

CAPITULO I
ANTECEDENTES

1 ANTECEDENTES

1.1 El Problema

La falta de infraestructura y hacinamiento de comerciantes en la comunidad de Palos Blancos no brinda comodidad a la misma debido al incremento de la población de Palos Blancos (Tarija), No cuenta con una infraestructura adecuada que brinde comodidad y responda a las exigencias de la población

1.1.1 Planteamiento

De acuerdo a la información obtenida por el I.N.E. el incremento de la población es con un índice de crecimiento de 0.86 %. Lo cual ocasiona un incremento de la población en dicha comunidad. en actualidad cuenta con 518 habitantes¹.

- La falta de infraestructura en dicho lugar.
- La falta ambientes adecuados para la venta. Para
- La población requiere y necesita un Mercado de comercio.

En actualidad no se cuenta con un mercado que rinda las comodidades que debería tener una población por lo cual surge la necesidad de plantear una nueva infraestructura que pueda satisfacer y mejorar la calidad de vida de los habitantes y visitantes a la población.

1.1.2 Formulación

La nueva infraestructura del Mercado Palos Blancos, cumple con las normas establecidas Bolivianas garantizando la estabilidad, economía, seguridad y vida útil de la estructura. Brindado comodidad y seguridad a la población.

1.1.3 Sistematización

La alternativa elegida construcción del “Mercado Palos Blancos”.

¹ <http://pueblos20.net/bolivia/departamento-de-tarija/palos-blancos.html>

La estructura estará compuesta por elementos de fundación (zapatas), columnas, vigas, muros de acuerdo a la norma CBH-87 y cubierta metálicas LRFD.

1.2 Objetivos

Los objetivos de la propuesta del proyecto son los siguientes:

1.2.1 General

- ✓ Realizar el diseño estructural del “Mercado Palos Blancos (Municipio de Entre Ríos-Prov. O’conor)”, aplicando las normas y reglamentos correspondientes para el proyecto.

1.2.2 Específicos

- ✓ Realizar los ensayos de suelos para la determinación de la capacidad portante del terreno de fundación para la estructura.
- ✓ Diseñar la infraestructura de manera que cumpla la normativa CBH-87
- ✓ Realizar el diseño de la estructura metálica aplicando el método de diseño AISC-LRFD.
- ✓ Verificar los resultados de la estructura aporticada (obtenidos del software CYPECAD 2014), con la aplicación de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87
- ✓ Realizar los planos estructurales
- ✓ Realizar el presupuesto de la obra
- ✓ Determinar el cronograma

1.3 Justificación

Las razones por las cuales se elabora la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes

1.3.1 Técnica

Se aplicará la norma establecida “CBH-87 Norma Boliviana del Hormigón Armado”, para el diseño de estructuras de hormigón armado y para el diseño de cerchas metálicas el manual de diseño AISC-LRFD.

1.3.2 Académica

Se profundizarán los conocimientos adquiridos en 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.

1.3.3 Social- Institucional

Contribuir a la población de Palos Blancos con el diseño estructural del Mercado Palos Blancos, para mejorar la comodidad de los comerciantes y para la población en general, que generara más empleo y aumento de la población

1.4. Alcance del Proyecto

En base a la información preliminar acaparada en el perfil de proyecto se desarrolla; un análisis de alternativas técnicas de Planteo Estructural en base a restricciones y cualidades específicas de cada alternativa, la selección de la alternativa más viable, y el aporte académico del estudiante.

1.4.1 Resultados a Lograr

En la propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil se incorporaran los siguientes resultados que necesariamente se deberán lograr cuando se desarrolle el proyecto en la asignatura de CIV-502.

- Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento a nivel del estrato de fundación, cuyo valor más relevante será la capacidad portante del suelo. (Laboratorio de la U.A.J.M.S.-Ensayo de penetración-granulometría-límites líquido y plástico)
- Análisis de las cargas permanentes y sobrecargas actuantes en la estructura.

- Análisis estructural del sistema estructural, en base a métodos de análisis establecidos en las normas de diseño, con un estudio de estados de carga, estableciendo claramente la respuesta estructural ante las solicitaciones
- Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.
- Cómputos métricos de los volúmenes de obra, precios unitarios y presupuesto general del proyecto
- Elaboración de un cronograma de ejecución de la obra en base a los volúmenes de obra y rendimiento de la mano de obra en las diferentes actividades.

1.4.2 Restricciones del proyecto

En el proyecto no se realizara las instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable fría-caliente, instalaciones sanitarias y desagüe pluvial, puesto que solo se profundizara en el análisis y diseño estructural en el proyecto.

1.5 Localización

1.5.1 Ubicación Geográfica

La localidad de Palos Blancos se encuentra en el departamento de Tarija, Provincia: Burnet O'Connor Municipio: Entre Ríos, ubicada en la zona meridional de Bolivia entre la latitud sur paralelo 21.3667´ y longitud Oeste meridiano 63.85´ con una altitud de 720 m.s.n.m.



Ilustración 1: Ubicación Geográfica del Proyecto
Fuente: Elaboración Propia

1.5.1.1 Ubicación de Emplazamiento

La ubicación del emplazamiento de la estructura “Mercado Palos Blanco” ubicada en la zona central de la misma localidad de Palos Blanco.



Ilustración 2: Ubicación en la Ciudad del Proyecto
Fuente: Elaboración Propia

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico se verifica con el fin de señalar la configuración del terreno, para analizar si es necesario hacer movimientos grandes de suelo, de cualquier manera es necesario puntualizar las características del terreno de emplazamiento.

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

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

2.1.1 Levantamiento con Estación Total

Una de las grandes ventajas del levantamiento con estación total es que la toma y registro de datos es espontáneo, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es mecanizado (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se practican por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

2.1.2 Curvas de nivel

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite disponer, en forma sencilla y rápida la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno.

Si un área de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuáles al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representarán el relieve del terreno.

2.2 Análisis de suelo de Fundación

La exploración del terreno es importante para obtener la tensión admisible del suelo (kg/cm^2) y la determinación de la profundidad de cimentación.

2.2.1 Clasificación

Se catalogará el suelo mediante el ensayo de granulometría. Esta práctica abarcará el procedimiento para especificar el tamaño de partículas del suelo, empleando tamices N°10, 40 y 200.

Se clasifica el tipo de suelo con los métodos de Sistema Unificado de Clasificación del suelo (S.U.C.S.) y A.A.S.H.T.O. T 27-88.

2.2.2 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Por el científico sueco Albert Mauritz Atterberg. (1846- 1916).

Estos se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino sólo pueden existir 3 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se halla en estado sólido, cuando está seco, al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

- a) **Límite Líquido.**- el límite líquido de un suelo es aquel contenido de humedad bajo el cual el suelo pasa de un estado plástico a un estado semilíquido. Para la determinación de este límite se maneja la cuchara de Casagrande.
- b) **Límite Plástico.**- Por plasticidad se entiende la propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse. Se amasa rollitos del suelo obteniendo un diámetro de 3 mm, aproximadamente y 10 cm de longitud sin que presente signo de ruptura.

2.2.3 Ensayo Cono Dinámico Tipo Holandés

En vista que nuestro suelo presenta suelo fino se consideró realizar sin ninguna duda el ensayo del Cono Holandés dinámico. Verificamos que el lugar de penetración del cono sea suelo blando.

El ensayo dinámico se utiliza en muchas formas; el ensayo normal de penetración tiene una doble función: ensayo de penetración de tomas de muestra, la cual permite conocer los cambios de suelo por dos métodos independientes es por eso que tiene una gran utilidad en la exploración.

Los conos y puntas de distinto tamaño y formas también se usa la resistencia dinámica solamente. Debido a la simplicidad y a la adaptabilidad a una amplia variedad de condiciones.

La punta cónica no recuperable de 3 a 6 cm de diámetro, se coloca en una barra de sentido de 2 a 5 cm de diámetro exterior y se indica haciendo un hueco con una masa de 64 kg. Cayendo de 76 centímetros de altura el número de golpes que se necesita para introducir el cono 30 cm, comparada a la resistencia estándar de penetración N, en el penetrometro de cono portátil se emplea una masa una masa de 7.8 Kg que cae de una altura de 60 cm de altura el número de golpes que se requiere para hincar. Si bien los ensayos dinámicos pueden alterar algunos suelos por el choque y la vibración, son simples y se adoptan a suelos muy blandos como a los muy duros.



Ilustración 3: Equipo Ensayo Cono Dinámico Tipo HOLANDES
Fuente: Elaboración Propia

El ensayo se puede realizar de dos formas, una a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos) y otra por perforación (mediante barrenado).

Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicará de inmediato los valores de la capacidad admisible.

2.3 Materiales

2.3.1 Hormigón Armado

El hormigón armado es un material de construcción que combina barras de acero con hormigón, el hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra, esta característica hace que sea muy útil en construcción ya que puede moldearse de muchas formas de acuerdo a los requerimientos estructurales. Se combina la resistencia a compresión del hormigón, y la resistencia a tracción del acero, para resistir solicitaciones combinadas en una sola pieza.

Presenta una amplia variedad de texturas y colores y se utiliza para construir muchos tipos de estructuras como autopistas, calles, puentes, túneles, presas, grandes edificios, pistas de aterrizaje, sistemas de riego y canalización, embarcaderos y muelles, aceras, silos, bodegas, factorías, casas e incluso barcos.

2.3.1.1 Cemento

El cemento es un aglomerante formado a partir de una mezcla de caliza y arcilla calcinadas y posteriormente molidas, que tiene la propiedad de endurecerse al contacto con el agua. Hasta este punto la molienda entre estas rocas es llamada clinker, esta se convierte en cemento cuando se le agrega yeso, este le da la propiedad a esta mezcla para que pueda fraguar y endurecerse.

2.3.1.2 Áridos

Se denomina comúnmente árido a una roca que, tras un proceso de tratamiento industrial (simple clasificación por tamaños en el caso de los áridos naturales, o trituración, molienda y clasificación en el caso de los áridos de machaqueo), se emplean

en la industria de la construcción en múltiples aplicaciones, que van desde la elaboración, junto con un material ligante, de hormigones, morteros y aglomerados asfálticos, hasta la construcción de bases y sub-bases para carreteras, balastos y sub-balastos para las vías de ferrocarril, o escolleras para la defensa y construcción de puertos marítimos. Es un material granular (pequeños trozos de roca) que, en la mayoría de los casos, ha de tener una distribución granulométrica adecuada. Los áridos, tal y como se han definido, son conjuntos de granos rocosos de muy diversos tamaños.

2.3.1.2 Agua

En general, podrán ser utilizadas tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas consideradas como aceptables por la práctica y el consumo humano. Toda agua de calidad dudosa, deberá ser sometida a análisis previos en un laboratorio legalmente autorizado.

Resulta más perjudicial para el hormigón utilizar aguas no adecuadas en su curado que en su amasado.

2.3.2 Hormigones

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido. Cuando sea preciso, se indicarán también los datos referentes a su resistencia a tracción, al contenido máximo y mínimo de cemento, a su absorción, masa específica, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo

2.3.2.1 Propiedades del Hormigón

2.3.2.1.1 Resistencia

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

Tipos de Hormigones Según su Resistencia										
H12,5	H15	H17,5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Tabla 1: Hormigones según su resistencia en Mpa
Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Dónde: las cifras correspondientes a las resistencias de proyecto, f_{ck} , en MPa.

2.3.2.1.2 Consistencia

La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizan hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado.

En elementos con función resistente, se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia líquida. Se exceptúa de lo anterior el caso de hormigones fluidificados por medio de un súper plastificante. La fabricación y puesta en obra de estos hormigones, deberá realizarse según reglas específicas.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abram de acuerdo con el método del ensayo son los siguientes:

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	+1
Blanda	6-9	+1
Fluida	10-15	+2

Tabla 2: Asentamientos Admisibles
Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.3.2.1.3 Coeficiente de dilatación Térmica

2.3.3 Aceros

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.3.3.1 Generalidades

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electro soldadas.

Teniendo en cuenta las características geométricas, mecánicas, ductilidad y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo.

2.3.3.2 Características Geométricas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm:

Diámetro mm	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área cm ²	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042	12,566	19,635

Tabla 3: Diámetros y Areas de Barras Corrugadas

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.3.3.3 Características Mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la característica mecánica de límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

2.3.4 Adherencia entre Hormigón y Acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al

hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La norma boliviana de hormigón armado dice “la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: la de asegurar el anclaje de las barras y la de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

2.4 Armaduras

2.4.1 Anclaje

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por gancho, patilla, prolongación recta. O cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

2.4.2 Empalmes

Sólo se dispondrán los empalmes indicados en planos y los que autorice el Director de Obra; empalmes que se procurará que queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga. Los empalmes podrán realizarse por traslapeo o por soldadura.

Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas; y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0.1 mm.

