PESO	MOMENTO DE INERCIA		RADIO DE GIRO	
h	b	c	e			Ix (x10 ⁻⁶)	Iy (x10 ⁻⁶)	Zx (x10 ⁻⁶)	Zy (x10 ⁻⁶)
mm	mm	mm	mm	m ²	KN/m	m ⁴	m ⁴	m	m
100	50	15	2	4.3400	0.0340	0.6920	0.1498	13.8500	4.5700

Fuente: es.scrib.com/doc/150585941/cuadro-perfil-costanera.

Momento nominal:

$$M_{nx} = F_y \cdot Z_x = 3.4625 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot Z_y = 1.1425 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Verificando la resistencia:

Donde ϕ_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0.9.

$$\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0,6959 \leq 1 \quad \text{Cumple}$$

Verificando a deflexión en y:

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{330}{300} = 1.1000 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{w \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0.0103 \text{ m} = 1.0300 \text{ cm} < 1.100 \text{ cm. cumple}$$

3.6.2.4 Diseño de uniones.

Todos los elementos de la viga celosía, cordón inferior, diagonal, tendrán uniones soldadas, la verificación de estas uniones se realiza a continuación teniendo solo la verificación de una unión.

Resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70:

$$E70 = 482,000.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$F_w = 0.6 E70 = 289200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{ws} = 0.7070 w \phi_s F_w = 76674.1500 \text{ KN/m}^2$$

Resistencia del metal base:

$$f_y = 482000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}; F_{wb} = 0.9 f_y t_e; t_e = 0.0020 \text{ m} \quad F_{wb} = 867.6000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Longitud de filete requerida:

$$P_u = 17.3390 \text{ KN}$$

$$L = \frac{P_u}{F_{wb}} = 1.9985 \text{ cm}$$

3.6.2.4.1 Diseño de uniones en apoyos.

Área de la placa base:

$$Pu = 17.3390 \text{ KN} ; fc = 25000 \text{ KN/m}^2$$

$$A = \frac{Pu}{0.85 \phi fc} = 9.0661 \text{ cm}^2$$

Espesor de la capa base:

$$m = 2.7500 \text{ cm}$$

$$n = 5.5000 \text{ cm}$$

$$fy = 250000 \text{ KN/m}^2$$

$$N = 15.0000 \text{ cm}$$

$$B = 15.0000 \text{ cm}$$

$$A = N * B = 225.0000 \text{ cm}^2$$

$$treq = m \sqrt{\frac{2 Pu}{0.9000 fy N B}} = 2.3150 \text{ mm}$$

$$tcm = \frac{1}{4} plg = 6.3500 \text{ mm}$$

Diámetro del perno de anclaje:

$$Tu = 2.570 \text{ KN}$$

$$\Phi_t = 0.700$$

$$fu = 398000 \text{ KN/m}^2$$

$$Ag = \frac{Tu}{\phi_t 0.75 fu} = 0.1230 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{4 \frac{Ag}{\pi}} = 0.1560 \text{ plg}$$

Longitud de anclaje:

$$\sqrt{\frac{Tu}{\frac{4 D \sqrt{fy}}{\pi}}} = 2.8600 \text{ cm}$$

$$L_{min} = 12 D = 11.4300 \text{ cm}$$

$$L_{anclaje} = 15.0000 \text{ cm}$$

3.6.3. Estructura de sustentación de la edificación.

Para la estructura de sustentación se realizó el diseño en el paquete de diseño estructural CYPECAD, se realizara un cálculo manual de los elementos seleccionados de la estructura.

Datos de los materiales empleados en la estructura:

Hormigón = H 25

Acero estructural = AE 500

Resistencia característica del H° $f_{ck} = 25,000.0000 \text{ KN/m}^2$

Límite de fluencia del acero $f_{yk} = 500,000.0000 \text{ KN/m}^2$

Peso específico del H°A° = 25.0000 KN/m^3

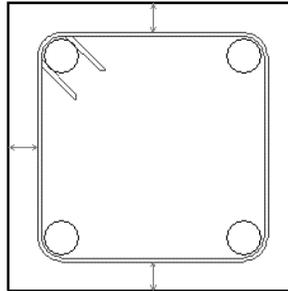
Vida útil del proyecto: 50 años, edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja a media.

Grado de exposición II a, recubrimiento mínimo 0.0020 m.

Recubrimiento geométrico o nominal:

Vigas, columnas = 0.020 m.

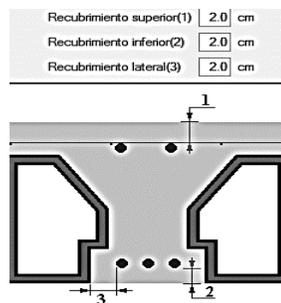
FIGURA N° 3.15. RECUBRIMIENTO NOMINAL PARA COLUMNAS Y VIGAS.



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Losa alivianada = 0.0200 m.

FIGURA N° 3.16. RECUBRIMIENTO NOMINAL PARA LOSAS.



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Zapatas = 0.0500 m

Escaleras = 0.0300 m

Coefficientes de seguridad del hormigón $\gamma_c = 1.5000$

Coefficientes de seguridad del hormigón $\gamma_s = 1.1500$

Profundidad de fundación = 1.8500 m

Esfuerzo admisible del terreno $\sigma = 150.0000 \text{ KN/m}^2$

Para la definición de número de barras y diámetros se usara el siguiente cuadro según al área necesaria de la sección.

CUADRO N° 3.9. DIAMETRO Y AREA DEL ACERO ESTRUCTURAL.

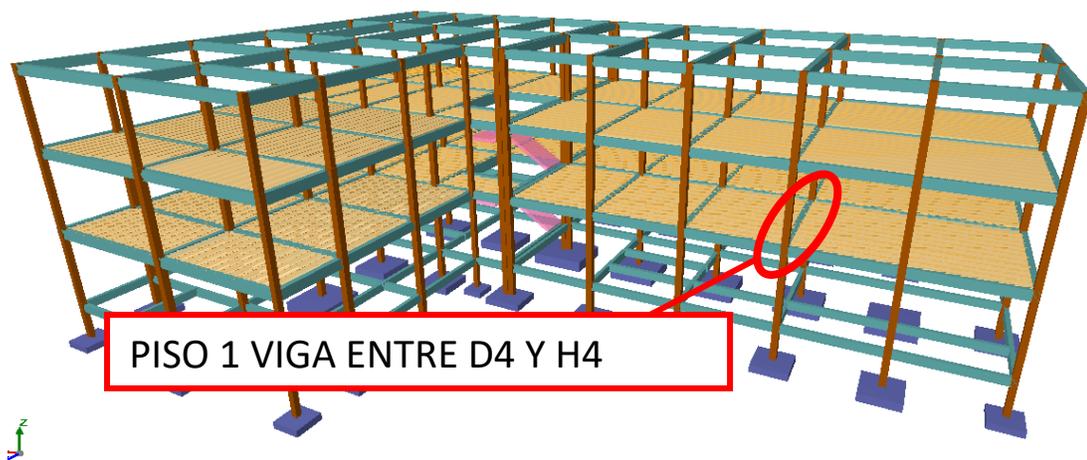
Ø (mm)	Área (cm ²)	N° de barras	N° de barras adoptado
6	0,2827	-	-
8	0.5027	-	-
12	1.1310	-	-
16	2.0110	-	-
20	3.1420	-	-
25	4.9090	-	-

Fuente: Elaboración propia.

3.6.3.1. Cálculo de la viga de hormigón armado.

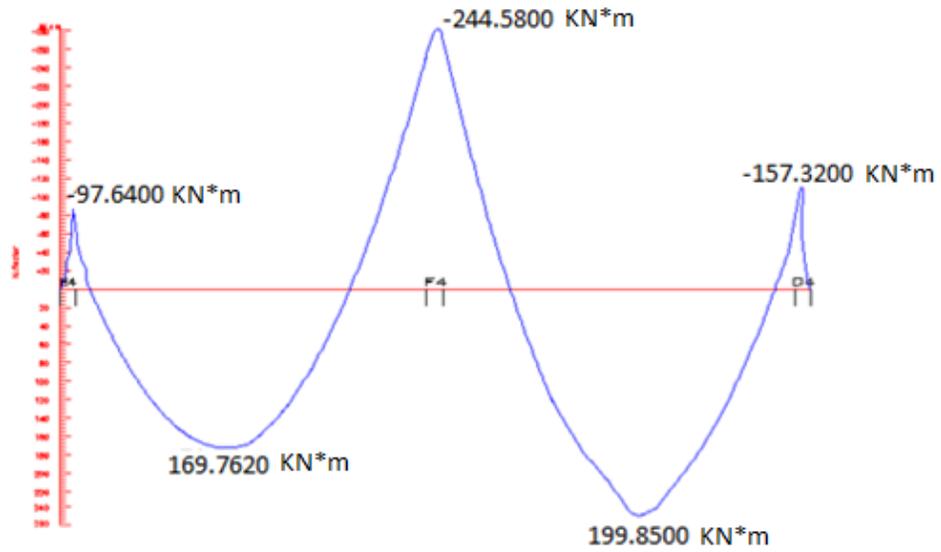
Para realizar la verificación de la sección, como de la armadura calculada por el programa, realizaremos un cálculo manual de la viga más comprometida en cuanto a solicitaciones de carga. En nuestro caso será la viga en el primer piso, viga entre los pilares D4 y H4.

FIGURA N° 3.17. VIGA SELECCIONADA PARA EL ANALISIS



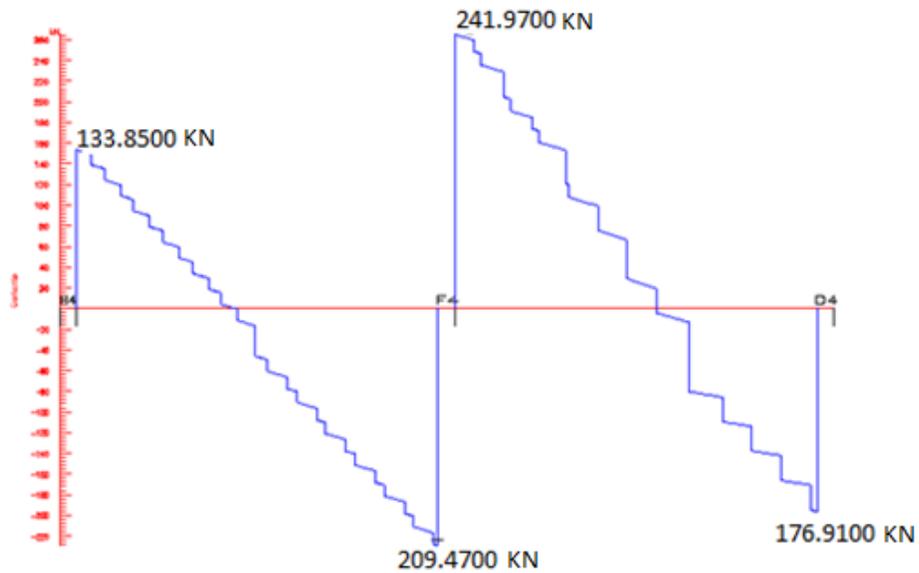
Fuente: Paquete estructural Cypecad.

FIGURA N° 3.18. ENVOLVENTES DE MOMENTOS FLECTORES



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

FIGURA N° 3.19. ENVOLVENTES DE ESFUERZOS CORTANTES



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Para los cual los efectos máximos generados son los siguientes:

Datos:

$M_{\max(+)} = 199.8500 \text{ KN}\cdot\text{m}$ Momento máximo (positivo)

$b_w = 0.2500 \text{ m}$ Ancho de la pieza

$d_1 = r + \phi_{\text{trans}} + 0.5000 * \phi_{\text{long}}$

$d_1 = 0.0400 \text{ m}$ Altura de recubrimiento mecánico

$h = 0.5000 \text{ m}$ Altura total de la pieza.

Resistencia característica del H° $f_{ck} = 25,000.0000 \text{ KN/m}^2$

Límite de fluencia del acero $f_{yk} = 500,000.0000 \text{ KN/m}^2$

Determinación del f_{cd} y f_{yd} , resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{ck} = 25,000.0000 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,666.6667 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500,000.0000 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,782.6087 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de la armadura longitudinal a tracción:

$M_d = 199.8500 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Altura útil de la viga: $d = h - d_1 = 0.5000 - 0.0400 = 0.4600 \text{ m}$

$$\text{Momento reducido de cálculo: } \mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.2267$$

$$\mu_{lim} = 0.3190 \text{ para AE 500 (cuadro n}^\circ \text{ 2.15)}$$

$0.2528 < 0.3190$ La pieza no necesita armadura en compresión.

Con el valor del momento reducido de cálculo (μ_d), determinamos la cuantía

mecánica (w_s), para determinar el área de acero a tracción necesaria: (cuadro n° 2.13)

$$\text{Para } \mu_d = 0.2200 \text{ ----- } w_s = 0.2529$$

Para $\mu_d = 0.2267$ ----- $w_s = 0.2620$

Para $\mu_d = 0.2300$ ----- $w_s = 0.2665$

Área necesaria de acero: $A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = A_s = 0.0012 \text{ m}^2$

$$A_s = 11.5498 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza para vigas con armadura en tracción.

$$w_{s\text{mín}} = 0.0028 \quad (\text{cuadro n}^\circ 2.14).$$

$$A_{s\text{mín}} = w_{s\text{mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0003 \text{ m}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 3.2200 \text{ cm}^2$$

Para el dimensionamiento de la armadura en tracción tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 11.5498 \text{ cm}^2.$$

Obtención del diámetro y número de fierros para A_s positiva en la viga:

CUADRO N° 3.10. DIAMETRO Y AREA DEL ACERO ESTRUCTURAL.

Ø (mm)	Área (cm ²)
12	1.1310
16	2.0110
20	3.1420
25	4.9090

Fuente: Elaboración propia.

Se utilizará 2 Ø 20 + 3 Ø 16

Área real:

$$As3\emptyset16mm = 6.0300 \text{ cm}^2$$

$$As2\emptyset20mm = 6.2800 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ real} = 12.3100 \text{ cm}^2$$

$$12.3100 \text{ cm}^2 > 11.5498 \text{ cm}^2 \text{ cumple.}$$

Calculo de la armadura negativa en la columna F4 (refuerzo por momento negativo en apoyo).