2.4.3 Adherencia

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo V , en una viga de canto útil d , con armadura compuesta de n barras, cada una de perímetro u , tiene que cumplirse la limitación

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9d.n.u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

2.4.4 Distancia entre Barras

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueas o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomiéndalos valores que se indican a continuación:

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\emptyset \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\emptyset \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

2.4.5 Distancia a los Paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del

recubrimiento, más aun que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Elementos	Recubrimiento (cm)
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5
Para vigas y pilares al aire libre	2
Para piezas en contacto con el suelo	3
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4

Tabla 4: Recubrimientos Mínimos
Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.4.6 Doblado de las Armaduras

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

2.5 Coeficientes de Minoración de las Resistencias de los Materiales

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en el siguiente cuadro:

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_s = 1.5$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

Tabla 5: Coeficientes de Minoración
Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.6 Coeficiente de Mayoración de las Cargas

Los coeficientes de mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en el siguiente cuadro:

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

Tabla 6: Coeficientes de Mayoración
Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.7 Acciones Sobre la Estructura

2.7.1 Acciones Permanentes

El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se efectuará a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan.

Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

- Hormigón sin armar 23 KN/m³
- Hormigón armado con cuantías normales 25 KN/m³

2.7.2 Acciones Variables

Los valores establecidos en las Normas para las acciones variables de explotación o de uso, y para las acciones climáticas, serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Con respecto a las acciones del terreno reseguirá un criterio análogo, teniendo en cuenta que, cuando su actuación resulte favorable para la hipótesis de carga que se comprueba, no deberán considerarse los empujes del terreno, a menos que exista la completa seguridad de que tales empujes habrán de actuar efectivamente.

2.7.3 Sobrecarga de Viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * qz$$

Dónde:

C =Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, para el proyecto se tomarán los siguientes valores que se indican a continuación:

$C1=-0,8$ (barlovento) y $C2=-0,40$ (sotavento). En el caso de la cubierta

P =Presión dinámica del viento (kg/m^2).

W =Sobrecarga unitaria del viento (kg/m^2).

2.7.4 Presión Dinámica de Viento

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se anula, de valor: La presión dinámica q_z , evaluada a la altura z , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad \text{N/m}^2$$

Donde:

K_d =el factor de direccionalidad del viento (tabla 6 Anexo A1)

K_z =el coeficiente de exposición para la presión dinámica (tabla 5 Anexo A1)

K_{zt} =el factor topográfico (figura 2 Anexo A1)

I =el factor de importancia (tabla 1 Anexo A1)

V =Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de m/s proporcionado por SENAMHI.

q_z =Presión dinámica del viento (kg/m^2)

2.8 Hipótesis de Carga

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Estados Límites Últimos:

$$\text{HIPÓTESIS I} \quad \gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0.90(\gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q) + 0.90 * \gamma_{fq} * W$$

Estados Límites de Servicio:

$$\text{HIPÓTESIS I } G + Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II } 0.90(G + Q) + 0.90 * W$$

Dónde:

G: Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q: Valor característico de las cargas variables de explotación, de granizo, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmica.

W: Valor característico de la carga del viento.

2.9 Determinación de los Esfuerzos

Los esfuerzos se determinarán usando un software de computadora para el cálculo y el diseño estructural, el cual proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores.

2.9.1 Elementos Estructurales**2.9.1.1 Cubiertas**

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

2.9.1.1.1 Formas de Cubiertas

Entre las formas clásicas de cubiertas, se tiene: a dos aguas, a una sola vertiente, la cubierta plegada en diente de sierra, cubierta con faldones, cubierta de pabellón, faldón quebrantado, mansarda, cubierta buliforme, cubierta plana, cubierta compuesta, etc.

2.9.1.1.2 Inclinación de las Cubiertas

Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a que se destine el

local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

- a) Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.
- b) Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40°.
- c) Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40°.

2.9.1.1.3 Cargas de Viento

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y el barlovento, el cual se resume en la carga dinámica de viento dada por:

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad \text{N/m}^2$$

Dónde:

q_z = Carga dinámica de viento N/m²

K_d =el factor de direccionalidad del viento (tabla 6)

K_z =el coeficiente de exposición para la presión dinámica (tabla 5)

K_{zt} =el factor topográfico (figura 2)

I =el factor de importancia (tabla 1)

V = velocidad del viento m/s.

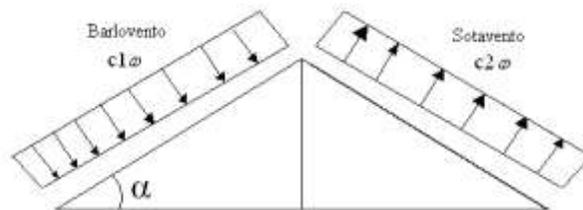


Ilustración 4: Barlovento y Sotavento

Fuente: Elaboracion Propia

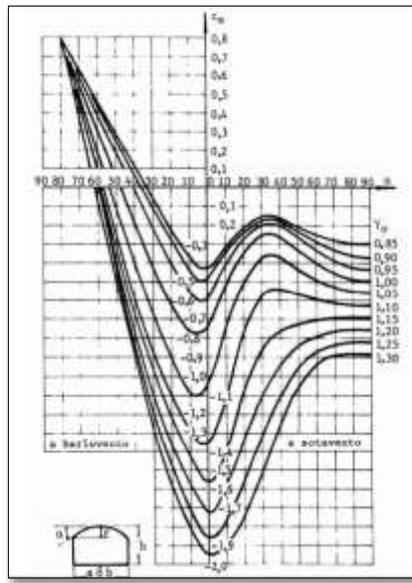


Ilustración 5: Coeficientes de Viento
Fuente: Código Argentino CIRSOC

2.9.1.1.4 Cubierta Metálica

Generalidades

En el mercado del acero nacional existen una serie de perfiles conformados en frío dentro de los cuales se pueden destacar los siguientes elementos estructurales individuales, secciones del tipo C, CA, Z, L, Tubulares, Σ , Ω etc. La altura de estas secciones en general varía entre 50 a 300 milímetros y en casos especiales hasta 550 milímetros, los espesores oscilan entre 0.5 a 6 milímetros. Estos elementos de acero conformados en frío se utilizan como elementos resistentes primarios en construcciones menores y como elementos secundarios en edificios mayores por ejemplo, cordones y almas de vigas enrejadas, estructuras estereométricas, arcos y racks de almacenamiento.

En la etapa de diseño, utilizando estos tipos de perfiles hay que tener algunas consideraciones especiales como son los fenómenos de pandeo y post pandeo de elementos delgados en compresión, rigidez torsional de los elementos, disposición de

atiesadores en elementos que trabajan bajo esfuerzos de compresión, propiedades de sección variables para elementos atiesados, parcialmente atiesados y no atiesados, conexiones en planchas delgadas, resistencia al aplastamiento en los extremos de vigas, limitaciones de espesor, diseño plástico, métodos lineales para el cálculo de propiedades, trabajo de formado en frío y por ultimo ensayos para casos especiales las que en su totalidad desarrollaremos a lo largo de este trabajo.

Acero y sus propiedades.

ASTM A36 acero al carbono, ASTM A572, grados 42,50,60 y 65 KSI, acero de alta resistencia y baja aleación de columbio-vanadio. En Chile se usa principalmente el acero INN A42-27ES, acero al carbono y ASTM A653[6] acero con cubierta de zinc o galvanizado.

Las propiedades mecánicas que nos interesan desde el punto de vista estructural son principalmente la tensión de fluencia, características tensión-deformación, módulo de elasticidad, módulo tangente y módulo de corte, ductilidad, soldabilidad, resistencia a la fatiga.

Tensión de fluencia:

La tensión de fluencia varia en rangos desde $F_y=24$ KSI (1690 kg/cm²) y $F_y=80$ KSI (5625 kg/cm²).

Comportamiento Tensión-Deformación:

- Fluencia instantánea : aceros producto de procesos de laminado en caliente.
- Fluencia gradual : aceros producto de procesos con trabajo mecánico como los conformados en frío.

Ductilidad:

Capacidad de la pieza y ensamble estructural para permitir trabajo inelástico sin ruptura, este concepto se aplica a las uniones y no a los elementos conformados.

Fatiga:

Se entiende por fatiga al daño que puede producir ruptura de la estructura ó unión, debido a la frecuencia de fluctuaciones de tensiones a que esté sometida. La fatiga de material es importante en elementos sometidos a cargas cíclicas, repetitivas y vibraciones, el AISI no incorpora la fatiga en su especificación pero el fenómeno puede ser analizado por ensayos o por curvas de tensión versus ciclos del acero.

Efecto de la Temperatura:

Las propiedades mecánicas se obtienen en temperaturas normales de trabajo, para condiciones extremas se debe considerar la modificación de las propiedades, estas condiciones extremas son temperaturas menores a -30°C y temperaturas mayores a 93°C

2.9.1.1.4.1 Combinaciones de carga

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones:

$$U = 1,4 D \quad (\text{Ecuación A4-1 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-2 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W) \quad (\text{Ecuación A4-3 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \quad (\text{Ecuación A4-5 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,3 W + 1,0 L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-4 des LRFD})$$

$$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E) \quad (\text{Ecuación A4-6 des LRFD})$$

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r : Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

Método LRFD, Factores de Carga y Resistencia.

Método basado en factores probabilísticos para determinar las acciones que actúan en la estructura, y la resistencia o capacidad de sus elementos. Las incertezas y variabilidad de las cargas son consideradas mediante distintos factores de amplificación de cargas, al considerar la teoría de probabilidades, el diseño logra una mayor fiabilidad.

El método de Factores de Carga y Resistencia dimensiona las estructuras de modo tal que no se sobrepase ningún estado límite aplicable cuando la estructura queda sujeta a las combinaciones de carga mayorada. Los estados límites pueden ser de resistencia o de servicio, y aunque el método pone acento en los primeros también los segundos son importantes. Los valores que se establecen para las distintas cargas individuales que intervienen en las combinaciones son los especificados por las normas o en las especificaciones especiales que se hayan desarrollado para un proyecto en particular.

Los factores de resistencia que se especifican en el método están basados en investigaciones sobre un gran universo de muestras de aceros norteamericanos, pero se ha considerado apropiado hacerlos extensivos a los aceros que se producen o se producirán en Bolivia y a los que se importan, para los cuales se especifica satisfacer las normas ASTM correspondientes. Los valores de los factores de resistencia son los siguientes:

$\phi_t = 0.9$ para fluencia en tracción.

$\phi_t = 0.75$ para rotura por tracción.

$\phi_c = 0.85$ para compresión.

$\phi_b = 0.90$ para flexión.

$\phi_v = 0.90$ para cizalle.

2.9.1.1.4.2 Análisis de miembros de acero

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

Clasificación de las secciones según pandeo

Para la compresión, la AISC clasifican las secciones como no esbeltas o esbeltas. Para elementos con una sección no esbeltas, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder los valores λ_r . Si la razón ancho espesor de cualquier elemento en compresión excede el valor λ_r , la sección se considera esbelta.

Para flexión, las sección se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas, Para que una sección califique como compacta, sus alas deben de estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho- espesor de sus elementos comprimidos no deben exceder la razón ancho-espesor λ_p . Si la razón ancho espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos exceden λ_p , pero no supera λ_r , la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho- espesor de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección califica como esbelta.

λ = Razón ancho – espesor.

λ_p = Límite superior para la categoría de compactas.

λ_r = Límite superior para la categoría de no compactas.

Entonces:

Si $\lambda \leq \lambda_p$ y el patín está conectado en forma continua al alma, la sección es compacta.

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, la sección es no compacta.

Si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta.

Resistencia de miembros en flexión de perfiles compactos

Una viga puede deteriorarse al alcanzar en ella el momento M_p y volverse totalmente plástica, o puede fallar por lo siguiente:

1. Pandeo lateral – torsional (PLT), elástica o inelásticamente.
2. Pandeo local del patín (PLP), elástica o inelásticamente.

3. Pandeo local del alma (PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica. Si no es así, se llama inelástica.

Comenzaremos con perfiles compactos, definidos como aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos:

– espesor para el patín y el alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente dados en el manual, por lo que sólo el patín debe revisarse. La mayoría de los perfiles cumplirán también los requisitos del patín y por lo tanto serán clasificados como compactos.

La primera categoría, es decir, vigas compactas soportadas lateralmente, es bastante común y es el caso más simple.

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p$$

$$M_p = F_y Z \leq 1,5 M_y$$

El límite de $1,5 M_y$ para M_p es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando

$$F_y Z \leq 1,5 F_y S \text{ o } \frac{Z}{S} \leq 1,5$$

Para los perfiles W flexionados respecto al eje fuerte, Z/S será siempre $\leq 1,5$. (Sin embargo, para perfiles W flexionados respecto al eje menor, Z/S nunca será $\leq 1,5$).

Aunque se hizo una revisión de $M_p \leq 1,5M_y$, no es necesario para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte.

2.9.1.1.4.2.2 Formato de Diseño para el método LRFD

Es necesario verificar los estados límites de servicio, para el cuál la estructura o sus elementos fallarán o perderán la capacidad de cumplir su función.