Datos:

$$M_{\max} F4 = 244.5800 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{Momento máximo negativo generado en el apoyo F4})$$

Momento reducido de cálculo:

$$M_d = 244.5800 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.2774$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0.3190 \text{ ----- } 0.2774 < 0.3190$$

Con el valor del momento reducido (μ_d), determinamos la cuantía mecánica (w_s), para determinar la armadura necesaria en el refuerzo generado por el momento negativo en el apoyo F4:

$$\text{Para } \mu_d = 0.2700 \text{ ----- } w_s = 0.3239$$

$$\text{Para } \mu_d = 0.2774 \text{ ----- } w_s = 0.3351$$

$$\text{Para } \mu_d = 0.2800 \text{ ----- } w_s = 0.3391$$

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0015 \text{ m}^2$$

$$A_s = 14.7734 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza, para vigas con armadura en tracción.

$$w_{smin} = 0.0028$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{smin} = 0.0003 \text{ m}^2.$$

$$A_{smin} = 3.2200 \text{ cm}^2.$$

Para el dimensionamiento de la armadura negativa de refuerzo, tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 14.7732 \text{ m}^2$$

Obtención del diámetro y número de barras para A_s negativo en F4, para la viga:

CUADRO N° 3.11. DIAMETRO Y AREA DEL ACERO ESTRUCTURAL.

Ø (mm)	Área (cm ²)
12	1,1310
16	2,0110
20	3,1420
25	4.9090

Fuente: Elaboración propia.

Se utilizará 2 Ø 20 + 3 Ø20

Área real:

$$As_{2\text{Ø}20\text{mm}} = 6.2800\text{cm}^2$$

$$As_{3\text{Ø}20\text{mm}} = 9.4200 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{real}} = 15.7000 \text{ cm}^2$$

15.7000 cm² > 14.7732 cm² cumple.

Calculo de la armadura negativa en la columna D4 (refuerzo por momento negativo en apoyo).

Datos:

$$M_{\max D4} = 157.3200 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{Momento máximo negativo generado en el apoyo D4})$$

$$M_d = 157.3200 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento reducido de cálculo: } \mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1784$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0.3190 \text{ ----- } 0.1784 < 0.3190$$

Con el valor del momento reducido (μ_d), determinamos la cuantía mecánica (w_s), para determinar la armadura necesaria en el refuerzo generado por el momento negativo en el apoyo D4:

$$\text{Para } \mu_d = 0.1700 \text{ ----- } w_s = 0.1884$$

$$\text{Para } \mu_d = 0.1784 \text{ ----- } w_s = 0.1988$$

$$\text{Para } \mu_d = 0.1800 \text{ ----- } w_s = 0.2008$$

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = A_s = 0.0009 \text{ m}^2$$

$$A_s = 8.7643 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza, para vigas con armadura en tracción.

$$w_{s \min} = 0.0028$$

$$A_{s \min} = w_{s \min} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \min} = 0.0003 \text{ m}^2.$$

$$A_{s \min} = 3.2200 \text{ cm}^2.$$

Para el dimensionamiento de la armadura negativa de refuerzo, tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 8.7643 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y número de barras para A_s negativo en D4, para la viga:

CUADRO N° 3.12. DIAMETRO Y AREA DEL ACERO ESTRUCTURAL.

\varnothing (mm)	Área (cm ²)
12	1.1310
16	2.0110
20	3.1420

Fuente: Elaboración propia.

Se utilizará 2 \varnothing 20+1 \varnothing 20

Área real:

$$A_{s2} \varnothing 20\text{mm} = 6.2800 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} \varnothing 20\text{mm} = 3.1400 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real}} = 9.4200 \text{ cm}^2$$

9.4200 cm² > 8.7643 cm² cumple.

Armadura transversal de la viga. L = 6.600 m

Para los cual los efectos máximos generados son los siguientes:

Datos:

$$V_{max} = 241.9700 \text{ KN}$$

Cortante máximo

$$b_w = 0.2500 \text{ m}$$

Ancho de la pieza

$$d1 = 0.0400 \text{ m}$$

Altura de recubrimiento mecánico

$$h = 0.5000 \text{ m}$$

Altura total de la pieza.

Determinación del f_{cd} y f_{yd} , resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,666.6667 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,782.6087 \text{ KN/m}^2$$

Nota:

Como $f_{yd} > 420,000.0000 \text{ KN/m}^2$ y la norma no permite f_{yd} mayores a $420,000.000 \text{ KN/m}^2$ se asume.

$$F_{yd} = 420,000.000 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de la resistencia virtual:

$$f_{cv} = 0.2820^3 \sqrt{f_{ck}^2} = 11.1912 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cv} = 1119.1200 \text{ kN/m}^2$$

Calculo de la resistencia virtual:

$$V_{cu} = f_{cv} b_w d = 128.6988 \text{ kN}$$

$$V_d = 241.9700 \text{ KN} \leq V_{cu} = 128.6988 \text{ kN}$$

Como no cumple por lo tanto se necesita armadura transversal.

Calculo de agotamiento por compresión oblicua en el alma:

$$V_{ou} = 0.3000 f_{cd} b_w d = 172.5000 \text{ kN}$$

Calculo de cortante de acero:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 113.2712 \text{ KN}$$

Calculo de armadura transversal:

$$A_{st} = \frac{V_{su} t}{0.9000 d f_{yd}} = 0.0007 \text{ m}^2 = 7.4915 \text{ cm}^2$$

Calculo de armadura mínima:

$$A_{smin} = 0.0200 t b_w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0002 \text{ m}^2 = 1.9841 \text{ cm}^2$$

Se asume $A_{st} = 7.4915 \text{ cm}^2/\text{m}$ para una pierna será $A_{st} = 3.7458 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$N_{\text{barra}} = \frac{A_{st}}{A_{\emptyset 8}} = 7.4468$$

Calculo de separación de estribo:

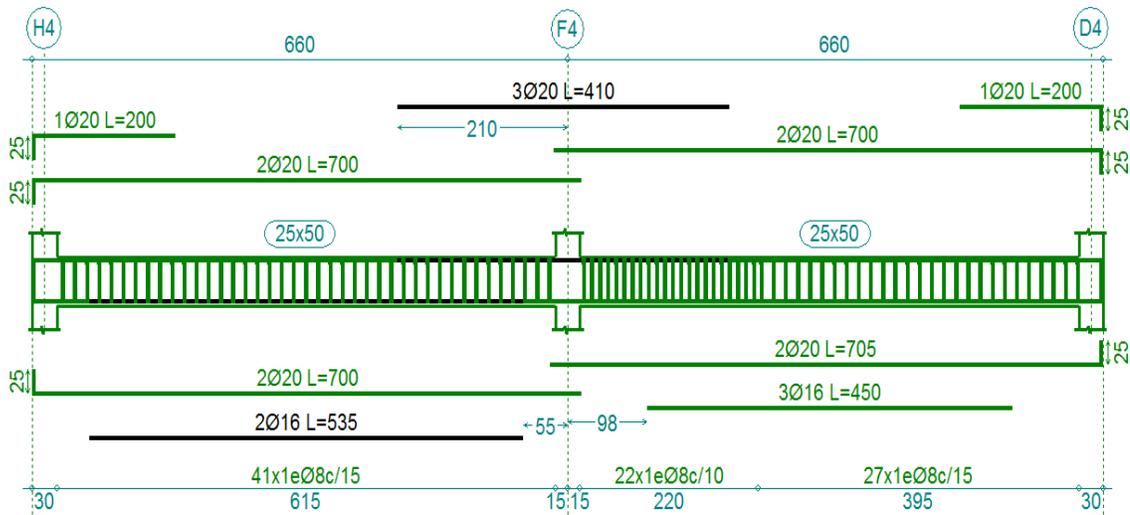
$$S_{\text{barra}} = \frac{t}{N_{\text{barra}}} = 12.5$$

Asumiendo un espaciamiento de 10 cm

Por lo tanto se utilizara:

As \emptyset 8mm C/10cm.

FIGURA N° 3.20. ARMADO DE LA VIGA.

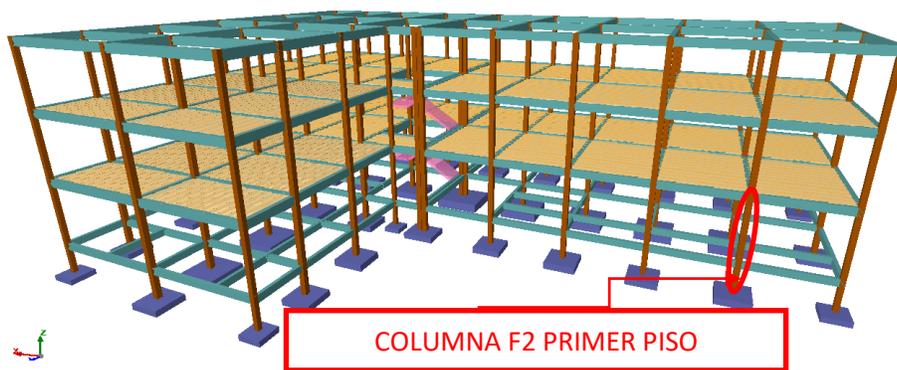


Fuente: Elaboración propia.

3.6.3.2. Cálculo de la columna de hormigón armado.

Para realizar la verificación de la sección, como de la armadura calculada por el programa, realizaremos un cálculo manual de la columna más comprometida en cuanto a solicitaciones de carga. En nuestro caso será la columna F2 de la planta baja.

FIGURA N° 3.21. COLUMNA SELECCIONADA PARA EL ANALISIS.



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Datos:

$$N = 766.2000 \text{ KN}$$

$$\text{Momento } (M_x) = -3.7000 \text{ KN.m}$$

$$\text{Momento } (M_y) = -6.7000 \text{ KN.m}$$

$$\text{Resistencia característica del H}^\circ f_{ck} = 25,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Límite de fluencia del acero } f_{yk} = 500,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.3000 \text{ m}$$

$$h = 0.3000 \text{ m}$$

$$L = 3.2000 \text{ m}$$

$$E = 75'000,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de la esbeltez geométrica y esbeltez mecánica.

Calculo del coeficiente de pandeo α :

Determinación de pórtico traslacional o intraslacional

Densidad de tabiquería

Longitud de tabiquería en dirección x $L_x=10.0320$ m

Longitud de tabiquería en dirección y $L_y=3.7100$ m

Superficie por planta en dirección x $A_x=72.9600$ m²

Superficie por planta en dirección y $A_y=42.2400$ m²

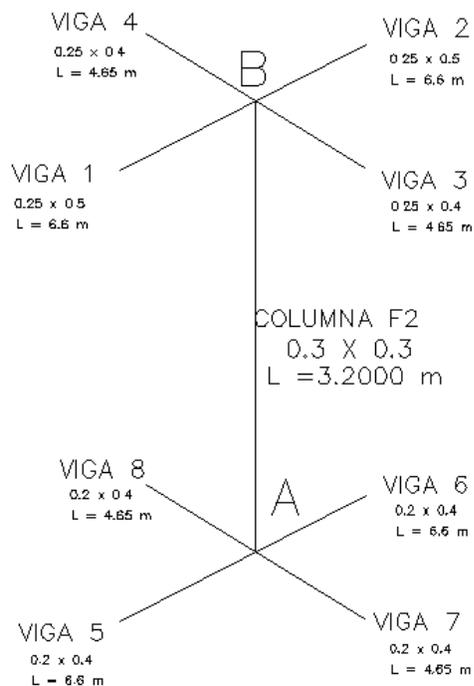
$$\rho_x = \frac{l_x}{A_x} = 0.1375 \frac{m}{m^2} < 0.4000 \frac{m}{m^2}$$

Por lo tanto en la dirección x consideramos pórtico traslacional

$$\rho_y = \frac{l_y}{A_y} = 0.0878 \frac{m}{m^2} < 0.4000 \frac{m}{m^2}$$

Por lo tanto en la dirección y consideramos pórtico traslacional

FIGURA N° 3.22. VIGAS Y COLUMNAS CONCURRENTES.



Fuente: Elaboración propia.

Momentos de inercia de los elementos concurrentes:

CUADRO N° 3.13. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE VIGAS Y COLUMNAS.

ELEMENTO	Long. (m)	Base(m)	Altura(m)	Ix(m ⁴)	Iy(m ⁴)
F2-1	3.2	0.3	0.3	0.0007	0.0007
F2-2	3.2	0.3	0.3	0.0007	0.0007
F2-3	1.65	0.3	0.3	0.0007	0.0007
V-1	6.6	0.25	0.5	0.0026	0.0007
V-2	6.6	0.25	0.5	0.0026	0.0007
V-3	4.65	0.25	0.4	0.0013	0.0005
V-4	4.65	0.25	0.4	0.0013	0.0005
V-5	6.6	0.2	0.4	0.0011	0.0003
V-6	6.6	0.2	0.4	0.0011	0.0003
V-7	4.65	0.2	0.4	0.0011	0.0003
V-8	4.65	0.2	0.4	0.0011	0.0003

Fuente: Elaboración propia.

Coefficientes adimensionales de pandeo Ψ_A .

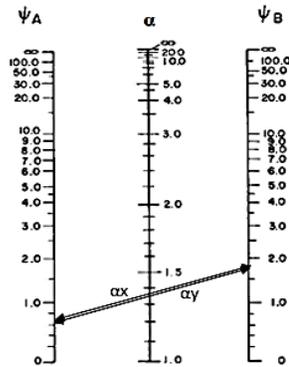
$$\Psi_{AX} = \frac{\frac{I_{CX2} + I_{CX3}}{L_{C2} + L_{C3}}}{\frac{I_{VX1} + I_{VX2} + I_{VX3} + I_{VX4}}{L_{V1} + L_{V2} + L_{V3} + L_{V4}}} = 0.6120 \quad ; \quad \Psi_{AY} = \frac{\frac{I_{CY2} + I_{CY3}}{L_{C2} + L_{C3}}}{\frac{I_{VY1} + I_{VY2} + I_{VX3} + I_{VX4}}{L_{V1} + L_{V2} + L_{V4} + L_{V4}}} = 0.8044$$

Coefficientes adimensionales de pandeo Ψ_B

$$\Psi_{BX} = \frac{\frac{I_{CX2} + I_{CX1}}{L_{C2} + L_{C1}}}{\frac{I_{VX5} + I_{VX6} + I_{VY7} + I_{VY8}}{L_{V5} + L_{V6} + L_{V7} + L_{V8}}} = 0.9633 \quad ; \quad \Psi_{BY} = \frac{\frac{I_{CY2} + I_{CY1}}{L_{C2} + L_{C1}}}{\frac{I_{VY5} + I_{VY6} + I_{VX7} + I_{VX8}}{L_{V5} + L_{V6} + L_{V7} + L_{V8}}} = 0.7818$$

Con los valores de Ψ_A y Ψ_B se va al monograma de la figura N° 3.23 y se obtiene el coeficiente K (para pórticos transicionales).

FIGURA N° 3.23. MONOGRAMA PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PANDEO PARA PORTICOS TRASLACIONALES.



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

$$\alpha_x = 1.2100 \quad ; \quad \alpha_y = 1.2500$$

Longitud de pandeo:

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

$$l_{0x} = 3.8720 \text{ m} \quad ; \quad l_{0y} = 4.0000 \text{ m}$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda_{gx} = 12.9067 \quad ; \quad \lambda_{gy} = 13.3333$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i} = \frac{\alpha_x \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i} = \frac{\alpha_y \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

$$\lambda_x = 44.7100 \quad ; \quad \lambda_y = 46.1880$$

Para esbeltez mecánica $35 \leq \lambda \leq 100$ se trata de una columna intermedia, puede aplicarse el método de aproximado de la instrucción española (por la cual diseñaremos la columna mencionada).

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero:

$$f_{cd} = 0.8500 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,166.6667 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,782.6087 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de excentricidades: $e_{total} = e_{eq} + e_a$

Excentricidad mínima:

$$e_{min} = \frac{h}{20} = 0.0150 \text{ m}$$

La excentricidad mínima es igual a 0.0200 m por lo tanto $e_{min} = 0.0200 \text{ m}$.

La excentricidad equivalente para pórticos traslacionales es:

$$e_{eq} = e_2$$

$$e_{2x} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 0.0196 \text{ m} \quad ; \quad e_{2y} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 0.0367 \text{ m}$$

relación

$$\frac{e_{2x}}{b} = 0.0653 \quad ; \quad \frac{e_{2y}}{h} = 0.1223$$

Excentricidad adicional de segundo orden:

Con la relación $\frac{e}{h}$ y con esbeltez geométrica λ se entra al cuadro de valores de la excentricidad ficticia $\frac{e_a}{h}$ por pandeo y tenemos el valor de:

$$\frac{e_{fx}}{b} = 0.0999 \quad ; \quad \frac{e_{fy}}{h} = 0.1240 \text{ m}$$

$$e_{fx} = 0.0300 \quad ; \quad e_{fy} = 0.0372$$

Entonces:

$$e_{totx} = 0.0500 \quad ; \quad e_{toty} = 0.0572$$

Análisis de pandeo

En cualquier caso la pieza se encuentra en buenas condiciones respecto al pandeo si se verifica la condición.

$$\frac{M_{xd}}{M_{xu}} + \frac{M_{yd}}{M_{yu}} \leq 1$$

$$0.2490 \leq 1$$

Calculo de la resistencia del concreto

$$U_c = f_{cd}hb = 1275.0000 \text{ KN}$$

Para el diseño de la armadura se utilizara el ábaco en roseta para flexión esviada, entrando con los valores (Figura 2.21):

$$\mu_1 = \frac{e_{tx}N_d}{b \cdot U} = 0.1000$$

$$\mu_2 = \frac{e_{ty}N_d}{h \cdot U} = 0.1200$$

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.6009$$

Se encuentra la cuantía total $w = 0.250$ La capacidad mecánica de la armadura total será:

$$U = w \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$$

$$U = 280.5000 \text{ KN}$$

Entrando en la tabla de capacidad mecánica para AE-500 para armaduras comprimidas (cuadro 2.18) tenemos:

$$U_{\emptyset 16} = 349.7 \text{ KN}$$

Se utilizara 4 Ø 16

Calculo de la armadura transversal.

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \cdot h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 0.300 \text{ m} \\ 15 \cdot \emptyset_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1.6 = 0.240 \text{ m} \\ 0.85 \cdot d = 27 \cdot 0.85 = 22.950 \end{cases}$$

Se adopta una separación de estribos de 22.950

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 16 = 4 \\ 6 \end{cases}$$

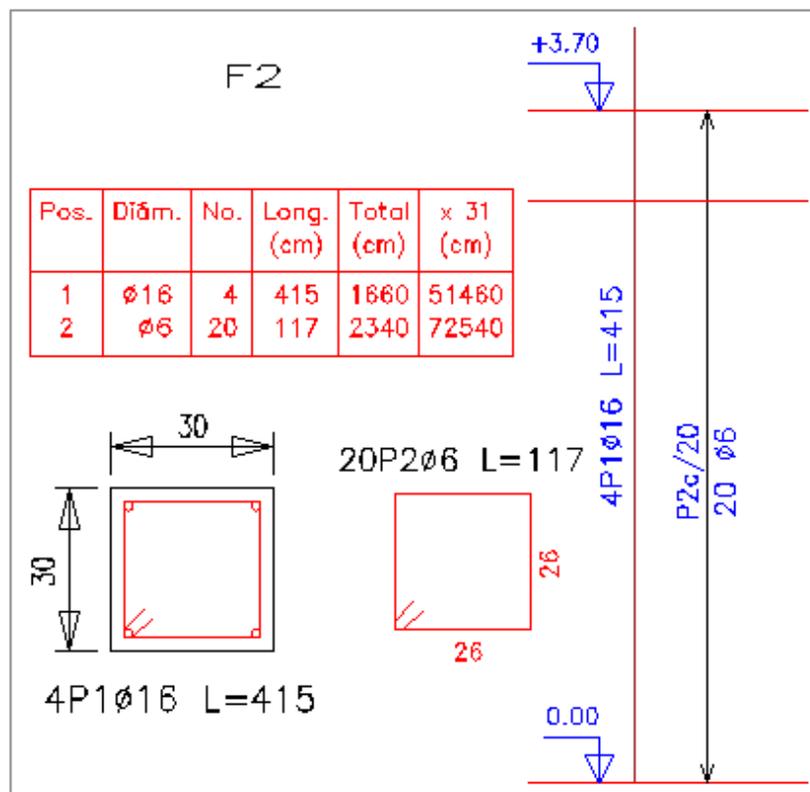
Adoptamos un $\phi = 6\text{mm}$ para los estribos.

Por lo tanto:

Se utilizara $\phi 6\text{ c}/20$

Los estribos deben colocarse en toda la altura de la columna, inclusive en los nudos con las vigas.

FIGURA 3.24. ARMADO DE LA COLUMNA.

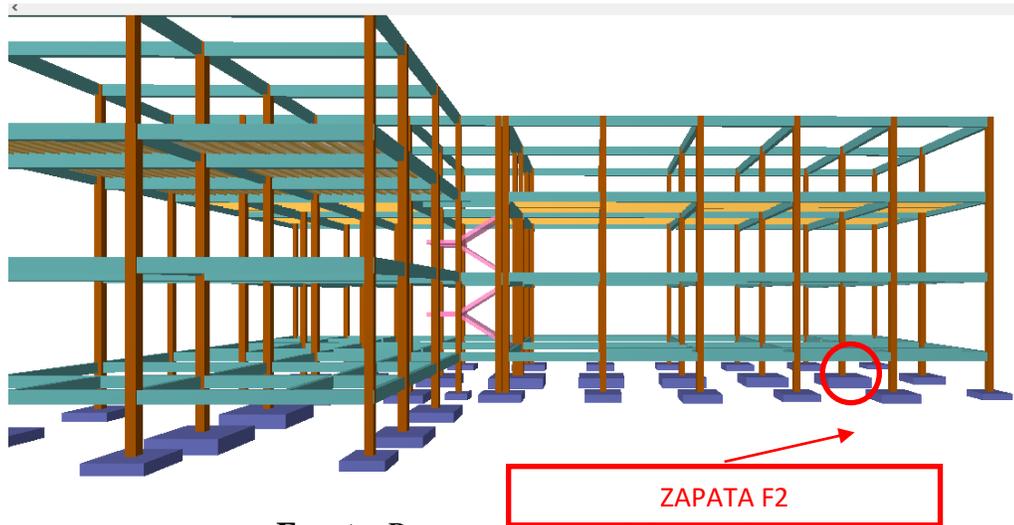


Fuente: Elaboración propia.

3.6.3.3. Fundaciones.

Se realizará una verificación manual de cálculo del elemento seleccionado, en este caso será la zapata F2.

FIGURA N°3.25. ZAPATA SELECCIONADA PARA EL ANALISIS.



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Datos:

$$N = 769.4000 \text{ KN}$$

$$M_x = -0.1000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 4.2000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V_x = 8.3000 \text{ KN}$$

$$V_y = 8.6000 \text{ KN}$$

$$a_0 = 0.3000 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.3000 \text{ m}$$

$$\sigma_{adm} = 150.0000 \text{ KN/m}^2$$

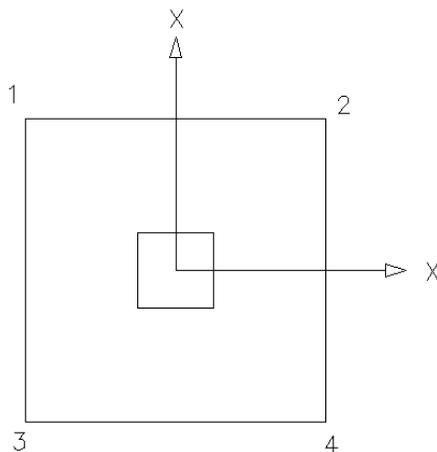
$$f_{ck} = 25,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

Resistencia característica del hormigón

límite de fluencia del acero

FIGURA N° 3.26. ESQUEMA DE CÁLCULO DE LA ZAPATA AISLADA.



Fuente: Elaboración propia

Determinación del f_{yd} y f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón y el acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,666.6667 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,782.6087 \text{ KN/m}^2$$

Para calcular el peso propio de la Zapata, se asume un valor igual al 5% del total de la carga N por lo tanto el peso total será:

$$N_T = 1.0500 \cdot N = 807.8700 \text{ KN}$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, se encuentra el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}} = 5.3858 \text{ m}^2$$

Se escoge un área mayor a la necesaria, y se determina las siguientes dimensiones:

$$a = 2.4000 \text{ m}; b = 2.4000 \text{ m} \text{ ----- } A = 5.7600 \text{ m}^2$$

$$A_{nec} < A$$

Para comprobar si las dimensiones cumplen, se verifica la esquina:

$$\sigma_{\max} = \frac{p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\max} = 142.7726 \text{ KN/m}^2 \leq 150 \text{ KN/m}^2$$

Zapata a compresión.

Determinación de la altura de la zapata, teniendo en cuenta que no tenga problemas con el punzonamiento, se recomienda adoptar una altura mayor o igual a las dimensiones de la columna.

$$f_{vd} = 0.5 \sqrt{f_{cd}} = 6.4550 = 645.5000 \text{ KN/m}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{\text{real}}} = 10.7580$$

Reemplazando en:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 0.4007 \text{ m}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 0.3764 \text{ m}$$

* Adoptamos un canto útil de 0.4000 m (por fines constructivos).

* Un recubrimiento de 0.0500 m.

Entonces la altura de la zapata será de 0.4500 m

Calculo del peso propio de la zapata

$$P \cdot P_{\text{zapata}} = \gamma_{H^2} \cdot \text{Volumen} = 64.8000 \text{ KN}$$

El peso total será:

$$P = N + P \cdot P_{\text{zapata}} = 834.2000 \text{ KN}$$

La fuerza cortante actuante en la zapata, genera un momento flector, y este actúa en conjunto con el momento flector inicial.

$$M_{ox} = M_x \pm V_y \cdot h = 3.7700 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_x \cdot h = 7.9350 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Los esfuerzos generados en la zapata serán.

$$\sigma_1 = \frac{p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Mx}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot My}{b \cdot a^2} = 139.7461 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot My}{b \cdot a^2} = 143.0187 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Mx}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My}{b \cdot a^2} = 146.6341 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My}{b \cdot a^2} = 149.9067 \text{ KN/m}^2$$

Se puede observar que la zapata no tiene tracción y toda la sección trabaja a compresión.

Verificación al vuelco. $\gamma_{Va} = \frac{P \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1.5000$

$$\gamma_{Va} = 265.5279 \geq 1.5000 \text{ cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{P \cdot b/2}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1.5000$$

$$\gamma_{Vb} = 126.1550 \geq 1.5000 \text{ cumple}$$

Verificación al deslizamiento

Para suelo con cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N + PP_{zap}) + A \cdot c_d}{V} \geq 1.5000$$

C = Cohesión del suelo $c_d = 0.5 * c$

Para suelo arcilloso limoso firme $c = 0.1$

$$97.0102 \geq 1.5000 \text{ cumple}$$

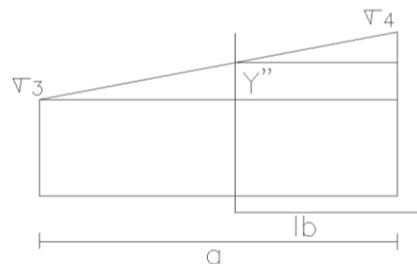
Cálculo de la armadura:

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego encontramos el momento (M_e) a una distancia de 0.1500 m de la cara de la columna del bloque más comprimido.

Para el lado ‘a’ en dirección x

FIGURA N° 3.27. MOMENTO EN EL LADO A.



Fuente: Elaboración propia

Por relaciones trigonométricas tenemos:

$$l_b = \frac{a - a_0}{2} + 0.1500 \cdot a_0 \Rightarrow l_b = 1.0950 \text{ m}$$

$$Y'' = (a - l_b) \cdot \frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} = 1.7795 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a = Y'' + \sigma_3 \Rightarrow \sigma_a = 148.4136 \text{ KN/m}^2$$

El momento será:

$$M_a = \frac{\sigma_a \cdot l_b^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_a) \cdot l_b}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_b\right) = 89.5726 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Cálculo del momento mayorado:

$$M_{da} = 1.6 \cdot M_a = 143.3161 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Determinación del momento reducido de cálculo y la cuantía mecánica:

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0537$$

$$w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d) = 0.0509$$

El área de armadura necesaria será:

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0008 \text{ m}^2 = 7.8047 \text{ cm}^2$$

Determinamos la cuantía mínima $w_{s \text{ mín}}$, y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$w_{s \text{ mín}} = 0.0015$$

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b \cdot d = 0.0006 \text{ m}^2 = 6.0000 \text{ cm}^2$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

$$A_s = 7.8047 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y el número de barras:

CUADRO N° 3.14. DIAMETRO Y AREA DEL ACERO ESTRUCTURAL.

Ø (mm)	Área (cm ²)	N° de barras	N° de barras adoptado
12	1,1310	7.6110	8
16	2,0110	3.5200	4

Fuente: Elaboración propia

Asumiendo para diámetro de 16 mm. Para una L = 1.0000 m ----- 5 barras

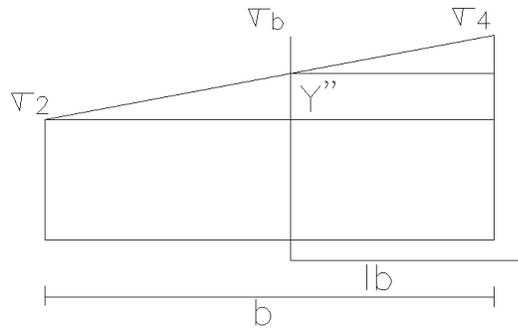
Espaciamiento = 0.2500 m

Por lo tanto.

Se utilizara Ø16 c/25 cm

Para el lado ‘b’ en dirección y

FIGURA N° 3.28. MOMENTO EN EL LADO B.