Los elementos límites de servicio a considerar en el diseño de elementos formados en frío son:

- Fluencia.
- Pandeo.
- Deslizamiento de corte.
- Pandeo del alma.
- Deformación excesiva.
- Otros.

El método de los Factores de Carga y Resistencia puede representarse por la ecuación siguiente:

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

Donde:

- ϕ = Factor de resistencia a
- Q_i = Cargas o efecto asociado al estado de servicio.
- R_n = Resistencia nominal.
- γ_i = Factor de carga correspondiente a Q_i .
- ϕR_n = Capacidad o resistencia de diseño.
- $\sum \gamma_i Q_i$ = Demanda o Resistencia requerida.

Estas son las relaciones que se usan para el diseño de elementos sometidos a flexión:

$$ft_1 = \frac{Nd}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$ft_2 = \frac{Nd}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

Siendo:

ft_1 y ft_2 : esfuerzos de la pieza

Nd: La carga mayorada que actúa sobre la pieza

F_y : Límite elásticos del acero

F_r : Límite de ruptura del acero

A_B : Área bruta de la pieza

A_{crit} : área crítica de la pieza

K: La esbeltez de la pieza

L: la longitud de la pieza

r: Radio de giro mínimo necesario de la pieza

A_{crit} : Área crítica:

$$A_{crit\,calc} = t \left(b + \sum \frac{S^2}{4g} - \sum d \right)$$

$$A_{crit} \leq \begin{cases} A_{crit\,cal} \\ 0.85A_B \end{cases}$$

2.9.1.1.4.2.3 Diseño de miembros a compresión

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con

$f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida.

La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable”

Requisitos de la AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a = F_{c_{crit}} * \phi \quad \therefore \quad \phi = 0,85$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

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

N_d = Suma de las cargas mayoradas por su respectivo coeficiente de seguridad.

A = Área total de la pieza.

F_a = Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado

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

ϕ = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

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

l = Longitud de la pieza.

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

E = Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

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

Para $\lambda_c \leq 1,5$, Columnas inelásticas

$$F_{crit}=0,658^{\lambda_c^2} * f_y$$

Para $\lambda_c > 1,5$, Columnas elásticas

$$F_{crit} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} * f_y$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima Kl/r de 200 para miembros en compresión, aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas”.

2.9.1.2 Estructura de Sustentación Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

2.9.1.2 .1 Diseño a flexión simple

-Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad $\gamma_s = 1.6$ de acuerdo con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

$$M_d = \gamma_s * M$$

-Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d =Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”)

f_{cd} =Resistencia de diseño del hormigón.

- De este modo el valor del momento reducido ($\mu_{lim} =$), es independiente del tipo de acero utilizado².
- *si : $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesita armadura a compresión*

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- 1) Con el valor del momento reducido se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

Donde:

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

w = Cuantía mecánica de la armadura (tabla Anexada A-1)

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s =Área de la armadura a tracción.

- 3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * h$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

- 4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para (A_s), como para (A_s mín.)

² Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (14ª edición), tabla 14.3.

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

$$si \rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresion}$$

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- 1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\begin{aligned} \int &= r/d \\ w_{s2} &= \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \int} \\ w_{s1} &= w_{lim} + w_{s2} \end{aligned}$$

Donde:

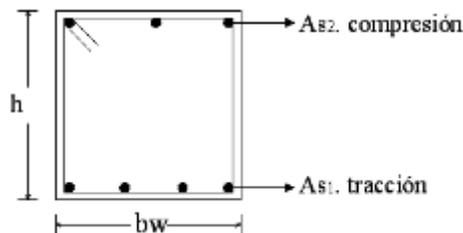
w_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro tabla Anexada A-1

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

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

\int = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.



- 2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

A_{s1} = Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima³, la cuantía geométrica mínima es $w_{mín}=0,0033$, se obtiene de la tabla

$$A_{smín} = w_{mín} * b * h$$

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para As1 como para As2. (Tablas anexada A-1)

2.9.1.3 .2 Diseño de la armadura transversal

Jiménez Montoya dice “*en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales*”.

$$\tau = \frac{V * m}{b * I}$$

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

V=Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m= Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

b= Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I= Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

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

³ Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (14ª edición), pág. 235

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura⁴.

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_d > V_{cu}$$

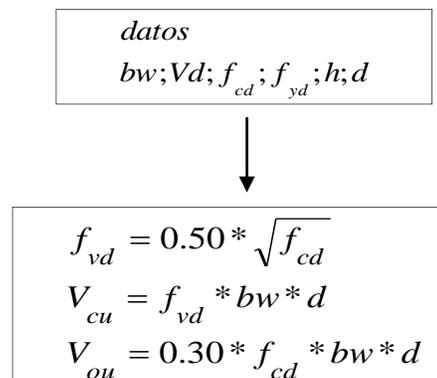
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \quad \rightarrow \quad V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplicada por la separación entre planos de estribos (s).

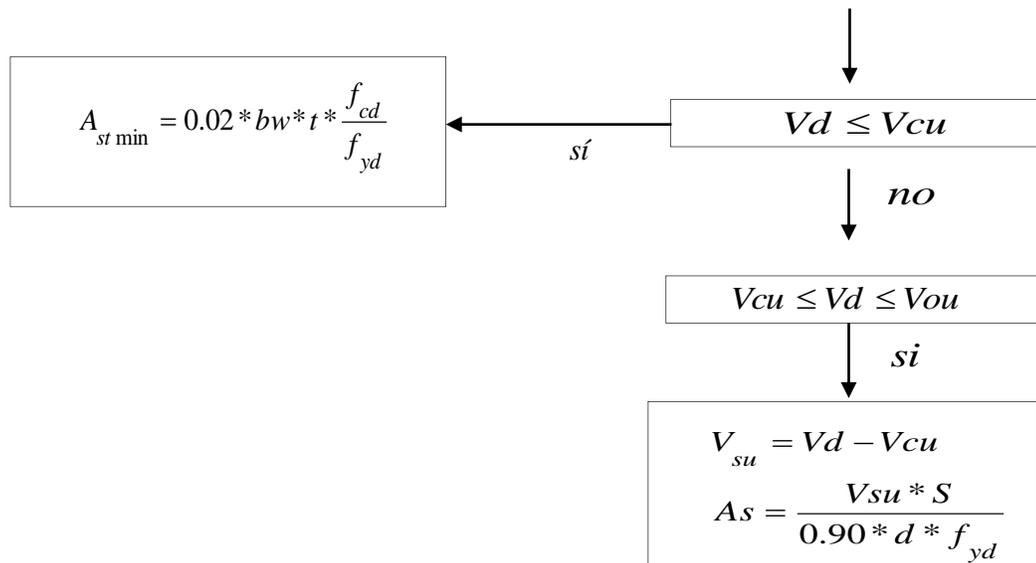
$$A_{smín} = w_{mín} * b * h \quad A_{st \text{ min}} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm².

A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



⁴ Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.2.



Armadura de piel.- En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se debe emplear diámetros inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero ordinario con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 * A_{s \text{ piel}}}{b(2d - h)} \geq 0,05$$

2.9.1.4 Estructura de Sustentación Columnas

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

Jiménez Montoya dice pag. 327

“la misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente”⁵.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular las columnas pueden clasificarse en: Cortas, largas.

2.9.1.4.1 Excentricidad mínima de cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm. siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

2.9.1.4.2 Disposición relativa a armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con el objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20cm si se trata de secciones rectangulares y 25cm si la sección es circular.

2.9.1.4.2.1 Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en

⁵ Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Pag. 327

cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.9.1.4.2.2 Cuantías límites

La norma Boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2, las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

Que para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , puede ponerse en la forma:

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \quad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Dónde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4200kg/cm².

A_1 y A_2 =Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

A_s =El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

2.9.1.4.2.3 Armadura transversal

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

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12 * \emptyset$.

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6mm.

2.9.1.4.3 Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

2.9.1.4.3.1 Ideas previas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Jiménez Montoya nos dice” por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma”.

2.9.1.4.3.2 Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla en función de la sustentación de la pieza.

Sustentación de la pieza de longitud l.	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2

-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

Tabla 7: Coeficiente de pandeo

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

Jiménez Montoya nos dice” *la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, _siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional ilustración Ψ ”*

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación, Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de K figura anexada A-1)

*Longitud de pandeo $l_o = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)*

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

2.9.1.4.3.3 Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro

(i_c), de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$, puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe preservarse el método general.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

3.9.1.4.4 Flexión Esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a prioridad la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se

desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.9.1.4.4.1 Sección rectangular con armadura simétrica

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la única incógnita es la armadura total.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

2.9.1.4.4.1.1 Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón (para poder observar las rosetas, ver el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya tomo Nº2 o en el anexo 1).

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

2.9.1.4.4.1.2 Columnas cortas y largas

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{l_o}{\sqrt{I}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica} \\ \lambda &= \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica} \\ l_o &= k \cdot l \end{aligned} \right\} \text{La pieza puede considerarse corta}$$

l_o : Longitud de pandeo

i: Radio de giro

k: Coeficiente de pandeo

2.9.1.5 Estructuras complementarias

Excentricidad mínima de cálculo

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \begin{cases} h/20 \text{ ó } b/20 \\ 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donde:

h: Canto total en la dirección considerada

Resistencia del hormigón

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Excentricidad de primer orden

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento

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

Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_o}{c + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

c: Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

Excentricidad total

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

Armadura Longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido.

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

Axil reducido.

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

De los ábacos en rosetas para flexión esviada (Anexada A-1) → w(cuantía geométrica)

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

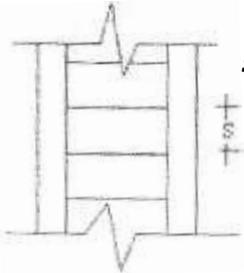
La armadura mínima es:

$$A_{s\text{mín}} = 0,008 \cdot A_c$$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

Armadura transversal en columnas

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases} \text{ Para atender la necesidad del cálculo}$$

2.9.1.6 Fundaciones

2.9.1.6.1 Zapatas aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto h_0 en el borde debe ser $h_0 \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

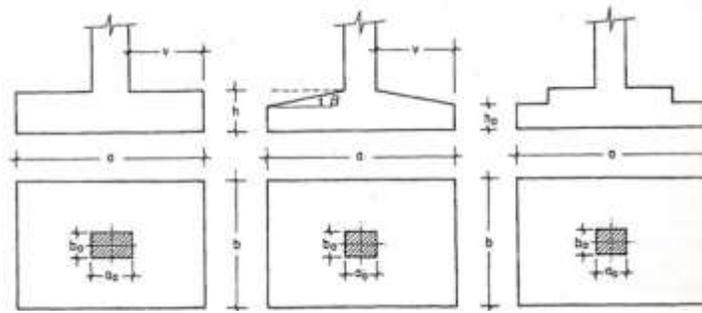


Ilustración 6: Formas típicas de zapatas Montoya

Fuente: Meseguer-Moran

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es muy complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son muy seguros ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo. En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales. En este caso la distribución de tensiones del terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

2.9.1.6.1.1 Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

Salvo en el caso de zapatas flexibles apoyadas en terrenos sin cohesión, puede admitirse una distribución uniforme de tensiones. Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno, σ_{adm} mediante la ecuación:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. Al no conocerse inicialmente el valor de P, será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio un valor del orden del 5 por 100 de N.

Cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una tensión uniforme del terreno, en favor de la seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme, $\sigma_t = N/(a * b)$.

Por razones económicas las zapatas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$\left. \begin{aligned} d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kp/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

f_{vd} la resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión y γ_f el coeficiente de seguridad de la sollicitación. Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

2.9.1.6.1.2 Determinación de la armadura a tracción

Realmente, la determinación de las armaduras de tracción de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de las bielas y, para las zapatas flexibles, por el método de flexión. Pero dadas las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas. Por ello son de aplicación las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0,15*a_o$ y $0,15*b_o$, respectivamente. El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $a_1 = N/(a*b)$ es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b*d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que 1,5 v. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu = \frac{M_{cd}}{b*d^2*f_{cd}} \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

La cuantía mínimas, exigida por la norma para el acero a ser utilizado es:

$$\rho \geq 0,0018 \quad \text{acero AE-400}$$

No debiendo adaptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia.

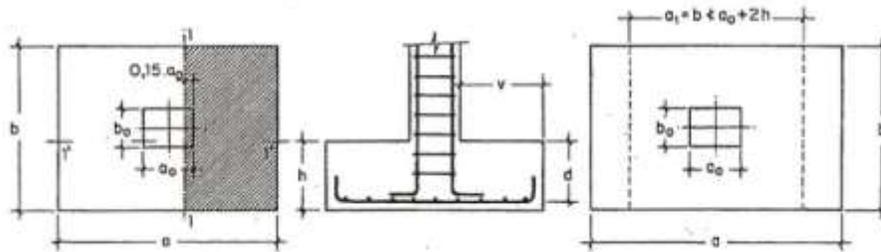


Ilustración 7: Armadura de tracción en zapata aislada
Fuente: Montoya-Meseguer-Moran

Debe tenerse en cuenta que los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \geq a_o + 2h$, en la que se dispondrá la fracción $U*2*a_1/(a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Por último, las normas exigen que

la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

2.9.1.6.1.3 Comprobación a cortante y punzonamiento

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 1º, no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación se indican las comprobaciones preconizadas por la Instrucción española, análogas a las recomendadas por el CEB-FIP, que son las que han servido de base para la determinación de las mencionadas fórmulas de dimensionamiento. De acuerdo con la Instrucción española, como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor, $f_{vd} = 0,5 * (f_{cd})^{1/2}$ (kp/cm²).