Fuente: Elaboración propia

Por relaciones trigonométricas tenemos:

$$l_b = \frac{a - a_b}{2} + 0.150 \cdot a_0 = 1.0950 \text{ m}$$

$$Y'' = (a - l_b) \cdot \frac{\sigma_4 - \sigma_2}{a} = 3.7454 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = Y' + \sigma_2 = 146.7641 \text{ KN/m}^2$$

El momento será:

$$M_b = \frac{\sigma_b \cdot l_b^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_b) \cdot l_b}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_b\right) = 89.2429 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Cálculo del momento mayorado:

$$M_{db} = 1.600 \cdot M_b = 142.7887 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0535$$

$$w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d) = 0.0507$$

El área de armadura necesaria será:

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0008 \text{ m}^2 = 7.7740 \text{ cm}^2$$

Determinamos la cuantía mínima $w_s \text{ mín}$, y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$w_s \text{ mín} = 0.0015$$

$$A_s \text{ mín} = w_s \text{ mín} \cdot b \cdot d = 0.0006 \text{ m}^2 = 6.0000 \text{ cm}^2$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

$$A_s = 7.7740 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y el número de barras:

CUADRO N° 3.15. DIAMETRO Y AREA DEL ACERO ESTRUCTURAL.

Ø (mm)	Área (cm ²)	N° de barras	N° de barras adoptado
12	1,131	7.345	8
16	2,011	4.129	4

Fuente: Elaboración propia

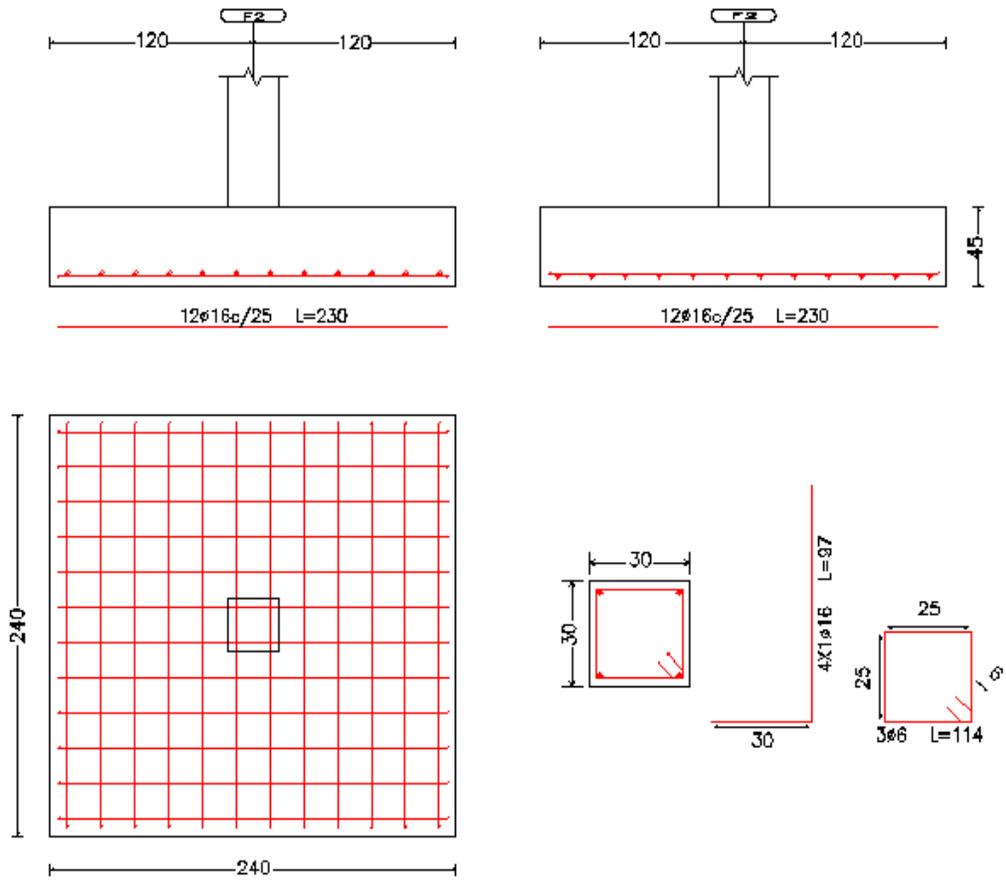
Asumiendo para diámetro de 16 mm. Para una L = 1.0000 m ----- 4 barras

Espaciamiento = 0.2500 m

Por lo tanto:

Se utilizara Ø16 c/25cm

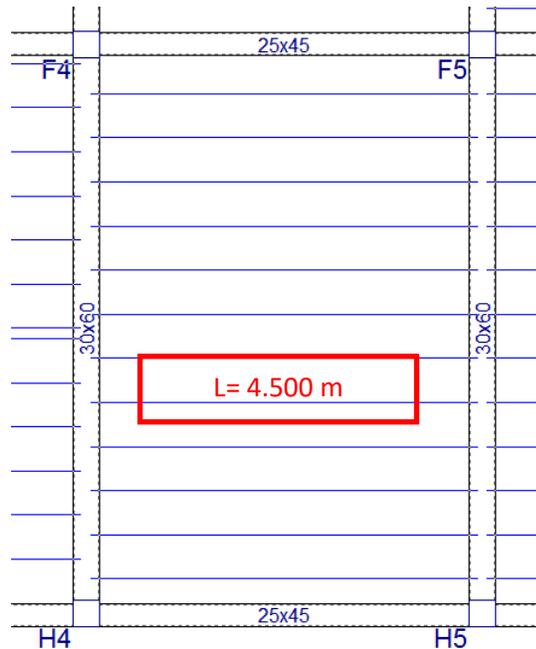
FIGURA N° 3.29. ARMADO DE LA ZAPATA.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.3.4. Diseño de la losa alivianada.

FIGURA N° 3.30. LOSA ALIVIANADA SELECCIONADA PARA EL ANALISIS.



Fuente: Paquete estructural CIPECAD

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de Plastoform.
- Losa superior de hormigón.

Hormigón.- La práctica actual pide una resistencia de 35000 a 50000 KN/m^2 para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 20000 a 25000 KN/m^2 aproximadamente.

Adoptándose las siguientes resistencias características:

$$f'_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2 = 35,000.0000 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Hormigón pretensado.}$$

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 = 25,000.0000 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Hormigón armado.}$$

Acero.- El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir preesfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto presforzado.

La tensión de rotura última del acero pretensado (Según la guía de productos: CONCRETEC), es:

$$f_{pmax k} = 18,000.0000 \text{ kg/cm}^2 = 1'800,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

Luz de cálculo.- La luz de cálculo de cada tramo de forjado se medirá, entre ejes de los elementos de apoyo.

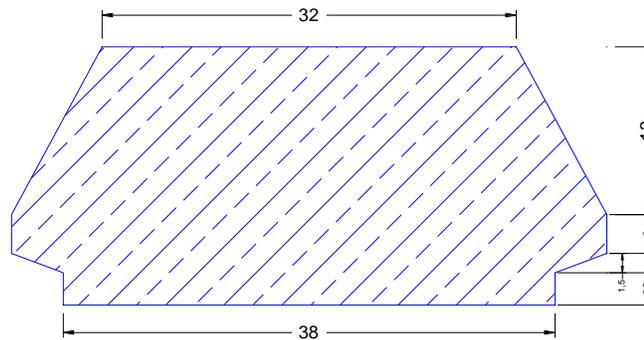
Las viguetas se dispondrán enfrentadas entre sí y apoyadas en un mínimo de 5 cm.

$L = 4.500 \text{ m}$ Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.

Propiedades geométricas de los materiales:

- **Dimensiones del plastiform.-** 20x46x100 (Según la guía de productos: CONCRETEC).

FIGURA N° 3.31. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL PLASTIFORM.



Fuente: Elaboración propia

- **Dimensiones de la vigueta pretensada.-** (Según la guía de productos: CONCRETEC).

Armadura: Variable en función de: Cargas actuantes, espesor de la losa, longitud de viguetas y complementos.

Altura: 12 cm = 0.1200 m

Ancho: 12 cm = 0.1200 m

- **Cálculo del ancho efectivo (b_e)**

Se puede asumir que es igual al caso de vigas en T

De forma aproximada puede suponerse que, en la cabeza de compresión, el ancho efectivo del ala es igual al ancho del nervio más un quinto de la distancia entre puntos de momento nulo, sin sobrepasar la anchura real del ala, de este modo se tiene que:

$$b_e = b_o + \frac{1}{5} * l_o \leq b$$

b_e : Ancho efectivo (cm).

$b_o = 0.0400 \text{ m}$ Ancho del nervio de la vigueta pretensada.

$l_o = 4,5000 \text{ m}$ Luz entre puntos de momentos nulos.

$b = 0.5000 \text{ m}$ Separación real entre viguetas.

$$b_e = 94,0000 \text{ cm} = 0.9400 \text{ m}$$

Como en ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas, entonces se tiene que:

$$b_e = 50,0000 \text{ cm} = 0.5000 \text{ m}$$

- **Cálculo de la relación modular ó coeficiente de equivalencia.-**

Los esfuerzos elásticos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad. Si se desea transformar del hormigón armado al hormigón pretensado:

$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} * f_{cp} \quad \rightarrow \quad f_c = n * f_{cp}$$

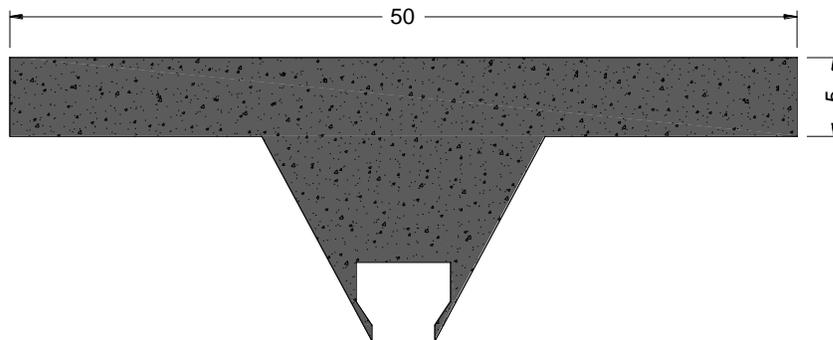
$f_c; E_c$: Esfuerzo, modulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

$f_{cp}; E_{cp}$: Esfuerzo, modulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.

n : Relación modular de los concretos, donde el concreto colocado in situ de menor calidad.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{cp}}} = 0,8450$$

FIGURA N° 3.32. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA CARPETA DE HORMIGON IN SITU.



Fuente: Elaboración propia

$$A_c = 366.5000 \text{ cm}^2 = 0.0370 \text{ m}^2 \quad \text{Área de la sección compuesta.}$$

$$I_{xc} = 4642.0000 \text{ cm}^4 = 0.00004642 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inercia con respecto del eje } x.$$

Base con una resistencia de $350 \text{ kg/cm}^2 = 35,000.0000 \text{ KN/m}^2$

$$b_{tr} = n * b = 42.2580 \text{ cm} = 0.4230 \text{ m}$$

Para la carpeta de hormigón colado in situ:

$I_{250} = 4642.0000 \text{ cm}^4 = 0.00004642 \text{ m}^2$ Momento de inercia con respecto del eje x . $n = 0,8450$ Coeficiente modular.

$$I_{350} = I_{250} * n = 3922.4900 \text{ cm}^4 = 0.00003922 \text{ m}^4$$

$$I_{350} = \frac{b * h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{I_{350} * 12}{btr}} = 10.366 \text{ cm} = 0.1040 \text{ m}$$

Acciones de cargas considerada sobre la losa alivianada.- Resumen de cargas consideradas sobre la losa alivianada (del Apartado 3.7.1 del presente proyecto):

$$P_{\text{carga por entrepiso}} = 1.1230 \text{ KN/m}^2$$

$$PP_{\text{peso propio de la losa}} = 2.6300 \text{ KN/m}^2$$

$$SC_{\text{sobrecarga viva}} = 5.0000 \text{ KN/m}^2$$

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas: $L = 450.0000 \text{ m}$

Separación entre viguetas: $b = 0,5000 \text{ m}$

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

$$\text{Carga muerta: } CM = 1.8770 \text{ KN/m}$$

$$\text{Sobrecarga viva: } SC = 2.5000 \text{ KN/m}$$

La carga característica total sobre la vigueta es:

$$qk = 4.3770 \text{ KN/m} \quad \text{Cargas de servicio.}$$

$$qd = 1.6000 * 4.3770 = 7.0030 \text{ KN/m} \quad \text{Cargas ponderadas.}$$

Limitación de la fuerza de pretensado inicial.

La fuerza de pretensado inicial, P_o , ha de proporcionar en las armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0,7500 * f_{p \max k}$$

$$0,9000 * f_{pk}$$

$f_{p \max k} = 1'800,000.0000 \text{ KN/m}^2$ Tensión de rotura ultima del acero de pretensado, obtenida de la Guía Técnica de CONCRETEC.

$$0,75 * f_{p \max k} = 0,75 * 1'800,000.000 = 1'350,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

$$0,90 * f_{pk} = 0,90 * f_{pk} = 450,000.000 \text{ KN/m}^2$$

Por la tanto se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de presfuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de:

$$f_{ps} = 1'350,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

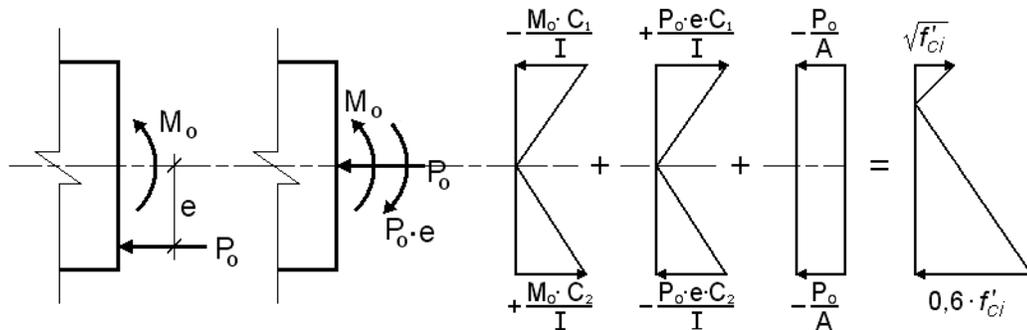
Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días.

Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad el hormigón tendrá una resistencia del 80% de la prevista a los 28 días:

$$f'_{ci} = 0,80 * 35000 = 28,000.000 \text{ KN/m}^2$$

Inecuaciones básicas para el cálculo de los esfuerzos elásticos a flexión en vigas no agrietadas.

FIGURA N° 3.33. ESFUERZOS ELASTICOS EN UNA VIGA PREESFORZADA SIN AGRIETAR.



Fuente: Nilson Arthur H. “Diseño de Estructuras de Concreto, Duodécima Edición”

El procedimiento adoptado para el diseño del elemento, es el basado en la aproximación de esfuerzos, tan cerca como sea posible, de los esfuerzos límites, bajo los estados de carga que controlan el diseño.

Tensiones en las fibras superior e inferior de la viga donde los esfuerzos de compresión son de signo negativo:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{t = 0} \quad f_{10} &= -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 * e_0) * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti} \\
 f_{20} &= \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 * e_0) * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} \\
 \mathbf{t = \infty} \quad f_{1\infty} &= -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\beta * P_0 * e_\infty) * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta * P_0}{A_\infty} \geq f_{cf} \\
 f_{2\infty} &= \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\beta * P_0 * e_\infty) * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta * P_0}{A_\infty} \leq f_{tf}
 \end{aligned}$$

Dónde:

M_0 : Momento debido a peso propio de la vigueta (estado inicial) (*kgcm*).

M_T : Momento debido a la totalidad de las cargas (*kgcm*).

C_1 : Brazo mecánico superior (*cm*).

C_2 : Brazo mecánico inferior (*cm*).

I_c : Momento de inercia en la sección con respecto al eje que pasa por el centro de gravedad de la sección (*cm⁴*).

A_c : Área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante (*cm²*).

P_0 : Fuerza de pretensado inicial (*kg*).

e : Excentricidad máxima de los cables de pretensado con respecto al *cg* (*cm*).

β : Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a largo plazo.

f_{ti} : Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la trasferencia (kg/cm^2).

f_{ci} : Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la trasferencia.

f_{cf} : Esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

f_{tf} : Esfuerzo de tensión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas (kg/cm^2).

f'_c : Resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño (kg/cm^2).

f'_{ci} : Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensada (kg/cm^2).

Esfuerzos permisibles del hormigón.

La normativa norteamericana ACI, muy distinta a la europea en este tema en concreto, es del máximo interés al estar basado en una intensa experimentación y en una larga experiencia de uso. Las limitaciones sugeridas son:

$$f_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}} = 1,338.7000 \text{ Kg/cm}^2 = 133,870.0000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{ci} = -0,6 * f'_{ci} = -16,800.0000 \text{ Kg/cm}^2 = -1'680,000.000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{cf} = -0,45 * f'_c = -15,750.0000 \text{ kg/m}^2 = -1'575,000.000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{tf} = 1,6 * \sqrt{f'_c} = 2,993.3000 \text{ kg/cm}^2 = -299,330.000 \text{ KN/m}^2$$

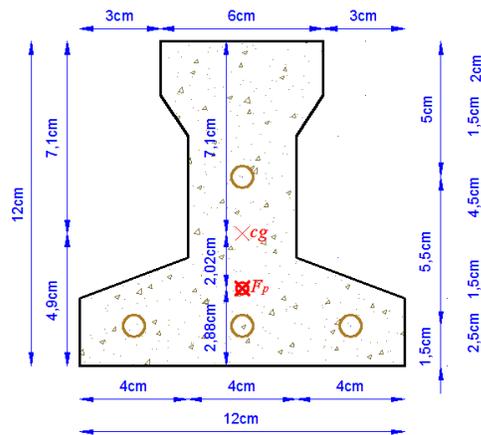
Consideraciones de las inecuaciones de condición:

- Se define una sección de la vigueta (Véase figura 3.30; según guía de productos CONCRETEC)

- Se asume inicialmente la cantidad de armadura a usar, y de esta se comienza a realizar un proceso iterativo hasta hallar la sección óptima y la fuerza de pretensado.

Determinándose de este modo la siguiente sección:

FIGURA N° 3.34. PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA DE PRETENSADO (F_p) CON RESPECTO AL CENTRO DE GRAVEDAD.



Fuente: Elaboración propia

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i * d}{\sum A_i} = \frac{0,126 * 3 * 1,5 + 0,126 * (1,5 + 5,5)}{0,126 * 4}$$

$$y_{cp} = 2.8750 \text{ cm} = 0.0287 \text{ m}$$

- El momento M_0 provocado por el peso propio de la viga:

$$\gamma_{H^2A^2} = 25.0000 \text{ KN/m}^3$$

$$A_{vigüeta} = 79.5000 \text{ cm}^2 = 0.0079 \text{ m}^2$$

$$q = \gamma_{H^2A^2} * A_{vigüeta} = 0.1990 \text{ KN/m}$$

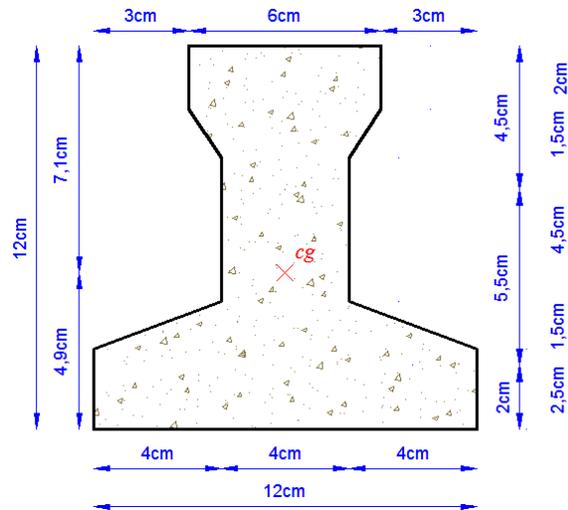
$$l = 450 \text{ cm} = 4.5000 \text{ m}$$

$$M_0 = q * \frac{l^2}{8} = 0.5040 \text{ KN} * \text{m}$$

a) Verificación de las incuaciones de condición cuando solo actúan las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado:

Cálculo de las características geométricas:

FIGURA N° 3.35. CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DE LA VIGUETA PRETENSADA.



Fuente: Elaboración propia

$A_{c0} = 79.5000 \text{ cm}^2 = 0.0079 \text{ m}^2$ Área de la sección transversal de la viga.

$C_{10} = 7.1040 \text{ cm} = 0.0710 \text{ m}$ Brazo mecánico superior.

$C_2 = 4.8960 \text{ cm} = 0.0490 \text{ m}$ Brazo mecánico inferior.

$I_{xc0} = 1115.456 \text{ cm}^4 = 0.00001115 \text{ m}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x .

$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2 = 35,000.0000 \text{ KN/m}^2$ Resistencia característica del H°P° a los 28 días.

$e_0 = 4,8960 - 2,8750 = 2,0219 \text{ cm} = 0.0202 \text{ m}$

Realizando operación y reemplazando en las inecuaciones se tiene que:

$$t = 0$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 * e_0) * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 * e_0) * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

Cumpléndose que:

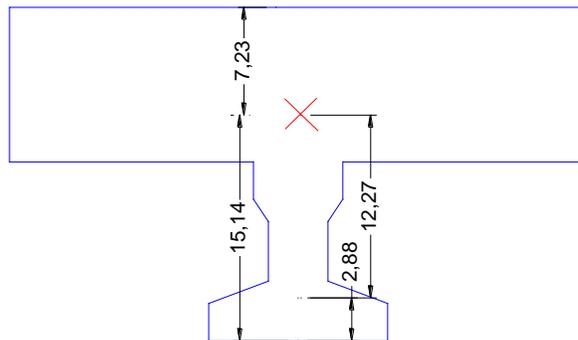
$$f_{10} \leq f_{ti} \quad -3,011.3000 \leq 1,339.0000 \text{ Cumple.}$$

$$f_{20} \geq f_{ci} \quad -12,342.9000 \geq -16,800.0000 \text{ Cumple.}$$

b) **Calculo de momento que resiste la vigueta en la situación de servicio:**

Toda la sección con una resistencia de $f_{cp} = 350 \text{ Kg/cm}^2 = 35000 \text{ KN/m}^2$.

FIGURA N° 3.36. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA.



Fuente: Elaboración propia

$A_{\infty} = 482.0000 \text{ cm}^2 = 0.0482 \text{ m}^2$ Área de la sección compuesta homogeneizada.

$C_{1\infty} = 15.1400 \text{ cm} = 0.1510 \text{ m}$ Brazo mecánico superior.

$$C_{2\infty} = 7.2300 \text{ cm} = 0.0723 \text{ m} \quad \text{Brazo mecánico inferior.}$$

$$I_{\infty} = 14,780,55 \text{ cm}^4 = 0.0001478 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inercia con respecto del eje } x.$$

$$\beta = 0,8000 \quad \text{Factor de pérdidas a largo plazo.}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 = 35,000.0000 \text{ KN/m}^2$$

Resistencia característica de
compresión a los 28 días.

$$e_{\infty} = 15.1400 - 2.8750 = 12.2600 \text{ cm} = 0.1230 \text{ m}$$

Excentricidad desde el eje neutro de la sección compuesta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Calculo de la fuerza de pretensado inicial

$$P_0 = 4 * f_{ps} * A_{ps} (\phi 4) = 6785.8400 \text{ Kg} = 67.8580 \text{ KN}$$

Reemplazando y realizando operación en las inecuaciones de la etapa de tiempo infinito, se tiene que:

Cumpléndose que:

$$f_{cf} = -0.4500 * f'_c = -157.5000 \text{ kg/cm}^2 = 15,750.0000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{tf} = 1,6 * \sqrt{f'_c} = 29.9300 \text{ kg/cm}^2 = 2,993.0000 \text{ KN/m}^2$$

$$t = \infty \quad f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{(\beta * P_0 * e_{\infty}) * C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\beta * P_0}{A_{\infty}} \geq f_{cf}$$

$$M_T = 209,320.7880 \text{ kg cm} = 20.9320 \text{ KN m}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{(\beta * P_0 * e_{\infty}) * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\beta * P_0}{A_{\infty}} \leq f_{tf}$$

$$M_T = 150,767.4570 \text{ kg cm} = 15.0770 \text{ KN m}$$

Calculo del momento máximo que deberá resistir la losa alivianada.- Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados:

$$q = 437.7000 \text{ kg/m} = 4.3770 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Cargas de servicio.}$$

$$M_d = q * \frac{l^2}{8} = 110,792.813 \text{ kg cm} = 11.0790 \text{ KN/m}^2$$

Como:

$$M_d = 11.0790 \text{ KN m} \leq M_T = 15.0770 \text{ KN m} \quad \text{cumple}$$

Cálculo de la armadura de distribución.-

En la carpeta de compresión de hormigón se colocará una armadura de distribución constituida por barras separadas como máximo de 30 cm, y en dirección perpendicular a las viguetas, cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Dónde:

$h_o = 5 \text{ cm} = 0.0500 \text{ m}$: Espesor de la losa de hormigón en el centro de la pieza.

$f_{yd} = 4347.8260 \text{ kg/cm}^2 = 434,782.6000$: Resistencia de cálculo de la armadura de reparto.

$$A_s \geq 0.5750 \geq 0.4600$$

Por lo tanto la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0.575 \text{ cm}^2 = 0.0000575 \text{ m}^2$$

$$\emptyset = 6 \text{ mm} ; A_s \phi 6 = 0.2830 \text{ cm}^2$$

Se considerara un diametro mnimo de las barras de: y una separacion entre barras de 30 cm como máximo.

El numero de barras necesarias por cada metro es de ($N^{\circ} Fe$):

$$N^{\circ} Fe = \frac{A_s}{A_{s\phi6}} = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s\phi10} = 3 * 0.2830 \text{ cm}^2 = 0.8490 \text{ cm}^2 = 0,0000849 \text{ m}^2$$

Dónde: **0.0000849 > 0.0000575 Satisfactorio.**

Por lo tanto se utilizaran: 3 Ø 6 mm c/30 cm

La armadura de reparto es para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones en su plano. Por lo que estas armaduras se dispondran como una parrilla, formando recuadros de 30x30 cm

Verificación de la deflexión.-

Si la fuerza de pretensado se conoce con precisión, si los materiales se esfuerzan dentro de sus rangos elásticos, y si el concreto permanece sin agrietarse, entonces el cálculo de la flexión de un miembro presforzado no presentará ninguna dificultad especial. Se calculará la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro en flexión, y se sobrepone a la deflexión del presfuerzo.

La deflexión máxima permisible es de $L/400$, por lo tanto se deberá cumplir que:

$$\Delta_{pp} + \Delta_{ps} \leq L/400$$

Deflexión debida a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple, es:

$$q = 700.3 \text{ kg/m} = 7.003 \text{ KN/m}$$

$$E_c = 27,5336.6000 \text{ kg/cm}^2 = 27'533,616.0000 \text{ KN/m}^2$$

$$l = 450 \text{ cm} = 0.4500 \text{ m}$$

$$I_{xc} = 14,780.5500 \text{ cm}^4 = 0.000148 \text{ m}^4$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E_c * I_{xc}} = 0.9190 \text{ cm} = 0.0092 \text{ m}$$

Deflexión debida a la fuerza de pretensado.-

Esta es considerada como favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba.

$$P_g = 5,428.6700 \text{ kg} = 54.2890 \text{ KN} \quad \text{Fuerza de pretensado efectivo.}$$

$$e = 12.2700 \text{ cm} = 0.1230 \text{ m}$$

$$E_c = 275,336.1600 \text{ kg/cm}^2 = 27'533,616.000 \text{ KN/m}^2$$

$$l = 450 \text{ cm} = 0.4500 \text{ m} \quad I_{\infty} = 14,780.5500 \text{ cm}^4 = 0.000148 \text{ m}^4$$

$$\Delta_{ps} = -\frac{1}{8} * \frac{P_g * e * l^2}{E_c * I_{\infty}} = -0.4140 \text{ cm} = 0.0041 \text{ m}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de deflexión permisible:

$$\Delta_{pp} + \Delta_{ps} = 0.00505 \text{ m}$$

$$\frac{L}{400} = \frac{450}{400} = 1,125 \text{ cm} = 0.01125 \text{ m}$$

$$0.5050 \text{ cm} \leq 1.1250 \text{ cm}$$

$$0,0051 \text{ m} \leq 0.0113 \text{ m} \quad \text{cumple}$$

3.7. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

3.7.1 especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas se muestran a detalle en el anexo A - 7 del presente proyecto.

3.7.2 Precios unitarios.

El detalle de los precios unitarios se los puede ver en el anexo A - 3.

3.7.3 Cómputos métricos.

Los resultados de los cómputos métricos de los ítems contemplados fueron calculados de acuerdo su unidad correspondiente y a detalle. Puede verse en el anexo A - 2.

3.7.4 Presupuesto.

El presupuesto parcial de la obra (excluyendo instalaciones) asciende a TRES MILLONES SETECIENTOS TREINTA Y UN MIL CIENTO VEINTICINCO 06/00 BS. esto implica aproximadamente 265.8040 \$us/m² de construcción, sin tomar en cuenta los que son las instalaciones. El detalle por costo de ítem véase en anexo A-4.

3.7.5 Cronograma de obras.

El cronograma de ejecución fue elaborado de acuerdo al capítulo anterior, con la ayuda del software Microsoft Project, dando en total 343 días calendario de ejecución, para ver más detalles ver el anexo A – 6.

CAPITULO IV
APORTE ACADEMICO

4.-APORTE ACADEMICO

El aporte académico del estudiante consiste en la comparación técnica-económica de una losa aligerada con perfiles metálicos galvanizados VMU-02 contra una losa aligerada con viguetas pretensadas.