2.9.1.6.1.4 Zapatas rígidas

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5*b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2 - 2 se sitúa a una distancia $d/2$ del paramento del soporte, su ancho es $b_o + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5*V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando, según el área tributaria de la fig. 3.11. a, sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} * \frac{(b * b_o + d) * (a - a_o - d)}{4} \leq 2 * f_{vd} * (b_o + d) * d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5*b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3 (fig. 3.11.b), separada una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d_3 . Debe ser:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 * f_{vd}$$

2.9.1.6.1.5 Zapatas flexibles

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la

sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$ (fig. 3.10.b); en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte (fig. 3.10.a), es decir, en la sección $A_c = 2 (a_o + d + b_o + d) \cdot d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left[a \cdot b - (a_o + d) (b_o + d) \right] \leq A_c \cdot 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{pd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kp/cm}^2)$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la norma Boliviana e Instrucción española.

$$f_{pd} = 2f_{vd} = \sqrt{f_{cd}}$$

2.9.1.6.1.6 Comprobación de adherencia

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$ (fig. 3.10.b); en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte (fig. 3.10.a), es decir, en la sección $A_c = 2 (a_o + d + b_o + d) \cdot d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left[a \cdot b - (a_o + d) (b_o + d) \right] \leq A_c \cdot 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{pd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kp/cm}^2)$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la norma Boliviana e Instrucción española.

$$f_{pd} = 2f_{vd} = \sqrt{f_{cd}}$$

2.9.2 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.

2.9.3 Cómputos Métricos

Los cómputos 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.

El trabajo de computar será detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que haya sido necesario adoptar, se buscará un orden, que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, basándose de las características de los planos y documentación definitiva del proyecto.

2.9.4 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 delimitada, le corresponda un precio unitario que nos disponga el costo parcial de la misma.

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

- Costo de materiales.
- Costo de mano de obra.
- Desgaste de herramientas o reposición de equipos.
- Gastos generales.
- Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambos 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, IVA será 14,94%, como gastos generales el 10% y como utilidad el 5%, IT se toma 3,10%.

2.9.5 Presupuesto del Proyecto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, 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 cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.9.6 Cronograma de Ejecución del Proyecto

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.

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.

La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación donde se muestran las actividades en modo de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra, pudiendo ser más entendible para el ejecutor.

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis del Levantamiento Topográfico

La topografía del lugar presenta una superficie relativamente plana, tal como se aprecia en las fotografías, tiene una altitud promedio de 722 m.s.n.m.

El terreno de emplazamiento ostenta características de planicie, con muy pocas variaciones de cota, dado que el desnivel más alto es de 0,2 m el área de emplazamiento es de 2138.5601 m² y un perímetro 195.22 m. (ver detalles anexo A.2).



Ilustración 8: Fotografía de la superficie
Fuente: Elaboración Propia

3.2 Análisis del Ensayo de Suelos

Fase de Campo

La Fase de Campo se realizó mediante la siguiente técnica:

Para el estudio de las fundaciones, se han realizado pozos de exploración con equipo para Ensayos Normales de Penetración (Cono Holandés Dinámico) previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos en función a la estructura a emplazar. La profundidad máxima alcanzada en las perforaciones ha sido de 2 metros. (ver detalles anexo A.3)

Fase de Gabinete.

En la fase de gabinete se realizara la clasificación del suelo de acuerdo a las características determinadas en la etapa de laboratorio como así también la capacidad portante del suelo. (detalles anexo A.3).

FASE DE GABINETE				
POZOS	Clasificación del Suelo	Prof. (m)	Ensayo Cono Holandés (Nº Golpes)	Resistencia Admisi (kg/cm2)
POZO Nº 1				
Muestra Nº 1	AASHTO: Suelo A-3 (0), SUCS: SM	1.5	59	0.91
Muestra Nº 2	AASHTO: Suelo A-3 (0), SUCS: SM	2	62	0.94
POZO Nº 2				
Muestra Nº 1	AASHTO: Suelo A-3 (0), SUCS: SM	1.5	61	0.94
Muestra Nº 2	AASHTO: Suelo A-3 (0), SUCS: SM	2	63	0.97

Tabla 8: Pozos de Sondeos
Fuente: Elaboración Propia

3.2.1 Perfil Estratigráfico

Con la Clasificación de Suelos, y con la información obtenida del campo, se ha elaborado un perfil estratigráfico eje que forman los pozos de exploración en la siguiente figura se muestra la ubicación del eje, y el respectivo perfil estratigráfico.

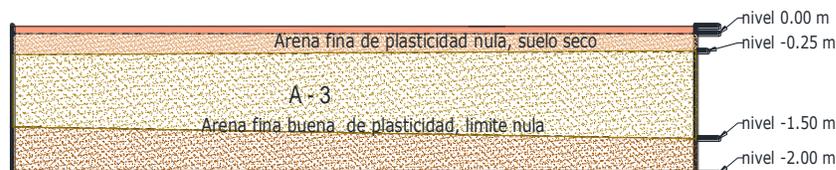


Ilustración 9: Profundidad Final de Sondeo
Fuente: Elaboración Propia

3.3 Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico elaborado por la Alcaldía de Entre Ríos, cuyo diseño consiste en una edificación de un nivel que estará dispuesta por toda la Comunidad el uso se dará a la venta de todo en general, desde librerías, ferreterías, agrícola y ambientes administrativos, en general todos los ambientes son amplios, de luces considerables, de acuerdo a sus finalidades.

Las planta se muestran a continuación:

Planta Baja

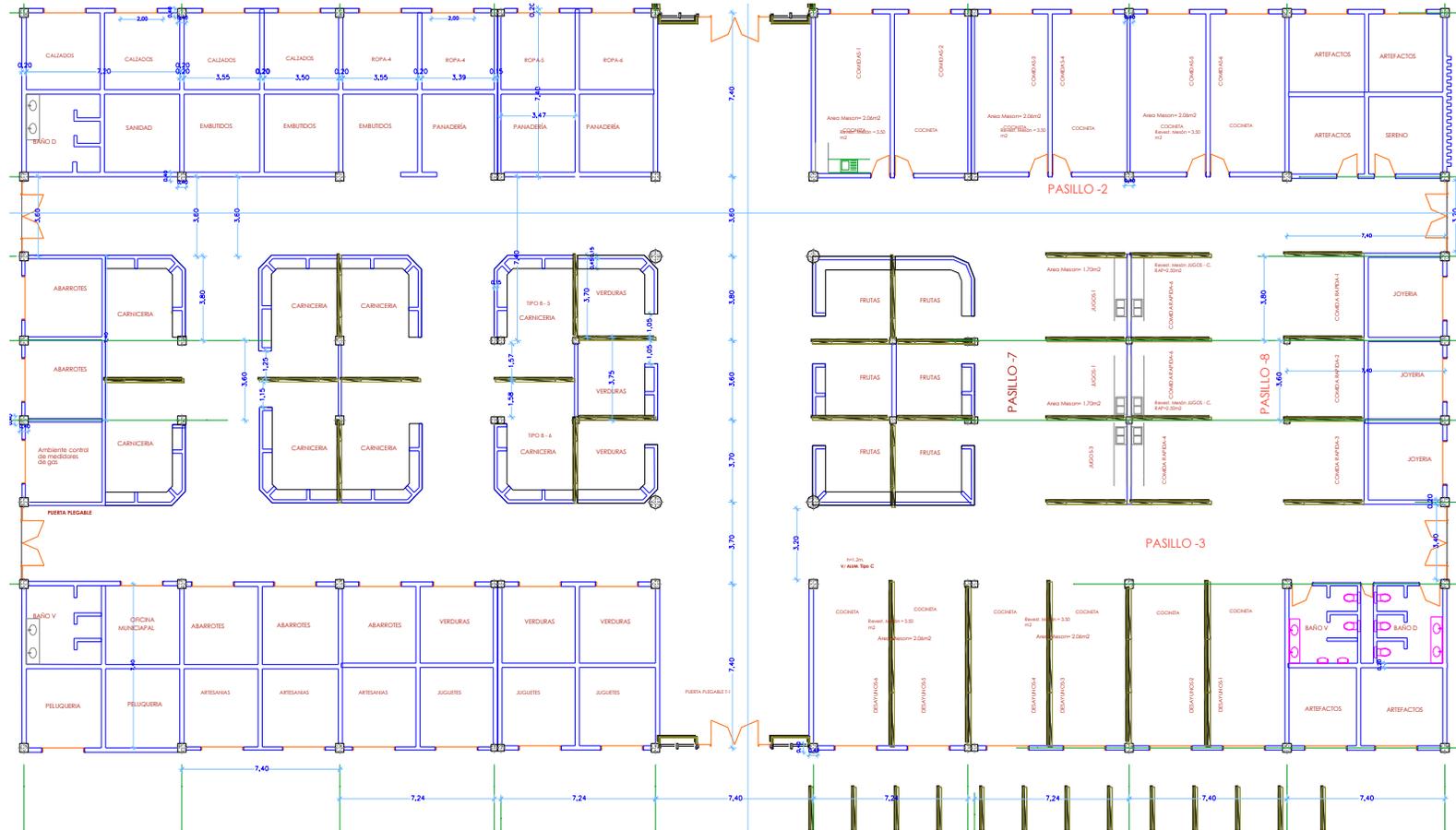


Ilustración 10: Planta Baja
Fuente: Elaboración Propia

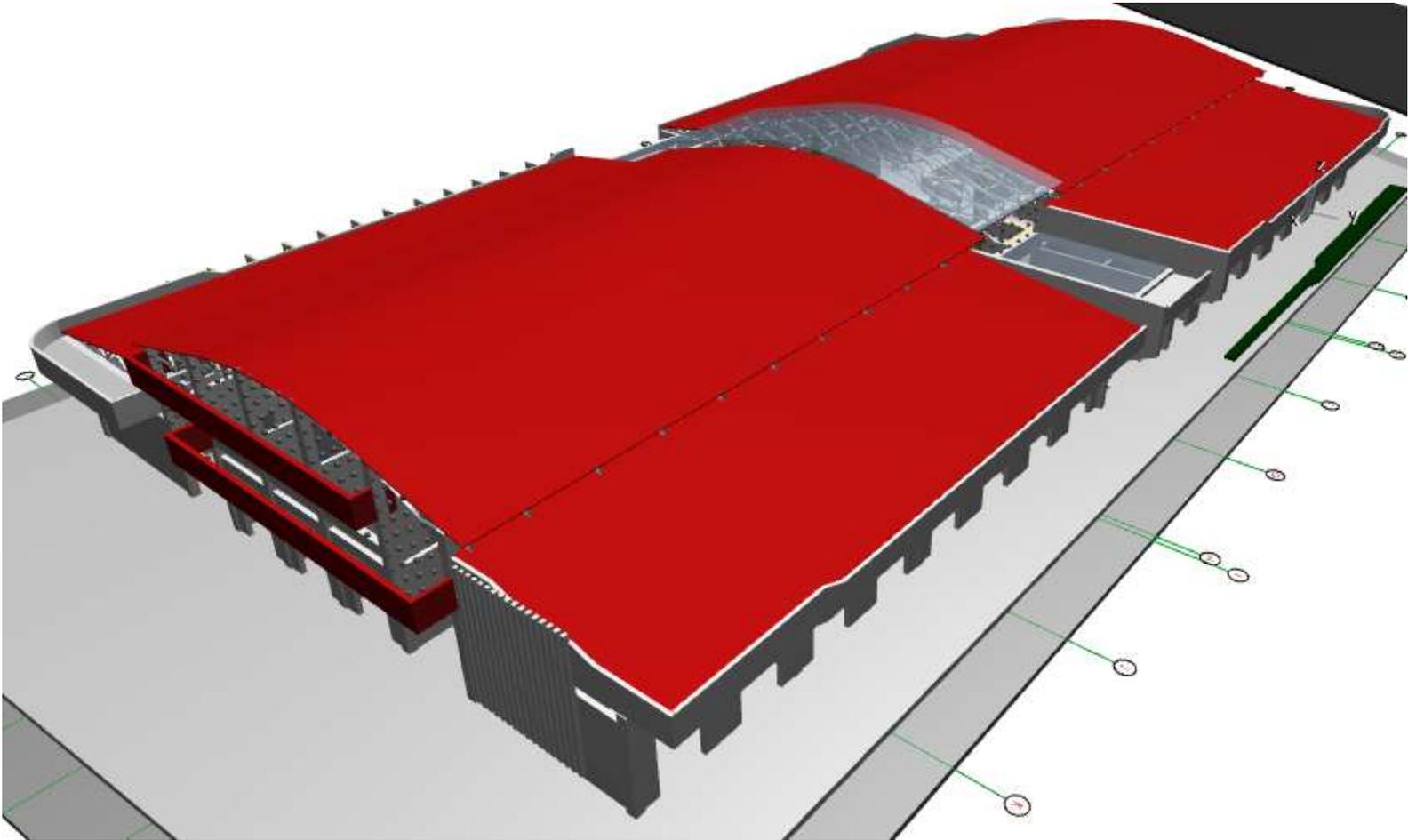


Ilustración 11: Modelo arquitectónico

Fuente: Elaboración Propia

La información para el diseño

- Diseño arquitectónico, planos acotados y fachadas.
- Por inspección visual del sitio se observa que no presenta irregularidades apreciables de desnivel, por lo que se puede considerar un terreno nivelado.

Cubierta:

- Cubierta de acero: compuesta por elementos reticulares de acero (perfiles metálicos) ensamblados por planchas-pernos-soldadura

Estructura de sustentación:

- Pórtico de hormigón armado: compuesto por elementos verticales (columnas) y elementos horizontales (vigas), dispuestos de tal forma que formen entramados rígidos.

Fundaciones:

- Zapatas aisladas: zapatas de hormigón armado pudiendo ser centradas, medianeras o esquineras.

3.4 Modelo Estructural

El modelo estructural de la estructura se compone por un sistema de cubierta tipo curva de una agua, compuesta por vigas peraltadas como elementos de borde, columnas rectangulares y muros como elementos verticales de soporte, zapatas centradas.

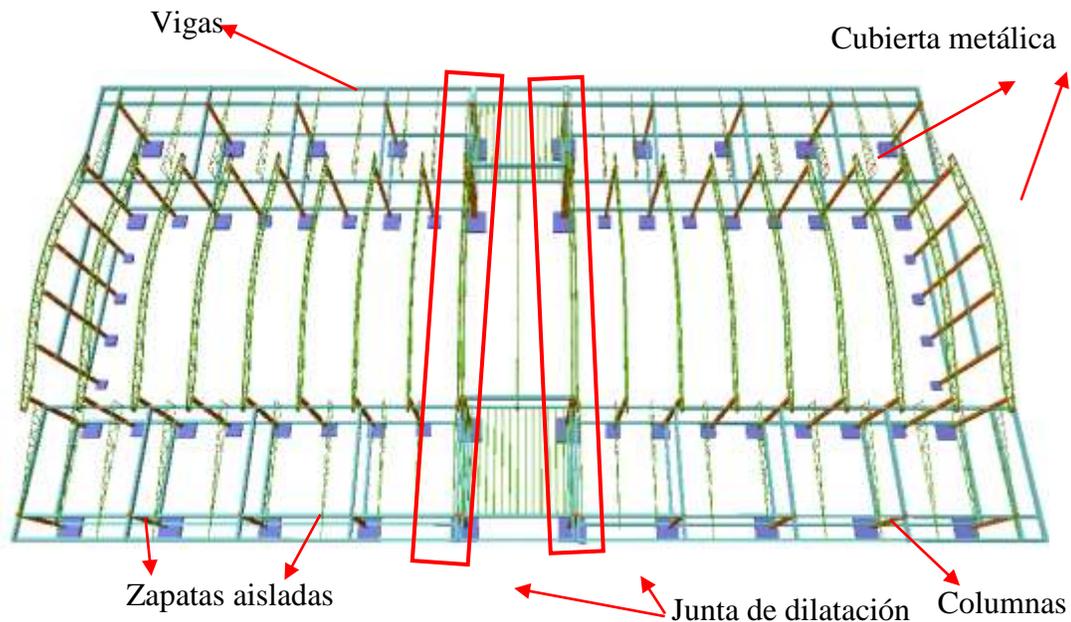


Ilustración 12: Modelo Estructural
Fuente: Elaboración Propia



Ilustración 13: La Junta de Dilatación
Fuente: Elaboración Propia

3.4.1 Modelo de la Estructura de Sustentación de la Cubierta

La cubierta se plantea como una estructura de acero compuesta por vigas celosías de perfiles tubulares rectangulares con una separación entre vigas de 3.77 m. como elementos longitudinales se tienen correas de perfiles costanera, que transmitirán las cargas a las vigas, los apoyos de las vigas celosías serán definidos de tal manera que permitan contemplar los efectos térmicos de los materiales.

3.4.2 Modelo de la Estructura de Sustentación de la Edificación

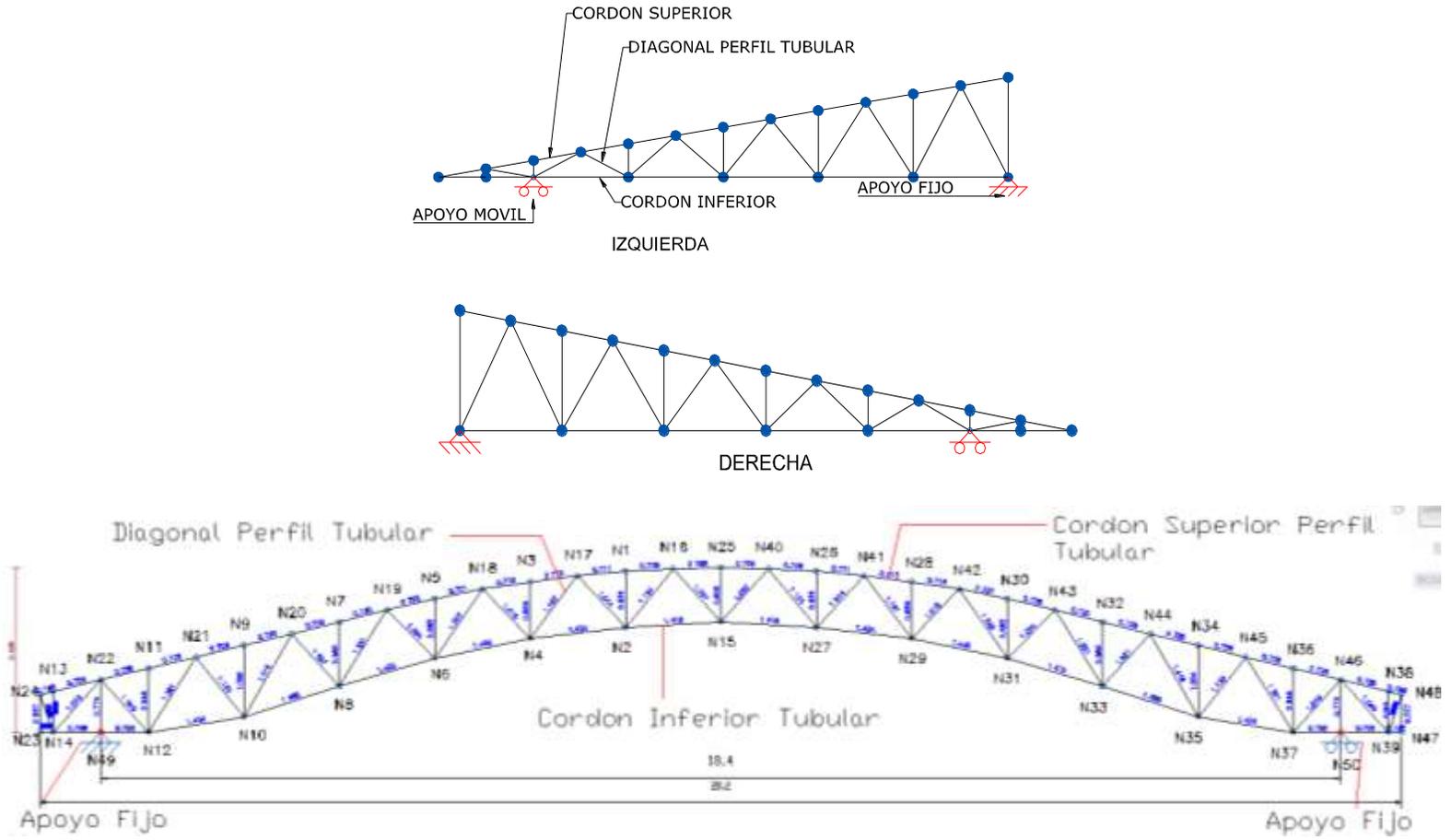


Ilustración 14: Modelo Estructural Cerchas
Fuente: Elaboración Propia

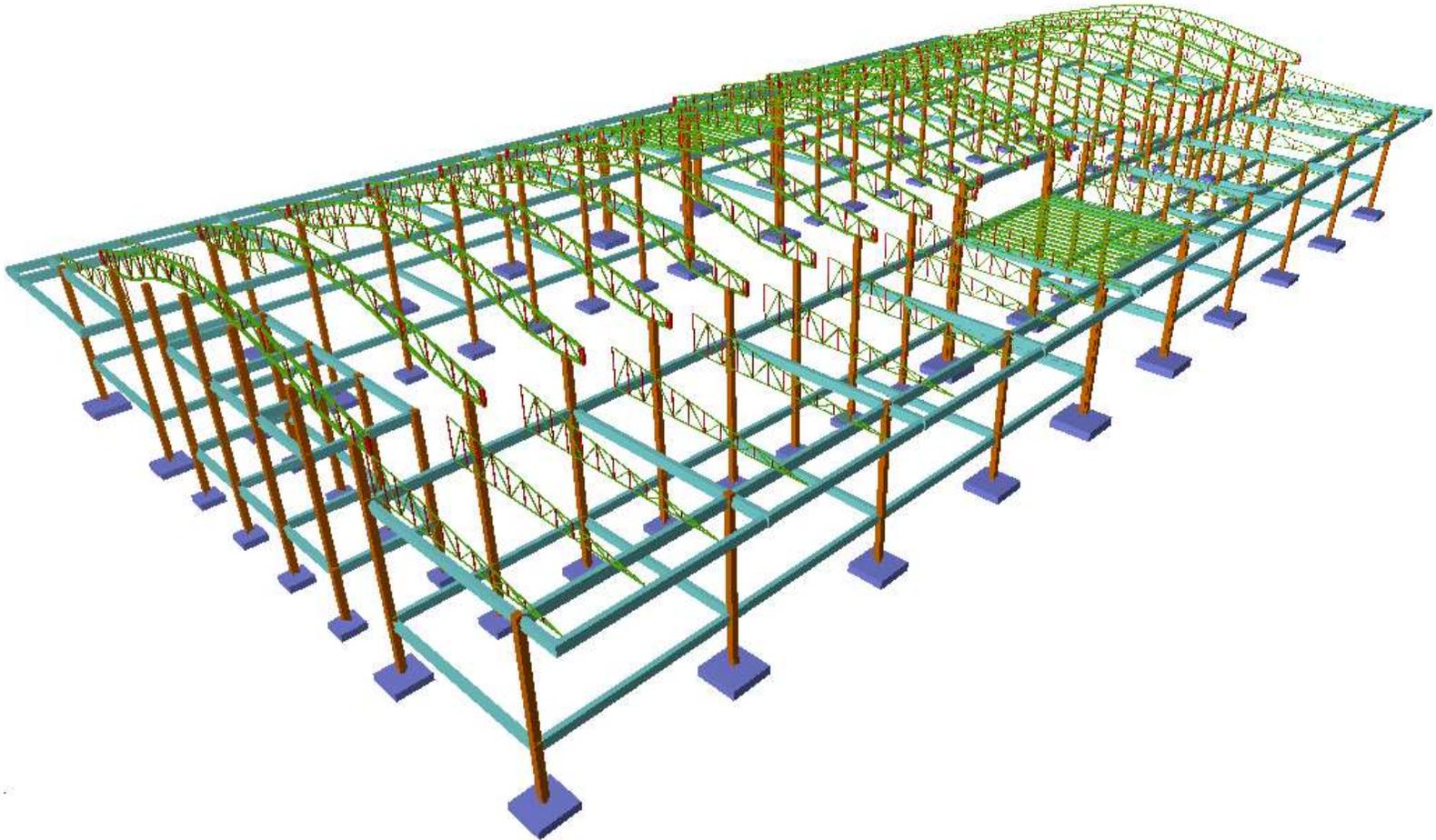


Ilustración 15: Estructura de Sustentación
Fuente: Elaboración Propia

El modelo estructural de la estructura de sustentación de la edificación se compone de columnas, muros y vigas.

Columnas:

Las columnas se plantean de secciones rectangulares, con vinculación exterior con luces de cálculo de 4.4 a 1.9 m.

Vigas:

Las vigas se plantean peraltadas de secciones rectangulares, que funcionaran como elementos de cierre de la losa plana, con luces de cálculo variables de 1.5 a 7.7 m.