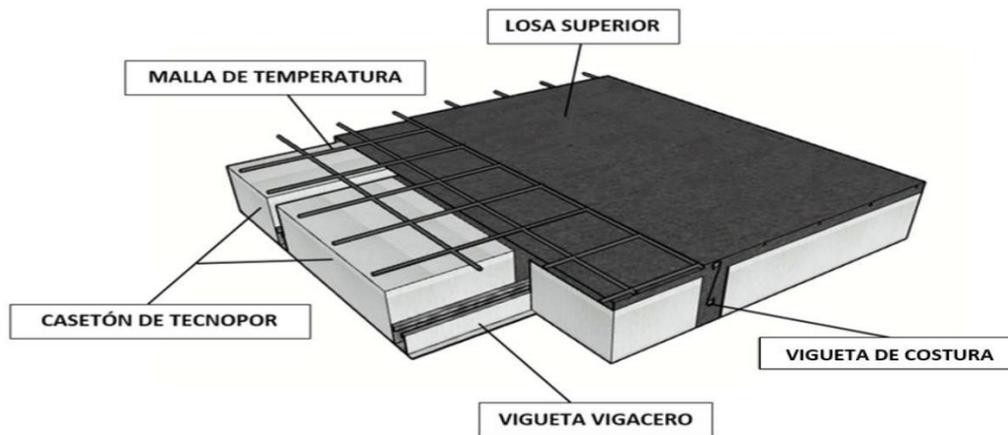
4.1 Marco teórico del aporte académico.

4.1.1. Sistema de viguetas metálicas prefabricadas.

El sistema de techo aligerado con viguetas prefabricadas de acero galvanizado es un techo de concreto armado aligerado probado y ha sido desarrollado para realizar losas de entrepisos más resistentes, a los sismos, es de fácil instalación al no requerir encofrado tradicional, consiguiendo ser de gran ayuda en edificios.

La parte estructural del sistema está constituida por viguetas prefabricadas de acero de diseño especial y que constituyen el refuerzo positivo y el encofrado de las losas aligeradas, estas viguetas soportan tanto los casetones de poliestireno y el concreto.

FIGURA N° 4.1: ISOMETRICO DE LA LOSA ALIGERADA CON PERFILES METALICOS VIGAMAX.



Fuente: ficha técnica de Vigamax.

Debido a la gran resistencia de las viguetas prefabricadas de acero galvanizado, el sistema no requiere encofrado en luces menores a 4.500 m y en caso de luces mayores de hasta 8.00 m solo requiere un mínimo apuntalamiento

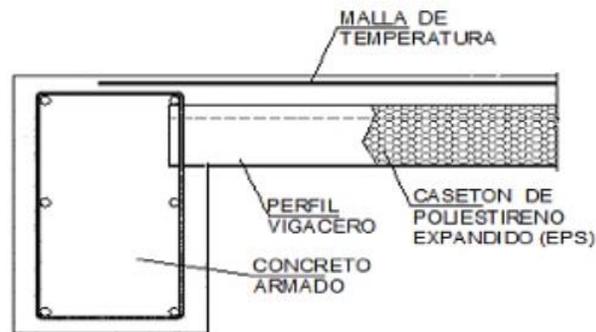
FIGURA N° 4.2. INSTALADO DE LOSA ALIGERADA.



Fuente: ficha técnica de Vigamax.

En la parte superior de los casetones se colocan las instalaciones eléctricas sanitarias, la malla de temperatura y el acero negativo (opcional para espesores de losas continuas superiores a 20.000 cm), luego del vaciado de concreto la losa aligerada tiene una sección compuesta por concreto y acero que forman un diafragma rígido juntamente con las vigas de borde, y donde todos sus componentes están integrados mediante adherencia mecánica.

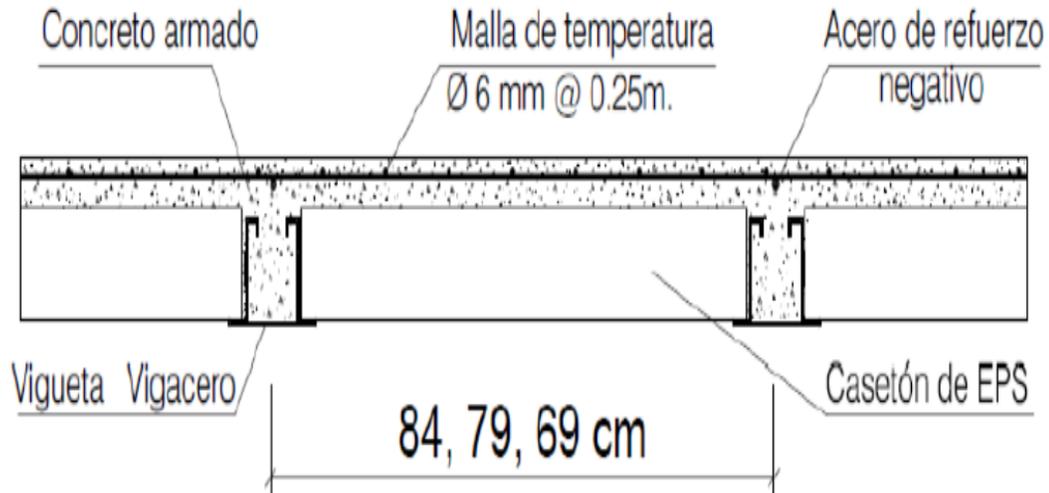
FIGURA N° 4.3. CONEXIÓN VIGUETA CON VIGA DE CONCRETO.



Fuente: ficha técnica de Vigamax.

El sistema es muy flexible a diversos tipos de acabados en su cielo raso y pueden ser utilizados en forma horizontal o inclinada (techos en climas con lluvia o nieve intensa).

FIGURA N° 4.4. CONEXIÓN VIGUETA CON VIGA DE CONCRETO.



Fuente: ficha técnica de Vigamax.

4.1.2. Usos y ventajas.

El sistema de techos aligerados con viguetas prefabricadas de acero Vigamax se utiliza con todos los sistemas constructivos como el de albañilería confinada, aporticado, sistema dual y estructuras metálicas entre los más utilizados.

4.1.2.1. Principales ventajas.

- Fácil y rápida instalación, reduce significativamente el tiempo de ejecución del techo aligerado y por lo tanto más económico.
- No requiere encofrado en luces menores a 4.500 m y en grandes luces hasta 8.00 m, solo requiere un mínimo apuntalamiento.
- Tiene un 40% menos de peso por metro cuadrado que otros sistemas de techo aligerado.

- Excelente comportamiento sísmico y la vigueta estructural más resistente.
- Se puede utilizar en todos los sistemas constructivos.
- Facilidad de colocación de todo tipo de instalaciones embutidas o suspendidas.
- Se adapta a una gran variedad de acabados. - Mejor comportamiento acústico y térmico, por el uso del EPS de densidad de 0.15KN/m³.

CUADRO N° 4.1. COMPARACION DE RESISTENCIA DE OTRO SISTEMAS DE VIGUETAS PREFABRICADAS.

COMPARACION DE RESISTENCIA CON OTRO SISTEMAS DE VIGUETAS PREFABRICADAS			
TIPOS DE VIGUETAS	VIGA MAX	VIG. PRETENSADA	VIG. TRALICHO
ESPESOR DE LOSA (m)	0.16	0.17	0.17
ESPESOR DE CARPETA COMPRESION (cm)	5	5	5
ESPACIAMIENTO ENTRE EJES DE VIGUETAS (m)	cada 0.84 m	cada 0.60 m	cada 0.50 m
RESISTENCIA	1.265 ton	1.267 ton	0.90 ton

Fuente: ficha técnica de Vigamax.

CUADRO N° 4.2. VENTAJAS Y TECNICAS FUNCIONALES SOBRE OTROS SISTEMAS.

VENTAJAS TECNICAS Y FUNCIONALES			O	X	-
			CUMPLE	No cumple	No aplica
DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS	ALIGERADO CON SISTEMA VIGA MAX	ALIGERADO CON VIG. PRETENSADAS	ALIGERADO CONVENCIONAL	PREFABRICADAS DE CONCRETO ARMADO	LOSAS MACIZAS
Se disminuyen las deflexiones que causan fisuras en la losa	O	O	X	X	
Un mayor espesor proporciona en la losa mayor acustica	O	O	O	O	X
El trabajar con casetones Eps de alta densidad en la losa proporciona mejor acustica	O	X	X	X	-
Por tener mayor separacion de viguetas utiliza menos puntales, esto reduce el tiempo de armado	O	X	X	X	X
La instalacion electrica, sanitaria, facil instalacion	O	O	X	O	-

Fuente: ficha técnica de Vigamax.

CUADRO N° 4.3. VENTAJAS ECONOMICAS SOBRE OTROS SISTEMAS.

VENTAJAS ECONOMICAS			O	X	-
			CUMPLE	No cumple	No aplica
DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS	ALIGERADO CON SISTEMA VIGA MAX	ALIGERADO CON VIG. PRETENSADAS	ALIGERADO CONVENCIONAL	PREFABRICADAS DE CONCRETO ARMADO	LOSAS MACIZAS
Menos encofrados, puntales y nada de soleras	O	O	X	en menor cantidad	X
Paños con luces grandes con menor espesor de losa	O	O	X	O	O
Menor rendimiento de la mano de obra	O	X	-	O	X
Reduce el tiempo de armado, y desencofrado por debido a la inercia de la vigueta	O	O	X	en menor cantidad	X
La vigueta soporta manipulacion sin desperdicios	O	en menor cantidad	X	X	X
Reduce la cantidad de concreto entre 10 al 15% menos	O	x	-	X	-
Fabricacion rapida con una buena distribucion	O	x	-	X	-
Ahorra el 50% de tiempo	O	en menor cantidad	X	O	X

Fuente: ficha técnica de Vigamax.

4.2. Componentes del sistema de viguetas metálicas prefabricadas.

4.2.1. Vigueta de acero galvanizada.

Las viguetas prefabricadas de acero galvanizado por su diseño especial soportan los esfuerzos de tracción a los cuales son sometidas las losas aligeradas y sirven además de encofrado permanente al concreto conjuntamente con los casetones.

Las viguetas son fabricadas a partir de bobinas de acero galvanizado. El galvanizado es un proceso electroquímico por el que se deposita un metal sobre otro mientras que en el caso del acero se aplica a la lámina un baño en caliente de zinc fundido. La película de zinc que se forma sobre el acero lo protege de dos maneras, protección de barrera y protección galvánica (catódica).

FIGURA N° 4.5. VIGUETA DE ACERO GALVANIZADO VIGAMAX.



Dimensiones	h = 90 mm	b = 130 mm
Peso	4.87 kg/m (lineal)	
Espesor	1.5 mm	
Acabado	Galvanizado	
Rendimiento	200 m ² / día	
Calidad del Acero	ASTM A 653	
Fy	min 2520 kg/cm ²	
Luz Libre Máxima	8.00 m	

Fuente: ficha técnica de Vigamax.

FIGURA N° 4.6. PROPIEDADES MECANICAS DE LA VIGUETA.

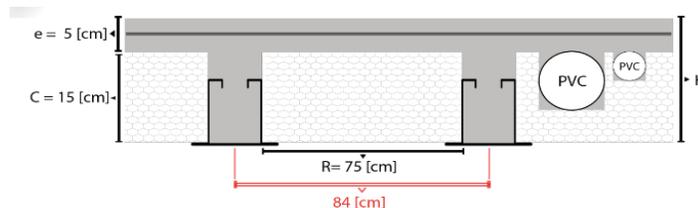
ESPECIFICACIONES DE LA VIGUETA	ESPESOR 1.5 mm (Nominal)
MEDIDAS (cm) (+/- 0.8cm)	h = 9 cm
	b = 13 cm
Peso (kg/m)	4.86
Rendimiento	180 m ² /día
Lux máxima entre apoyos	8 m
Área	6 cm ²
Esfuerzo de fluencia mínimo (Fy)	2530 kg/cm ²
Esfuerzo de fractura mínimo (Fu)	3726 kg/cm ²
Momento de inercia alrededor del eje centroidal horizontal (Ix)	74.37 cm ⁴
Momento elástico de la sección respecto a la fibra superior (Sxt)	12.96 cm ³
Momento elástico de la sección respecto a la fibra inferior (Sxb)	22.78 cm ³
Centro de masa de la vigueta, respecto a la fibra inferior	3.26 cm

Fuente: ficha técnica de Vigamax.

4.2.2. Casetón de poliestireno expandido-EPS.

El poliestireno expandido es un material plástico espumado, derivado del poliestireno y utilizado en el sector del envase y la construcción.

FIGURA N° 4.7. PROPIEDADES DEL CASETON DE PORIESTIRENO.



Características de los casetones EPS	
Dimensiones	Largo: 1 m
	Ancho: 0.75 m
	Espesor: 0.15 m
Peso Maximo (unidad)	1.7 kg
Densidad	15 kg/m ³
Acabado	Liso

Fuente: ficha técnica de Vigamax.

En la construcción, lo habitual es comercializarlo en planchas de distintos grosores y densidades. Asimismo, los casetones se fabrican con poliestireno expandido EPS tipo F y de densidad de 0.15 KN/m^3 . También existen casetones con densidad de 0.25 KN/m^3 , pero serán de menor espesor y serán utilizados en el caso que se requiera hacer retiro de casetones para aumentar la resistencia a la fuerza cortante en la sección de concreto.

También es habitual el uso de bovedillas de poliestireno expandido para la realización de forjados con mayor grado de aislamiento térmico.

Además, la función del casetón de poliestireno expandido EPS, dentro de las losas aligeradas es reducir el peso de la losa, así como servir de encofrado al concreto durante el proceso constructivo. Cabe resaltar que los casetones son diseñados en fábrica para resistir 1 KN/m^2 .

De igual manera, en la obra su manejo es cómodo y sencillo hasta su colocación. Pero se debe evitar su aplastamiento o deterioro durante el almacenaje, además en ellos se realizaran todas las instalaciones eléctricas y sanitarias, a fin de dejar libre las zonas donde el concreto y el acero deben cumplir la función estructural de la losa aligerada.

FIGURA N° 4.8. TIPOS DE CASETONES.

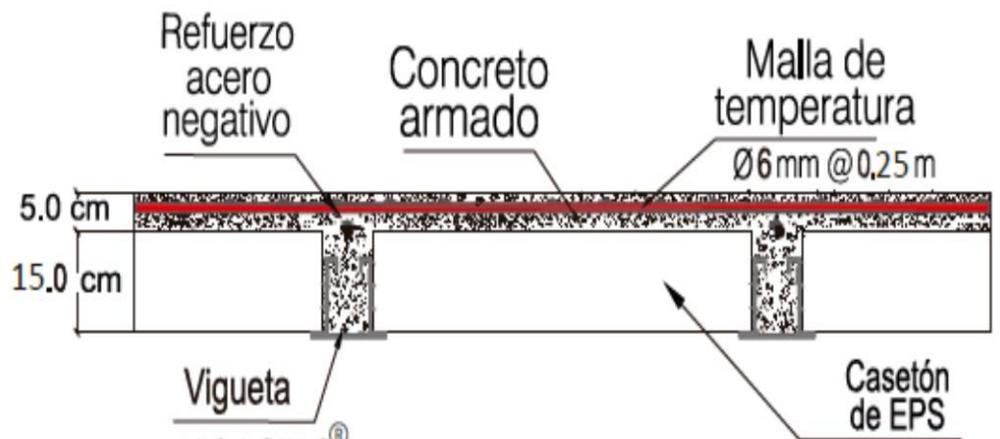


Fuente: Manual técnico de Vigamax.