3.4.3 Modelo de las Fundaciones

Las fundaciones se plantean como zapatas aisladas centradas, medianeras y esquineras con vigas centradoras, cuya profundidad de fundación será de 2.0 m, donde el estrato a 1.5 m presenta una resistencia admisible de 0.91 kg/cm².

3.5 Normas Empleadas en la Estructura

Diseño en Hormigón Armado: Para el diseño de los elementos de hormigón armado se usara la normativa CBH-87 Código Boliviano del Hormigón.

Diseño en Acero: Para el diseño de los elementos de acero se usara la normativa ANSI/AISC 360-10 (LRFD) Normativa norteamericana para construcciones en acero.

3.6 Materiales

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales presentes comercialmente en nuestro medio, y que se enmarcan dentro de las especificaciones y limitaciones de las normativas mencionadas anteriormente.

3.6.1 Hormigón

Para los elementos de hormigón armado se usaran hormigón con la resistencia característica de compresión a los 28 días de 210 kg/cm², control Normal y Factor de Minoración de 1,5.

Además presentara las siguientes características del Hormigón peso Específico 2500 Kg/m³, Módulo de Elasticidad 210000 Kg/cm² y Modulo de Poisson 0,2.

3.6.2 Acero de Refuerzo

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usara acero A-400 con las siguientes características Limite de Fluencia 4200 Kg/cm², Limite de Ruptura 5000 Kg/cm², Control Normal, Factor de Minoración 1.15, Peso Específico 4400 Kg/m³ y Modulo de Elasticidad 2000000 Kg/cm².

3.6.3 Acero Estructural

Para los elementos de acero de la cubierta metálica se usara acero ASTM A-36 con las siguientes especificaciones el Límite de Fluencia 2531,05 Kg/cm² y Módulo de Elasticidad 2038901,9 Kg/cm².

3.7 Cargas Consideradas en el Diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso se desarrollan en el ANEXO, a continuación se muestra una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Estructura de Acero:

Cargas Consideradas		Kg/m ²
Cargas Permanentes	Peso Propio del elemento	7860 Kg/m ³
	Peso de Correas	4
Sobrecargas de Uso	Carga Viva (Mantenimiento)	80
	Presión de Viento	53

Tabla 9: Cargas Consideradas Estructura de Acero
Fuente: Elaboración Propia

Estructura de Hormigón Armado:

Cargas Consideradas		Kg/m2
Cargas Permanentes	Peso Propio H°	2500 Kg/m3
	Sobrepiso y Acabados	70
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)	732
	Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm)	472
Sobrecargas de Uso	Carga Viva	100
	Presión de Viento	53

Tabla 10: Cargas Consideradas Estructura de Hormigón Armado
Fuente: Elaboración Propia

3.8 Análisis y Diseño Estructural

El análisis estructural del modelo se lo realizo mediante ordenador, calculando las solicitaciones de acuerdo a un cálculo espacial en tres dimensiones, por métodos matriciales de rigidez.

3.8.1 Combinaciones de Carga

Para realizar las combinaciones de carga se tienen los siguientes factores de carga derivados de la norma en aplicación para el diseño y se presentan en la siguiente tabla:

$$U = 1,4 D \quad (\text{Ecuación A4-1 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-2 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W) \quad (\text{Ecuación A4-3 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,0E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \quad (\text{Ecuación A4-5 del LRFD})$$

$$U = 1,2D + 1,3W + 1,0 L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-4 des LRFD})$$

$$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E) \quad (\text{Ecuación A4-6 des LRFD})$$

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

3.8.2 Estructura de Sustentación de la Cubierta

El análisis de la estructura de sustentación de la cubierta se realizó mediante ordenador de acuerdo al modelo estructural planteado, los resultados de las solicitaciones se desarrollan posteriormente

3.8.2.1 Diseño de Correas

El diseño de las correas se realizó tomando en cuenta las especificaciones y limitaciones de la norma adoptada para el diseño, tanto en cargas como en materiales. Las correas fueron modeladas tomando en cuenta las dimensiones comerciales de los elementos de acero, además de las vinculaciones exteriores que tendrán. La correa más solicitada se idealizó como una viga de un tramo de 3 m de longitud con dos apoyos, uno fijo y uno móvil que permitirá la dilatación del elemento ante los efectos térmicos.

3.8.2.1.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.8.2.1.1 .1 Perfil de Diseño

Para el diseño en estados límites últimos se verifica con la sección costanera CC cuyas características geométricas son:

Perfil: CC 80x40x15x2								
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)								
Nodos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
N1	N2	3.700	3.53	35.21	8.06	0.05	-5.38	0.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽³⁾ Coordenadas del centro de gravedad								

Tabla 11: Propiedades Perfil, Correa
Fuente: Elaboración Propia

3.8.2.1.1.2 Diseño a Flexión Oblicua

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la AISI-S100-2007 (LRFD)

Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.782$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión

Diseño a Flexión en Eje Y:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$	$\eta_v := \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.086$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{xy} = \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2 \leq 1$	$\eta_{xy} := \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2 = 0.62$	CUMPLE	
--	---	--------	---

3.8.2.1.2 Diseño en Estados Límites de Servicio

Estado Límite de Deformación En X

3.8.2.2 Diseño de Vigas Celosías

El diseño de la viga celosía se lo realizo de manera que se pueda cubrir el claro del ambiente, está formado por cordones superiores y cordones inferiores unidos con diagonales, las vinculaciones exteriores de cada elemento se consideran empotradas para tener en cuenta los momentos flectores en las uniones, pretendiéndose unir esas piezas con soldadura, las vinculaciones exteriores del elemento en su conjunto será articulado en uno de los extremos y móvil en el otro de acuerdo a lo mostrado en la figura, esto pensando en los efectos térmicos y de dilatación del elemento. Las verificaciones se realizaron para los elementos más solicitados tanto para cordones superiores, cordones inferiores y diagonales

3.8.2.3 Diseño de Cordón Superior

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento compuesto entre los nodos

La verificación de las deformaciones en el elemento se realizara usando la siguiente combinación de servicio:50

$$\text{Combinación de Servicio} = 1.0 D + 1.0 L$$

Dando los siguientes resultados de deflexiones:

$$f := 7.43\text{mm}$$

La limitación de la deflexión en este tipo de elemento según la normativa se calcula de la siguiente manera:

$$L := 3.7\text{m} = 3700\cdot\text{mm}$$

$$f_{\text{max}} := \frac{L}{360} \quad f_{\text{max}} = 10.278\cdot\text{mm}$$

Se verifica la siguiente condición:

$$f_{\text{max}} > f$$

Estado Limite de Deformación en Y

La verificación de las deformaciones en el elemento se realizara usando la siguiente combinación de servicio:

$$\text{Combinación de Servicio} = 1.0 D + 1.0 L$$

Dando los siguientes resultados de deflexiones:

$$f := 5.17\text{mm}$$

La limitación de la deflexión en este tipo de elemento según la normativa se calcula de la siguiente manera:

$$L = 3.7\text{m}$$

$$f_{\text{max}} := \frac{L}{360} \quad f_{\text{max}} = 10.278\cdot\text{mm}$$

Se verifica la siguiente condicion:

$$f_{\text{max}} > f$$

3.8.2.3.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.8.2.3.1.1 Perfil de Diseño Cordón superior

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección de 100x100x4 mm cuyas características geométricas son:

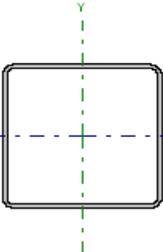
Perfil: CC 100x100x4 Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)
	N40	N25	0.708	14.94	225.78	225.78
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						

Tabla 12: Propiedades Perfil Cordon Superior
Fuente: Elaboración Propia

3.8.2.3.1.2 Diseño a Compresión

Para el diseño a compresión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo E de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Compresión:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_c = \frac{Pr}{P_c} \leq 1$	$\eta_c := \frac{Pr}{P_c} = 0.92$	CUMPLE	
----------------------------------	-----------------------------------	--------	---

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

Pc: Resistencia de diseño a compresión

3.7.2.3.1.3 Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la AISI/S100-2007 (LRFD) (USA).

Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.001$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión

Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de la AISI/S100-2007 (LRFD) (USA).

Diseño a Cortante en Eje Y:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$	$\eta_v := \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.001$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

V_{ry} : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{fc} = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mrx}{Mcx} \leq 1$	$\eta_{fc} := \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mrx}{Mcx} = 0.921$	CUMPLE	
--	--	--------	---

3.8.2.4 Diseño de Cordón Inferior

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento compuesto entre los nodos N17-N15

3.8.2.4.1 Diseño en Estados Límites Últimos

3.8.2.4.1.1 Perfil de Diseño Cordón Inferior

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección de 100x100x4 mm cuyas características geométricas son:

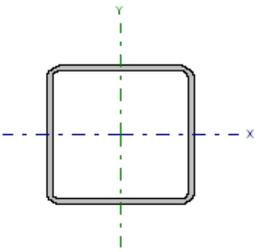
Perfil: CDC 100x4							
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)							
	.Nudos		Longitud	Características mecánicas			
	Inicial	Final	(m)	Área	$I_x^{(1)}$	$I_y^{(1)}$	$I_t^{(2)}$
				(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
	N2	N15	1.418	18.34	270.09	270.09	440.05
Notas:							
(1) Inercia respecto al eje indicado							
(2) Momento de inercia a torsión uniforme							

Tabla 13: Propiedades Perfil Cordón Inferior

Fuente: Elaboración Propia

3.8.2.4.1.2 Diseño a Tracción

Para el diseño a tracción se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo D de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Tracción:

Para el diseño a tracción se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_c = \frac{T_r}{T_c} \leq 1$	$\eta_c := \frac{T_r}{T_c} = 0.814$	CUMPLE	
-----------------------------------	-------------------------------------	--------	---

Donde:

T_r : Resistencia a tracción requerida para la combinación más crítica

T_c : Resistencia de diseño a tracción proporcionada por el perfil de diseño

3.8.2.4.1.3 Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.004$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión proporcionado por el perfil de diseño

3.8.2.4.1.4 Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Cortante en Eje Y:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$	$\eta_v := \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.001$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

V_{ry} : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante proporcionada por el perfil de diseño

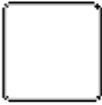
Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Tracción

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{fc} = \frac{T_r}{T_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_{fc} := \frac{T_r}{T_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.818$	CUMPLE	
--	--	--------	---

3.8.2.5 Perfil de Diseño de Diagonal**3.8.2.5.1 Diseño en Estados Límites Últimos**

Para el diseño en estados límites últimos se verificó con la sección de 50x50x2mm cuyas características geométricas son:

Perfil: CC 50x50x2							
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
	N12	N21	1.321	3.73	14.11	14.11	22.61
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado							

	(2) Momento de inercia a torsión uniforme

Tabla 14: Propiedades Perfil Diagonal
Fuente: Elaboración Propia

3.8.2.5.1.2 Diseño a Compresión

Para el diseño a compresión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo E de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Compresión:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_c = \frac{Pr}{Pc} \leq 1$	$\eta_c := \frac{Pr}{Pc} = 0.852$	CUMPLE	
---------------------------------	-----------------------------------	--------	---

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

Pc: Resistencia de diseño a compresión proporcionada por el perfil de diseño

3.7.2.5.1.3 Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Diseño a Flexión en Eje X:

Para el diseño a flexión se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.006$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida para la combinación más crítica

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión

3.8.2.5.1.4 Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de la AISI/S100-2007 (LRFD) (USA).

Diseño a Cortante en Eje Y:

Para el diseño a cortante se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$	$\eta_v := \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.0006$	CUMPLE	
---	--	--------	--

Donde:

V_{ry} : Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{fc} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_{fc} := \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.857$	CUMPLE	
--	--	--------	---

3.8.2.6 Diseño de Uniones**3.8.2.6.1 Diseño de Uniones Soldadas**

Todos los elementos de la viga celosía: cordón superior, cordón inferior, diagonal, tendrán uniones soldadas, de esta manera se generara un elemento rígido, la

verificación de estas uniones se realiza a continuación teniendo solo la verificación de una unión.