4.2.3. Acero negativo.

El refuerzo de acero negativo, también llamado bastón o balancín, se coloca colgado de la malla de temperatura y sobre cada vigueta según la longitud y diámetro indicados en el plano estructural de la losa aligerada.

FIGURA N° 4.9. SECCION TRANSVERSAL DE UNA VIGA DE 20 cm.

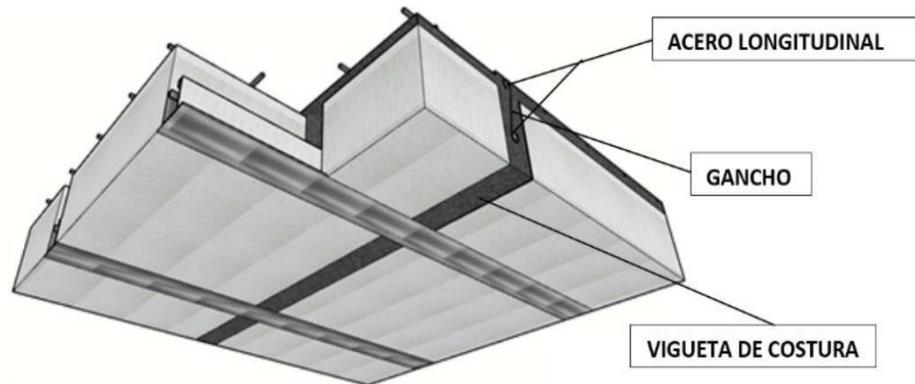


Fuente: Manual técnico de Vigamax.

4.2.4. Vigueta de costura o de amarre.

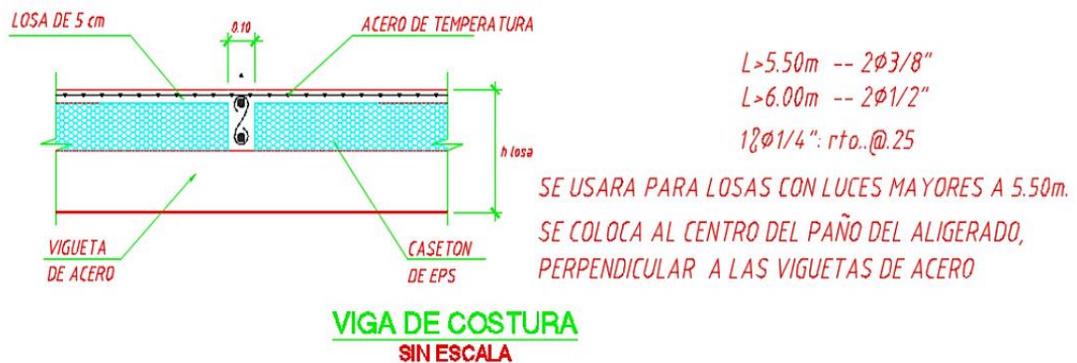
En algunos casos el diseño de la losa aligerada indica la colocación de una vigueta transversal a las viguetas metálicas en los paños grandes de la losa, esta se coloca con el fin de uniformizar la deflexión y repartir las cargas lineales entre todas las viguetas. Para ello se procede con el encofrado respectivo y en esta zona se colocan los aceros superior e inferior indicados en los planos, colgados con alambre de la malla de temperatura. Para luces de 5.5 m se usaran 2φ10mm y para luces mayores de 6 m se usara 2φ12mm.

FIGURA N° 4.10. VISTA INFERIOR DE LA VIGUETA DE COSTURA.



Fuente: Manual técnico de Vigamax.

FIGURA N° 4.11. VIGUETA DE COSTURA SECCION TRANSVERSAL.



Fuente: Manual técnico de Vigamax.

4.2. Diseño del sistema de viguetas metálicas.

4.3.1. Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto.

El diseño se realizara con la siguiente consideración:

Se determinó usar el mismo método de cálculo de deflexiones que el sistema de acero Deck, debido a que en su fórmula incluyen la inercia del componente metálico, variable que determina la rigidez del elemento como encofrado.

4.3.2. Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles.

El diseño se realizara con la siguiente consideración:

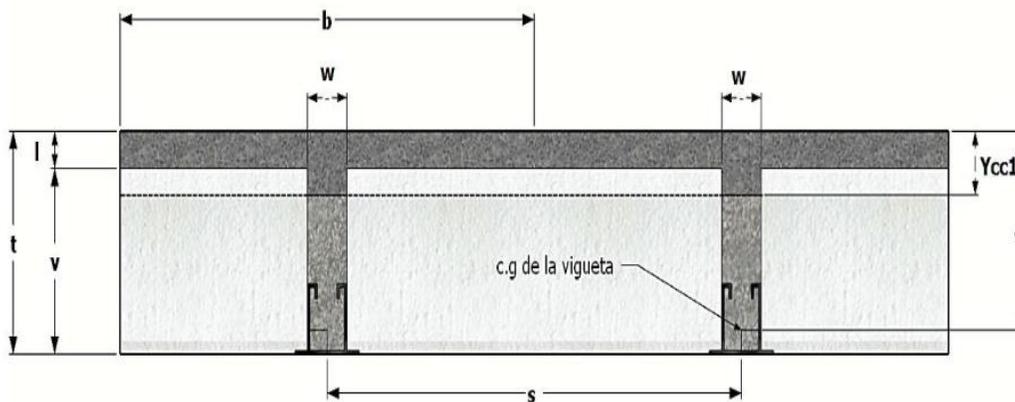
A pesar de que se utilizara el mismo método para hallar los momentos críticos, no se evaluara el caso de la carga puntual de 0.75KN al medio de la luz libre, ya que este caso solo es más crítico que el caso de la carga distribuida de 1 KN/m en luces menores de 1.5 m, y en el diseño del sistema no se presenta esta condición.

4.3.3. Diseño por flexión método de los esfuerzos admisibles como sección compuesta.

El diseño por flexión en el sistema no compuesto. Para hallar el centro de gravedad e inercia de la sección en ambas condiciones. Se tendrá en cuenta las siguientes ecuaciones:

4.3.3.1. Sección transformada.

FIGURA N° 4.12. SECCION FISURADA TRANSFORMADA AGRIETADA.



Fuente: Manual técnico de Vigamax.

Donde:

l : Peralte de la losa (por lo general es 5.000 cm).

v : Peralte de la vigueta de concreto.

d : Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centro de gravedad de la vigueta (peralte efectivo).

t : Peralte total de la losa.

Y_{cg} : Distancia de la fibra inferior al centro de gravedad de la vigueta metálica.

w : Ancho de la vigueta (por lo general 8.000 cm).

b : Ancho de análisis.

Para la sección agrietada del sistema, considerando que en el diseño se pueden dar los siguientes casos:

La sección en compresión sobrepaso el espesor del ala ($Y_{cc1} > 5.000$ cm).

$$Y_{cc1} = \frac{-(l b + n A_s - l w) + \sqrt{(l b + n A_s - l w)^2 - 4 \frac{w}{2} \left(\frac{l^2 w}{2} - \frac{l^2 b}{2} - n A_{sd} d \right)}}{w}$$

La sección en compresión está dentro del ala ($Y_{cc1} < 5.000$ cm).

$$Y_{cc1} = d \left(\sqrt{2 \rho n + (\rho n)^2} - \rho n \right)$$

Con el centro de gravedad formulamos las siguientes ecuaciones para hallar el momento de inercia agrietado I_c dependiendo del caso anterior:

La sección en compresión está dentro del ala ($Y_{cc1} > 5.000$ cm).

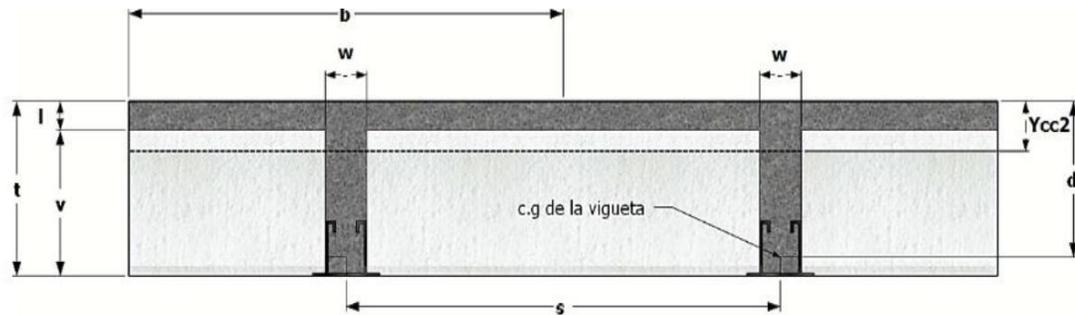
$$I_c = \frac{b l^3}{12} + b l \left(Y_{cc1} - \frac{l}{2} \right)^2 + \frac{w (Y_{cc1} - l)^3}{3} + n I_{sd} + n A_{sd} (d - Y_{cc1})^2$$

La sección en compresión está dentro del ala ($Y_{cc1} < 5.000$ cm).

$$I_c = \frac{b Y_{cc1}^3}{3} + n I_{sd} + n A_{sd} (d - Y_{cc1})^2$$

4.3.3.2. Sección transformada agrietada.

FIGURA N° 4.13. SECCION FISURADA TRANSFORMADA NO AGRIETADA.



Fuente: Manual técnico de Vigamax.

Para la sección no agrietada del sistema se analizara la sección en tres partes: una rectangular, que ser la losa superior de 5.000 cm y la otra que será la sección de la viga de concreto (alma de la viga) y por último la viga prefabricada de acero.

$$Y_{cc2} = \frac{b l \frac{l}{2} + w v \left(\frac{v}{2} + l \right) + (n - 1) A_{sd} d}{(b l) + w v + (n - 1) A_{sd}}$$

Con el centro de gravedad formulamos la ecuación para hallar el momento de inercia no agrietado I_g .

$$I_g = \left\{ \left(\frac{b l^3}{12} \right) + (b l) \left(Y_{cc2} - \frac{l}{2} \right)^2 \right\} + \left\{ \frac{w v^3}{12} + (w v) \left(t - (0.5 v) - Y_{cc2} \right)^2 \right\} + \{ (n - 1) I_{sd} + (n - 1) A_{sd} (d - Y_{cc2})^2 \}$$

4.3.4. Diseño por flexión método de la resistencia ultima.

El estudiante realizo un análisis de la tabla de momentos admisibles brindada por el fabricante, con el fin de determinar el método usado para elaborar esta tabla y así presentar una metodología de diseño y se comprobó que se usó el método de resistencia ultima para su elaboración, el diseño por flexión método de la resistencia ultima con las siguientes consideraciones:

- El área de la vigueta metálica Vigamax es de 6.000 cm², pero ya que este perfil tiene un $F_y=252000 \text{ KN/m}^2$ solo se considerara el área de 3.6 cm² para el diseño debido a que el la comprobación la haremos con un $F_y=500000 \text{ KN/m}^2$.
- Si el área aportante por la vigueta metálica no es suficiente s agregara acero de refuerzo convencional ubicado al medio de la vigueta.

4.3. Diseño del sistema de viguetas metálicas Vigamax.

A continuación, se presenta el diseño detallado para el caso de máxima solicitación con una sobrecarga de 5 KN/m².

FIGURA N° 4.14. PROPIEDADES DE LA VIGUETA.

ESPECIFICACIONES DE LA VIGUETA	ESPELOR 1.5 mm (Nominal)
MEDIDAS (cm) (+/- 0.8cm)	h = 9 cm
	b = 13 cm
Peso (kg/m)	4.86
Rendimiento	180 m ² /día
Lux máxima entre apoyos	8 m
Área	6 cm ²
Esfuerzo de fluencia mínimo (Fy)	2530 kg/cm ²
Esfuerzo de fractura mínimo (Fu)	3726 kg/cm ²
Momento de inercia alrededor del eje centroidal horizontal (Ix)	74.37 cm ⁴
Momento elástico de la sección respecto a la fibra superior (Sxt)	12.96 cm ³
Momento elástico de la sección respecto a la fibra inferior (Sxb)	22.78 cm ³
Centro de masa de la vigueta, respecto a la fibra inferior	3.26 cm

Fuente: Manual técnico de Vigamax.

4.3.1. Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto.

A continuación, se muestran los cuadros de metrados para el análisis de la vigueta actuando como encofrado.

FIGURA N° 4.15. PESO DE LOS COMPONENTES DE LOSAS.

Elemento	Cálculo	Peso kg/m²
Losa superior	2400 kg/m ³ x 0.05m	120
Nervaduras	2400 kg/m ³ x 0.30m x 0.08m / 0.69m	83.48
Viguetas	4.86 kg/ml / 0.69m	7.04
Poliestireno	1.0m x 0.60m x 0.30m x 15 / 0.69m	3.91

Fuente: Manual técnico de Vigamax.

Datos previos:

Lsd: 4.500 m

Wsd= 176.000 kg/m²=1.760 KN/m² (carga muerta)

Es= 2100000 Kg/cm²= 210000000 KN/m² (módulo de elasticidad del acero).

Isd= 74.34 cm⁴ = 0.000000743 m⁴ (inercia de la placa colaborante).

4.4.1.1 Deflexión admisible.

Para el cálculo de la deflexión máxima para la vigueta metálica actuando como encofrado usa la siguiente formula:

$$\delta_{ad} = \frac{L_{sd} 100}{180} \text{ cm o } 1.9\text{cm (el que sea menor).}$$

$$\delta_{ad} = \frac{L_{sd} 100}{180} = 2.500 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se seleccionara 1.9 cm como deflexión admisible máxima.

4.4.1.2 Deflexión calculada en la vigueta.

Primero analizaremos las deflexiones en el encofrado sin ningún apoyo intermedio con la luz libre total de 4.500 m.

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 W_{sd} (L_{sd} 100)^4}{Es I_{sd} 100} \dots\dots\dots \text{para condici3n de tres tramos o mas}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 W_{sd} 0.69 (L_{sd} 100)^4}{Es I_{sd} 100} = 2.201 \text{ cm}$$

$$2.200 \text{ cm} > \delta_{adm} = 1.9 \text{ cm} \text{ no cumple}$$

Al no cumplir el requisito de deflexi3n admisible y al probar un apoyo intermedio y con dicha condici3n cumple, teniendo una luz de $L_{sd} = 2.25 \text{ m}$ y teniendo como deflexi3n m3xima 0.213 cm .

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 W_{sd} (L_{sd} 100)^4}{Es I_{sd} 100} = 0.138 \text{ cm} = 0.00138 \text{ m}$$

$$0.138 \text{ cm} < \delta_{adm} = 1.900 \text{ cm} \text{ si cumple}$$

Por lo tanto, las viguetas met3licas por si solas no ser3n suficientes para trabajar como encofrado, se necesitara apuntalamiento a la mitad de la luz.

4.3.2. Dise1o por flexi3n en el sistema no compuesto m3todo de esfuerzos admisibles.

Se calcular3n los esfuerzos producidos en la placa met3lica actuando como encofrado.

Datos:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 = 253000 \text{ KN/m}^2 \text{ (resistencia ala fluencia).}$$

$$L_{sd} = 4.500 \text{ m} \text{ (luz libre de la losa).}$$

$$S_{psd} = 12.960 \text{ cm}^3/\text{m} \text{ (m3dulo de secci3n superior).}$$

$$S_{nsd} = 22.680 \text{ cm}^3/\text{m} \text{ (m3dulo de secci3n inferior).}$$

$$W_{dsd} = 121.440 \text{ kg/m} = 1.214 \text{ KN/m} \text{ (carga muerta por la unidad de longitud).}$$

$$W_{wsd} = 69 \text{ kg/m} = 0.69 \text{ KN} \text{ (carga distribuida de 1 KN/m)}$$

4.4.2.1. Esfuerzos admisibles en la vigueta metálica.

Para ambos casos, esfuerzos negativos y positivos, los esfuerzos máximos admisibles son:

$$f_{adm} = 0.6 Fy = 1518.000 \text{ kg/cm}^2 = 151800.000 \text{ KN/m}^2$$

4.4.2.2. Esfuerzos en la vigueta metálica.

Para una condición de 2 tramos y un ancho tributario de 69 cm, se tomaran los siguientes valores.

Para el momento positivo se tomara como valor critico el mayor de los siguientes:

$$M_{sd}^+ = 0.096 (Wd_{sd} + Ww_{sd}) L_{sd}^2 = 92.554 \text{ kg m} = 0.926 \text{ KN m}$$

Y para el momento negativo el mayor valor de los siguientes:

$$M_{sd}^- = 0.117 (Wd_{sd} + Ww_{sd}) L_{sd}^2 = 112.800 \text{ kg m} = 1.128 \text{ KN m}$$

Del análisis de ambos casos obtuvimos los siguientes momentos máximos:

Momento positivo

$$M_{sd}^+ = 92.554 \text{ kg m} = 0.926 \text{ KN m}$$

Momento negativo

$$M_{sd}^- = 112.800 \text{ kg m} = 1.128 \text{ KN m}$$

Hallamos los esfuerzos en la viga metálica usando el módulo de sección proporcionado por el fabricante:

Para el momento positivo

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}} 100 = 962.623 \text{ kg/cm}^2 = 96262.300 \text{ KN/m}^2$$

$$96262.300 \leq f_{adm} = 151800.000 \text{ KN/m}^2 \text{ si cumple}$$

Para el momento negativo:

$$f^+ = \frac{M_{sd}^-}{Sn_{sd}} 100 = 670.401 \text{ kg/cm}^2 = 67040.100 \text{ KN/m}^2$$

$$67040.100 \leq f_{adm} = 151800.000 \text{ si cumple}$$

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de los esfuerzos en todos los tramos:

4.3.3. Deflexiones admisibles en el sistema compuesto.

FIGURA N° 4.16. VIGUETA EN EL SISTEMA VIGAMAX.

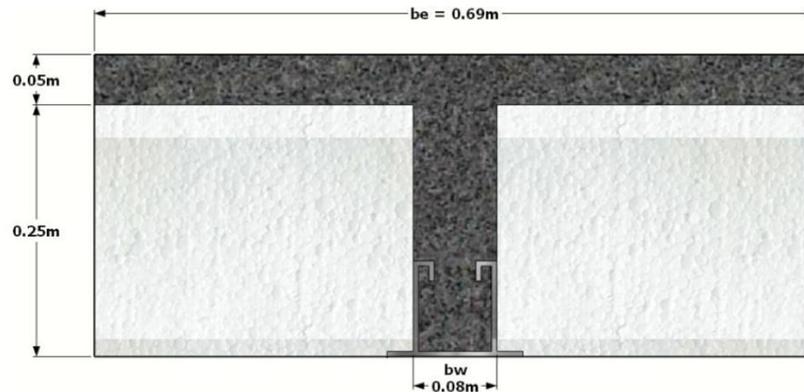


Figura 138. Vigueta en el sistema Vigacero.

Se realiza la comprobación de deflexiones en la losa actuando como sección compuesta junto con la vigueta metálica.

Datos:

$L = 4.500 \text{ m}$ (Luz libre).

$E_c = 217370.000 \text{ kg/cm}^2 = 21737000.00 \text{ KN/m}^2$ (módulo de elasticidad del concreto).

$I_e = 43880.380 \text{ cm}^4 = 0.000439 \text{ m}^4$ (inercia efectiva).

$W_s = 621.440 \text{ kg/m} = 6.214 \text{ KN/m}$

4.4.3.1. Deflexión máxima admisible.

Para el cálculo de la deflexión máxima admisible en la losa compuesta se usa la siguiente formula.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} 100 = 1.250 \text{ cm}$$

4.4.3.2. Deflexiones inmediatas.

Para tramos continuos y con métodos simplificados hallamos los momentos y la deflexión inmediata.

Datos:

$$M^+ = \frac{ws \cdot l^2}{16} = 786.510 \text{ kg m} = 7.865 \text{ KN m} \quad (\text{Momento positivo actuante}).$$

$$M^i = \frac{ws \cdot l^2}{24} = 524.340 \text{ kg m} = 5.243 \text{ KN m} \quad (\text{Momento negativo izquierdo}).$$

$$M^d = \frac{ws \cdot l^2}{10} = 1258.416 \text{ kg m} = 12.584 \text{ KN m} \quad (\text{Momento negativo derecho}).$$

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{48} \frac{L^2}{Ec I_{ef}} \{M_+ - 0.1 (M_i + M_d)\} 10^6 = 0.174 \text{ cm}$$

4.4.3.2.3 Deflexiones diferidas.

Datos:

$\xi = 2$ (valor para un tiempo mayor a 5 años).

$\rho = 0.0018$ (cuantía del acero en compresión en la sección central para tramos simples).

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho} = 1.835$$

$$\Delta_{LT} = \lambda \Delta'_{st} = 0.319 \text{ cm}$$

Sumamos la deflexión inmediata y la diferida para hallar la deflexión total.

$$\Delta_{total} = \Delta'_{st} + \Delta_{LT} = 0.493 \text{ cm}$$

$$\Delta_{adm} = 1.250 \geq \Delta_{total} = 0.493 \text{ cm} \quad \text{cumple}$$

4.4.4. Precios unitarios

DATOS GENERALES					
Proyecto :		DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO DE VIAS Y OBRAS CIVILES			
Item N° :		APORTE ACADEMICO			
Actividad :		LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS ESTRUCTURALES VMU-02			
Cantidad :					
Unidad :		M2			
Moneda :		Bs.			
1. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	VIGUETAS ESTRUCTURAL VMU-02	m	2.00	65.00	130.00
2	CEMENTO PORTLAND	kg	23.00	1.10	25.30
3	HIERRO CORRUGADO	kg	1.60	8.29	13.26
4	ARENA	m ³	0.04	110.00	4.40
5	GRAVA	m ³	0.06	120.00	7.20
6	MADERA DE CONSTRUCCION	pie ²	6.00	8.00	48.00
7	ALAMBRE DE AMARRE	kg	0.04	13.00	0.52
8	COMPLEMENTO	pza	1.50	40.00	60.00
TOTAL MATERIALES					288.68
2. MANO DE OBRA					
1	ALBAÑIL	hr.	1.50	15.00	22.50
2	AYUDANTE	hr.	1.50	12.50	18.75
3	ARMADOR	hr.	0.16	12.50	2.00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					43.25
CARGAS SOCIALES				60.00%	25.95
IMP. IVA MANO DE OBRA				14.94%	10.34
TOTAL MANO DE OBRA					79.54
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
1	HORMIGONERA	hr.	0.04	20.00	0.80
2	VIBRADOR	hr.	0.04	13.00	0.52
*	HERRAMIENTAS			5.00%	2.13
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					3.45
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
*	GASTOS GENERALES = 10% DE 1 + 2 + 3				37.17
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					37.17
5. UTILIDAD					
*	UTILIDAD = 10% DE 1 + 2 + 3 + 4				40.88
TOTAL UTILIDAD					40.88
6. IMPUESTOS					
*	IMPUESTOS IT = 3.09% DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5				13.49
TOTAL IMPUESTOS					13.49
TOTAL PRECIO UNITARIO					463.21

DATOS GENERALES					
Proyecto :	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO DE VIAS Y OBRAS CIVILES				
Item N° :	12				
Actividad :	Losa alivianada c/viguetas pretensadas c/ Plastoform				
Cantidad :	1,152.54				
Unidad :	m ²				
Moneda :	Bs.				
1. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1	VIGUETAS PRETENSADA	m	2.00	34.00	68.00
2	CEMENTO PORTLAND	kg	23.00	1.20	27.60
3	HIERRO CORRUGADO	kg	2.00	8.50	17.00
4	ARENA	m ³	0.05	100.00	5.00
5	GRAVA	m ³	0.07	230.00	16.10
6	MADERA DE CONSTRUCCION	pie ²	12.00	8.00	96.00
7	ALAMBRE DE AMARRE	kg	0.15	11.00	1.65
8	COMPLEMENTO	pza	2.00	18.50	37.00
9					
TOTAL MATERIALES					268.35
2. MANO DE OBRA					
1	ALBAÑIL	hr.	1.75	15.00	26.25
2	AYUDANTE	hr.	2.25	12.50	28.13
3					
4					
SUBTOTAL MANO DE OBRA					54.38
CARGAS SOCIALES				60.00%	32.63
IMP. IVA MANO DE OBRA				14.94%	13.00
TOTAL MANO DE OBRA					100.00
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
1	HORMIGONERA	hr.	0.08	30.00	2.40
2	VIBRADOR	hr.	0.08	22.00	1.76
3	GUINCHE	hr	0.1	42.00	4.20
*	HERRAMIENTAS			5.00%	5.00
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					13.36
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
*	GASTOS GENERALES = 10% DE 1 + 2 + 3				38.17
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					38.17
5. UTILIDAD					
*	UTILIDAD = 10% DE 1 + 2 + 3 + 4				41.99
TOTAL UTILIDAD					41.99
6. IMPUESTOS					
*	IMPUESTOS IT = 3.09% DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5				14.27
TOTAL IMPUESTOS					14.27
TOTAL PRECIO UNITARIO					476.14

4.4.5. Comparación técnica-económica.

	LOSA CON VIGUETAS PRETENSADAS	LOSA CON VIGUETAS METALICA	PORCENTAJE %
Peso por m2	263 kg/m2	176 kg/m2	33.0800
Capa de espesor	5 cm	5 cm	0
Precio unitario	476.1400 bs	463.2100 bs	2.7155
flecha	0.5050 cm	0.4930 cm	2.3762
Espaciamiento entre ejes de viguetas	0.5000 m	0.6900 m	27.5400
Tiempo de trabajo en un m ²	2.2500 hrs	1.1600 hrs	48.4440
Longitud máxima	7.000 m	8.000 m	12.5000

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

- El Diseño estructural del “Nuevo edificio de Vías y Obras Civiles”, que consta de ambientes cómodos, amplios y aptos para el buen servicio y atención a la población del municipio de Bermejo.
 - Los planos arquitectónicos ocasionan problemas cuando no son diseñados correctamente ya que se tiene que ir modificando parcialmente para poder realizar un eficiente diseño estructural de la edificación.
 - El diseño de la estructura de sustentación de la cubierta, consta de cerchas metálicas tipo Howe, debido a que sus características se adecuan a las solicitaciones de la cubierta, los elementos de las cerchas son perfiles costanera de 80x40x15x2 mm. Uniformizando las mismas por motivos constructivos, siendo unidos mediante soldadura debido a la compatibilidad entre el material y los electrodos empleados. Las correas son de perfil costanera 100x50x15x2 mm. Se idealizó las cerchas de tal forma que sus elementos resistan solo fuerzas internas de compresión o tracción (esto se logró colocando las correas solo en nudos, al igual que los apoyos).
 - Para el diseño de la estructura de sustentación aporticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD 2017. Del cual se extrajo los esfuerzos máximos de los elementos, se verificó manualmente dimensiones y cuantías de los mismos
 - Las losas alivianadas son de viguetas pretensadas disponibles en el medio local como ser la vigueta que cubre hasta una luz de 7 m y el complemento de plastoform de 15x50x130 (disponibles en concretec) y la capa de compresión de hormigón es de 0.05 m, la altura de la losa es de 0.20 m y se verificaron las mismas de acuerdo a las solicitaciones empleadas en el diseño como ser esfuerzos y deflexión
- 1.- Aligeramiento y por tanto reducción del peso de la estructura.
 - 2.- Reducción de materiales y mano de obra.
 - 3.- De fácil colocación y manejo.

- Las vigas de mayor dimensión obtenidas del cálculo estructural son de 25cm x 50cm, Para las vigas de cubierta sus dimensiones son de 25 x 45 cm, y para las vigas de sobrecimiento sus dimensiones son 20 x 40 cm, diseñados en el dominio tres tanto el hormigón y acero trabajan eficientemente.
- En el diseño de columnas se asumió un pórtico traslacional ya que no se restringe las deflexiones de la estructura con muros de hormigón o ascensor.
- En el cálculo de la columna más solicitada se calculo como columna intermedia
- Las fundaciones propuestas para la estructura fueron zapatas aisladas flexibles, rectangulares debido al esfuerzo portante que se tiene en el suelo y que tampoco se tiene estructuras colindantes al proyecto.
- La zapatas tienen un máximo de dimensión de 2.4 x 2.4 m y la zapata de menor dimensión de 1.2x1.2 m.
- En el aporte académico de losas alivianadas con perfiles metálicos tenemos:
 - 1.- Incrementamos el precio en acero pero reducimos costos en materiales como encofrados ya que el sistema trabaja como encofrado. Y sobre todo reducimos costos en la mano de obra ya que 4 personas en tan solo 8 horas de trabajo pueden armar hasta 200m².
 - 2.- El costo por m² es 2.7155 % menor que un sistema de viguetas pretensadas.
 - 3.- El sistema es más liviano ya que es menor un 33.08 % que un sistemas de losa alivianada con viguetas pretensadas.
 - 4.- En las comprobaciones pudimos determinar que el sistema de losa alivianada con viguetas metálicas disminuyen las deflexiones que causan fisuración en las losas.
 - 5.- El sistema al trabajar con plastofom de alta densidad proporciona mejor acústica en la losa.
 - 6.- Por tener mayor separación de viguetas, utiliza menos puntales.