Ilustración 16: Detalla de Unión Cordón Inferior-Diagonal
Fuente: Elaboración Propia

Resistencia del Metal de soldadura para el electrodo E70:

$E70 := 4820 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $F_w := 0.6 \cdot E70 = 2892 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_{ws} := 0.707 \cdot w \cdot \phi_s \cdot F_w = 766.741 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$
---	--

Resistencia del Metal Base:

$f_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_{wb} := 0.9 \cdot f_y \cdot t_e = 683.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$
--	---

Longitud de Filete Requerida:

$L := \frac{P_u}{F_{wb}}$	$L = 5.797 \text{cm}$
---------------------------	-----------------------

3.7.2.6.2 Diseño de Uniones en Apoyos

Área de la Placa Base:

$A := \frac{P_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c} = 31.059 \text{ cm}^2$	$N := 20 \text{ cm}$ $B := 20 \text{ cm}$ $A' := N \cdot B = 400 \text{ cm}^2$
--	--

Verificación al aplastamiento del alma pandeo:

<p>Longitud mínima:</p> $N_{\text{min}} := \frac{P_u}{f_y \cdot t_w} - 2.5 \cdot k = 4.446 \cdot \text{cm}$ $P_{u_{\text{min}}} := \phi \cdot 0.4 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + \left(4 \cdot \frac{N}{d} - 0.2 \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}}$ $N_{\text{min}} := 3.15 \text{ cm}$ $B_p := \frac{A}{N_a} = 14.951 \text{ cm}$	$d = 10 \text{ cm}$ $\frac{N}{d} > 0.2$ $N := 20 \text{ cm}$ $B := 20 \text{ cm}$
--	---

Espesor de la Placa Base:

$n := \frac{B - 2 \cdot k}{2} = 6.875 \text{ cm}$ $t_{\text{min}} := \sqrt{\frac{2.222 \cdot P_u \cdot n^2}{N \cdot B \cdot f_y}} = 0.375 \cdot \text{cm}$	$t_{\text{min}} := 0.5 \text{ cm}$
--	------------------------------------

Perno de Anclaje:

$A_g := \frac{T_u}{0.75 \cdot \phi_t \cdot F_u} = 2.688 \cdot \text{cm}^2$	$D := \sqrt{4 \cdot \frac{A_g}{\pi}} = 1.85 \cdot \text{cm}$ $D := 2 \text{cm}$
--	--

$A_p := \frac{T_u}{4 \cdot (D) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$	$L_a := \sqrt{\frac{A_p}{\pi}} = 37.421 \cdot \text{cm}$
---	--

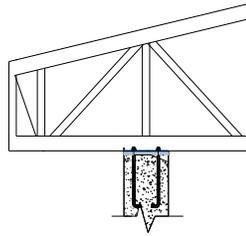


Ilustración 17: Detalle Unión Fija
Fuente: Elaboración Propia

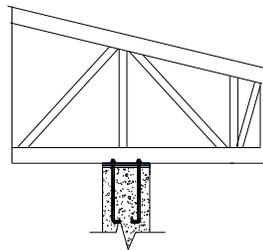


Ilustración 18: Detalle Unión Móvil
Fuente: Elaboración Propia

3.8.3 Estructura de Sustentación de la Edificación

De acuerdo con el modelo estructural se compone de elementos de hormigón armado, que fueron diseñados de acuerdo a las especificaciones y limitaciones de la normativa

adoptada, de cada elemento estructural se tomó el de máximas solicitaciones para su verificación estructural.

3.8.3.4 Diseño Estructural de Vigas

Las vigas se diseñaran a efectos de esfuerzos de flexión y cortante, serán vigas peraltadas, que se encontraran en los bordes de la cercha y rigidizado de los pórticos. La viga analizada tiene las siguientes características geométricas

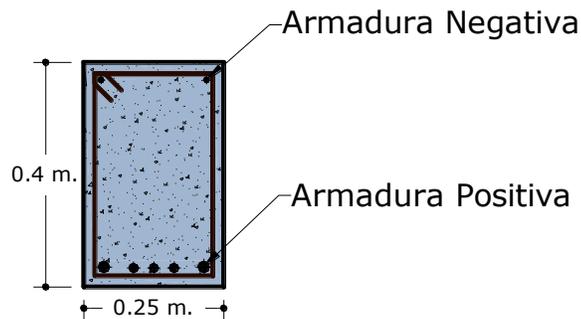


Ilustración 19: Dimensiones de la viga

Fuente: Elaboración Propia

Solicitaciones de Diseño:

Tramo C22-C23	
Momento Máximo Positivo	9.19 ton.m
Momento Máximo Negativo Derecha	5.44 ton.m
Momento Máximo Negativo Izquierda	5.43 ton.m
Cortante Máximo	5.83 ton

Calculo Armadura Positiva

Momento de Diseño (Md):

$$M_d := 9.19 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d) :

$\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	$\mu_d = 0.165$
---	-----------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} := 0.332$$

Se verifica:

$\mu_d < \mu_{lim}$	$\mu_{lim} := 0.332$ $\mu_d = 0.165$	CUMPLE	
---------------------	---	---------------	---

Cuantía Mecánica (W_s) :

$$W_s := 0.1924$$

Abaco flexion simple (anexo A.1)

Armadura Positiva (A_s) :

$A_s := W_s \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 7.744 \cdot \text{cm}^2$
--	---------------------------------

Cuantía Mecánica Mínima (W_{min}) :

$$W_{min} := 0.0033$$

Armadura Mínima (A_{smin}):

$A_{smin} := W_{min} \cdot b_w \cdot h$	$A_{smin} = 3.3 \cdot \text{cm}^2$
---	------------------------------------

Se dispondrá:

$$3 \phi 16 \text{mm} + 2 \phi 12 \text{mm}$$

Cálculo Armadura Negativa Derecha**Momento de Diseño (Md):**

$$Md := 5.44\text{ton}\cdot\text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d) :

$\mu_d := \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	$\mu_d = 0.093$
--	-----------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} := 0.332$$

Se verifica:

$\mu_d < \mu_{lim}$	$\mu_d = 0.093$ $\mu_{lim} := 0.332$	CUMPLE	
---------------------	--------------------------------------	--------	--

Cuantía Mecánica (Ws) :

$$Ws := 0.1064$$

Armadura Positiva (As) :

$As := Ws \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$As = 4.283 \cdot \text{cm}^2$
--	--------------------------------

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin) :

$$W_{min} := 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$As_{min} := W_{min} \cdot b_w \cdot h$	$As_{min} = 3.3 \cdot \text{cm}^2$
---	------------------------------------

Se dispondrá:

3 ϕ 12mm+2 ϕ 10mm

Cálculo Armadura Negativa Izquierda

Momento de Diseño (Md):

$$Md \approx 5.43\text{ton}\cdot\text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d) :

$\mu_d \approx \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	$\mu_d = 0.093$
---	-----------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} \approx 0.332$$

Se verifica:

$\mu_d < \mu_{lim}$	$\mu_d = 0.093$ $\mu_{lim} \approx 0.332$	CUMPLE	
---------------------	---	---------------	---

Cuantía Mecánica (Ws) :

$$Ws \approx 0.1064$$

Armadura Positiva (As) :

$As \approx Ws \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$As = 4.283 \cdot \text{cm}^2$
---	--------------------------------

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin) :

$$W_{min} \approx 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$As_{min} \approx W_{min} \cdot b_w \cdot h$	$As_{min} = 3.3 \cdot \text{cm}^2$
--	------------------------------------

Se dispondrá:

$$3 \phi 12\text{mm} + 2 \phi 10\text{mm}$$

Cálculo Armadura Transversal:

Cortante de Diseño (Vd):

$$Vd = 5288.887\text{kg}$$

Cortante de Agotamiento por Tracción en el Alma:

$fvd = 5.916 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad Vcu \doteq fvd \cdot bw \cdot d$	$Vcu = 5620.276\text{kg}$
---	---------------------------

Se verifica la siguiente condición:

$Vd \leq Vcu$	$Vcu = 5620.276\text{kg}$ $Vd = 5288.887\text{kg}$	<p>CUMPLE</p>
---------------	---	---------------

verifica la condición, se requiera armadura mínima transversal.

Agotamiento por Compresión Oblicua en el Alma:

$Vou \doteq 0.3 \cdot fcd \cdot bw \cdot d$	$Vou = 39900\text{kg}$
---	------------------------

$Vsu \doteq Vd - Vcu$	$Vsu = 331.389\text{kg}$
-----------------------	--------------------------

Armadura Transversal:

$Ast \doteq \frac{Vsu \cdot t}{0.9 \cdot d \cdot fyd}$	$Ast = 0.265 \cdot \text{cm}^2$
--	---------------------------------

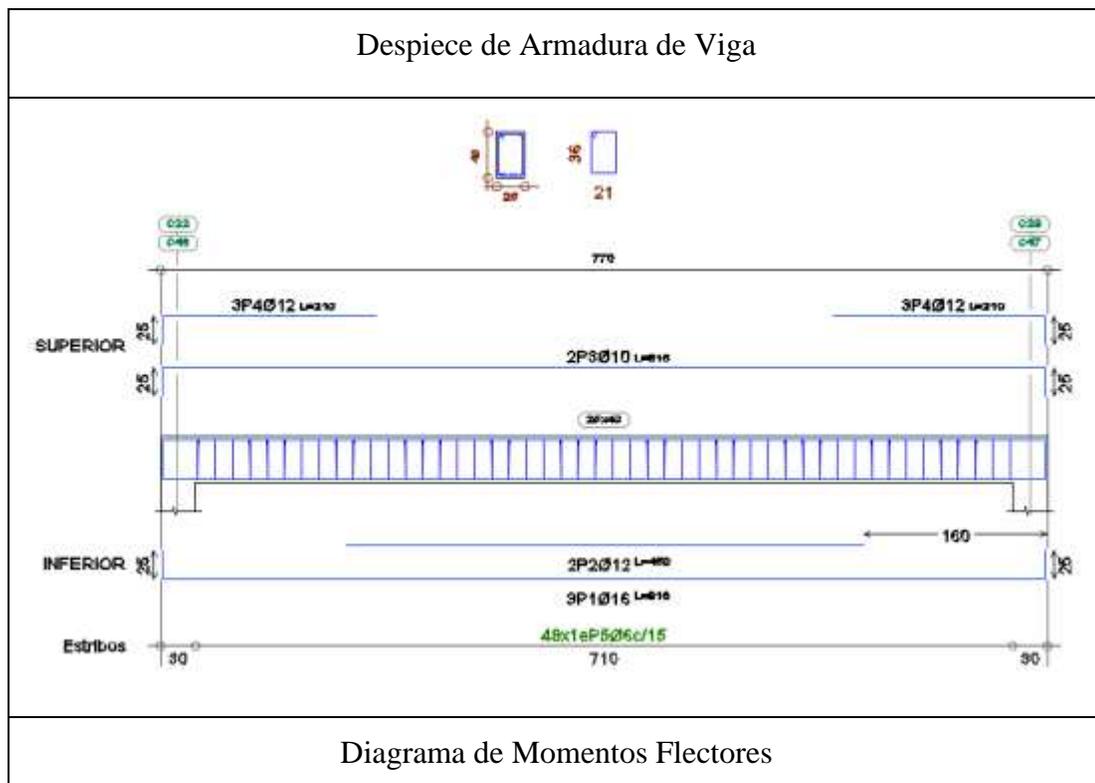
Armadura Transversal (Astmin):

$$A_{stmin} := 0.033 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{stmin} = 3.162 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

$\Phi 6\text{mm c/ 15 cm}$



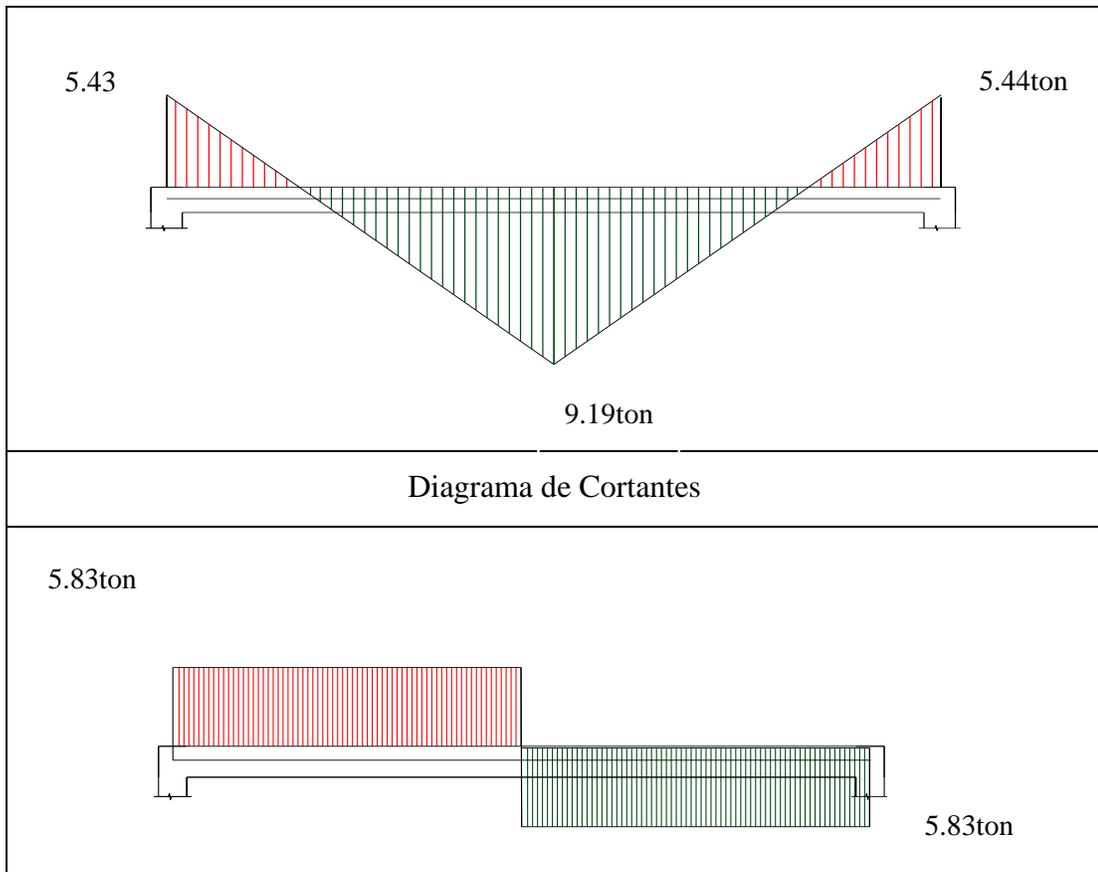


Ilustración 20: Despiece de Viga
Fuente: Elaboración Propia

3.8.3.2 Diseño Estructural de Columnas

Las columnas se diseñaran a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección cuadrada. La columna que se verificara será la C22 en su primer tramo comprendido entre la planta baja y la cubierta, cuyas características geométricas son las siguientes:

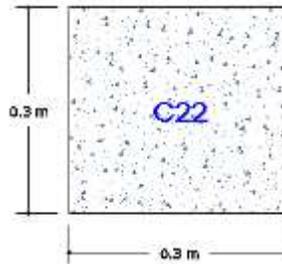


Ilustración 21: Dimensiones de la columna
Fuente: Elaboración Propia

Solicitaciones de Diseño:

Columna C22	
Axial diseño Nda	19.89 ton
Momento máximo en (x) Mdx	1.2 ton.m
Momento Máximo en (y) Mdya	0.8 ton.m
Cortante Máximo en (x) Vdxa	0.29 ton
Cortante Máximo (y) Vdya	0.37 ton

Definición del tipo de estructura intraslacional - trasnacional

(Para estructuras traslacionales propuesto por (Calavera))

$$no\ supere = \frac{1}{750} * h_{cota} \geq \delta = \frac{1}{750} * 4.5 = 0.006 \geq 0.0065$$

Estructura traslacional sin considerar efectos de segundo orden

Se hará uso del nomograma de pórticos traslacionales

<p>En el punto A tramo 1, L=4.4m</p> $\Psi_A = \frac{\sum(\frac{l}{L})_{columnas}}{\sum(\frac{l}{L})_{vigas}} \quad \Psi_{Ax}=4 \quad , \quad \Psi_{Ay}=1.3$ $\Psi_{By}=2.7 \quad \Psi_{By}=3.0$	$\alpha_{1x} := 1.85, \alpha_{1y} := 1.58$
--	--

Longitud de Pandeo:

$$l_{ox} = \alpha_x * L = 8.14 \quad , \quad l_{oy} = \alpha_y * L = 6.95$$

Cálculo de la Esbeltez Geométrica

$\lambda_{g_{1x}} = \frac{l_{1ox}}{b_{1x}} = 13.20$	$\lambda_{g_{1y}} = \frac{l_{1oy}}{h_{1y}} = 12.5$	COL. INTERMEDIA	
---	--	-----------------	--

Esbeltez mecánica

$\lambda_{1x} = \frac{l_{1ox}}{r_{1x}} = 93.99$	$\lambda_{1y} = \frac{l_{1oy}}{r_{1y}} = 80.3$	$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = 0.153$
$\gamma_{lim} = 35 \sqrt{\frac{c}{v} \left(1 + \frac{0.24}{\frac{e_2}{h}} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right)} > 100$		$\gamma_{lim} = 80.21$

Comprobación de soportes aislado

* $\lambda < \lambda_{inf} \rightarrow$ Pueden despreciarse los efectos de pandeo, ($\lambda_g < 10$) pieza considerada corta

* $\lambda_{inf} \leq \lambda < 100 \rightarrow$ Métodos aproximados de cálculo, ($10 \leq \lambda_g < 29$) puede calcularse excentricidad adicional

* $100 \leq \lambda < 200 \rightarrow$ Método general de cálculo

* $\lambda \geq 200 \rightarrow$ No aplicable la EHE-08

$\lambda_{inf} = 80 \leq \lambda = 93 < 100 \rightarrow$ Métodos aproximados de cálculo, ($10 \leq \lambda g < 29$) puede calcularse excentricidad adicional

Métodos aproximados de cálculo

Excentricidad de Primer Orden

$$e_{ox} = \frac{Mdx}{Nd} = 5.90\text{cm}$$

$$e_{oy} = \frac{Mdy}{Nd} = 4.03$$

Excentricidad Mínima de Calculo

La excentricidad mínima de cálculo según la normativa CBH-87

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2\text{cm} \quad e_a = \frac{h}{20} = 1.50\text{cm}$$

La excentricidad de primer orden para el cálculo de la excentricidad ficticia, no será menor que el valor accidental mínimo

$$e_a = 2.0\text{cm}$$

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{ficX} = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) * \frac{b + 20 * e_o}{b + 10 * e_o} * \frac{l_{ox}^2}{b} * 10^{-4} = 14.9\text{cm}$$

$$e_{ficY} = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) * \frac{h + 20 * e_o}{h + 10 * e_o} * \frac{l_{ox}^2}{h} * 10^{-4} = 10.25\text{cm}$$

La excentricidad de cálculo

$$e_{Xmax} = e_{ox} + e_{ficX} = 22.94\text{cm}$$

$$e_{Ymax} = e_{oy} + e_{ficY} = 14.3\text{cm}$$

Armadura Longitudinal:

Capacidad mecánica del hormigón:

$$f_{cd} := 0.9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 126 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$U_c = f_{cd} * A_c = 113400 \text{ kg}$$

Esfuerzos reducidos de cálculo:

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{x_{max}}}{U_c * b} = 0.13$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{y_{max}}}{U_c * h} = 0.1$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = 0.18$$

Mediante el ábaco de roseta se obtiene el siguiente valor de cuantía geométrica:

$$\omega := 0.29$$

Armadura Longitudinal:

$$U_{total} = \omega * U_c = 35184 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = 9.1 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima:

CORTANTE MAYORADO

$$A_{smin} := 0.006 \cdot h_x \cdot h_y$$

$$A_{smin} = 5.4 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispone:**4φ16mm +2φ12mm**

Armadura Transversal:

Cortante Mayorado:

$f_{vd} := 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 5.916 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$V_{cu} := f_{vd} \cdot h_{xa} \cdot (h_{ya} - r) = 4880.766 \text{ kg}$
---	--

Verificación de la condición:

$V_{d1} = 907.185 \text{ kg}$ $V_{cu} = 4880.766 \text{ kg}$	$V_d \leq V_{cu}$
--	-------------------

Armadura Mínima:

$A_{smint} := 0.02 \cdot h_{xa} \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_{smint} = 2.3 \cdot \text{cm}^2$
--	-------------------------------------

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

$$S \leq \begin{cases} 1^\circ & b \text{ o } h \text{ (El de menor dimencion)} \\ 2^\circ & 15 * \phi_{As} \text{ longitudinal mas delgada.} \end{cases}$$

Se dispone: **$\Phi 6 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}$**

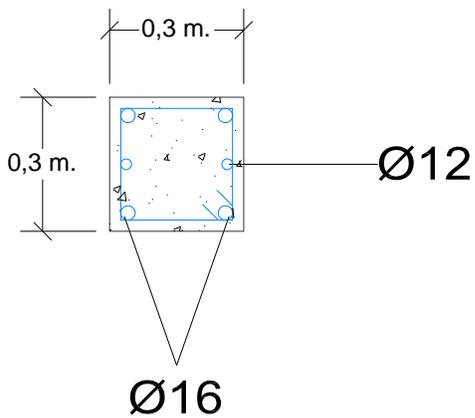


Ilustración 22: Despiece de Columna
Fuente: Elaboración Propia

3.8.3.3 Diseño Estructural de Fundaciones

La capacidad portante de terreno de fundación es:

$$\sigma_{adm} := 0.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.8.3.3.1 Diseño Estructural de Zapatas Centradas

Geometría:

La zapata centrada tiene una geometría rectangular con las siguientes dimensiones

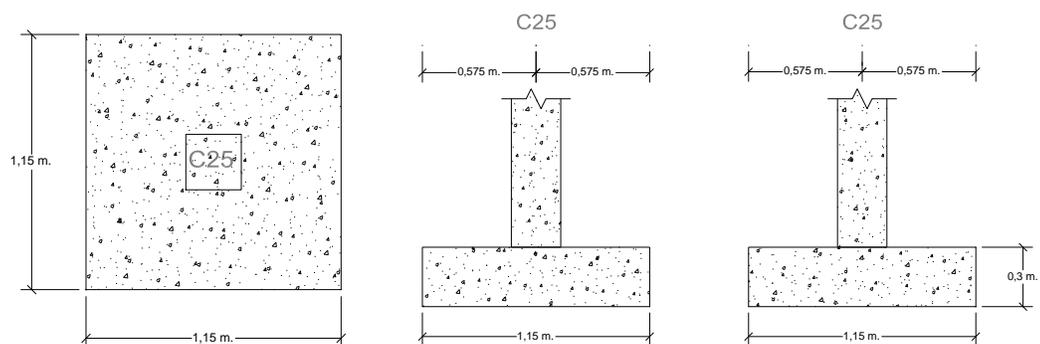


Ilustración 23: Dimensiones Zapata Centrada
Fuente: Elaboración Propia

Solicitaciones de Diseño:

Columna 25	
Normal	11.18 ton
Momento X	0.04 ton.m
Momento Y	0.1 ton.m
Cortante X	0.01 ton
Cortante Y	0.1 ton

Canto de la Zapata:

Punzonamiento:

$d1 := \sqrt{\frac{ao \cdot bo}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{ao + bo}{4} = 13.038 \cdot \text{cm}$	$h := 30 \text{cm}$
---	---------------------

Clasificación de la Zapata:

$Vy := \frac{b - bo}{2} = 50 \cdot \text{cm}$ $Vx := \frac{a - ao}{2} = 50 \cdot \text{cm}$	$V > 2h$ $2 \cdot h = 48 \cdot \text{cm}$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Zapata Flexible.

Esfuerzo Máximo de Tensión sobre el Terreno:

$\sigma_{\max} = 0.73 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$	CUMPLE	
--	---------------------------------------	--------	---

Comprobación al Vuelco:

Comprobación en X:

$\gamma_{vx} := \frac{M_{estabilizantex}}{M_{desestabilizantex}} = 224.511$	$\gamma_v > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación en Y:

$\gamma_{vy} := \frac{M_{estabilizantey}}{M_{desestabilizantey}} = 180.033$	$\gamma_v > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación al Deslizamiento:

Comprobación en X:

$\gamma_{dx} := \frac{A_p \cdot C_d}{Q_x} = 195.313$	$\gamma_d > 1.5$	CUMPLE	
--	------------------	--------	--

Comprobación en Y:

$\gamma_{dy} := \frac{A_p \cdot C_d}{Q_y} = 19.531$	$\gamma_d > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación de Tensiones en el Terreno:

En el punto 1:

$\sigma_1 := \frac{N + Pp}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 0.701 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_1 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
--	---------------------------	--------	---

En el punto 2:

$\sigma_2 := \frac{N + Pp}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 0.708 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_2 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
--	---------------------------	--------	---

En el punto 3:

$\sigma_3 := \frac{N + Pp}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 0.71 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_3 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	---

En el punto 4:

$\sigma_4 := \frac{N + Pp}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 0.717 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_4 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
--	---------------------------	--------	---

Diseño a Flexión en X:

$A_s := b_w \cdot \omega \cdot (h - r) \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 2.463 \cdot \text{cm}^2$
---	---------------------------------

Armadura mínima:

$A_{smin} := \omega_{min} \cdot b_w \cdot (h - r)$	$A_{smin} = 3.42 \cdot \text{cm}^2$
--	-------------------------------------

Se dispondrá:

Φ12mm c/30cm

Diseño a Flexión en Y:

$A_s := b_w \cdot \omega \cdot (h - r) \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 2.463 \cdot \text{cm}^2$
---	---------------------------------

Armadura mínima:

$A_{smin} := \omega_{min} \cdot b_w \cdot (h - r)$	$A_{smin} = 3.42 \cdot \text{cm}^2$
--	-------------------------------------

Se dispondrá:

Φ12mm c/30cm**Comprobación de la Adherencia:**

En dirección X:

$\tau_b := \frac{V_{dx}}{0.9 \cdot (h - r) \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = 23.864 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\tau_b \leq 2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$ $2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53.924 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	CUMPLE	
--	--	--------	---

En dirección Y:

$\tau_b := \frac{V_{dy}}{0.9 \cdot (h - r) \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = 23.864 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\tau_b \leq 2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$ $2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 53.924 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	CUMPLE	
--	--	--------	---

Armado de Zapata:

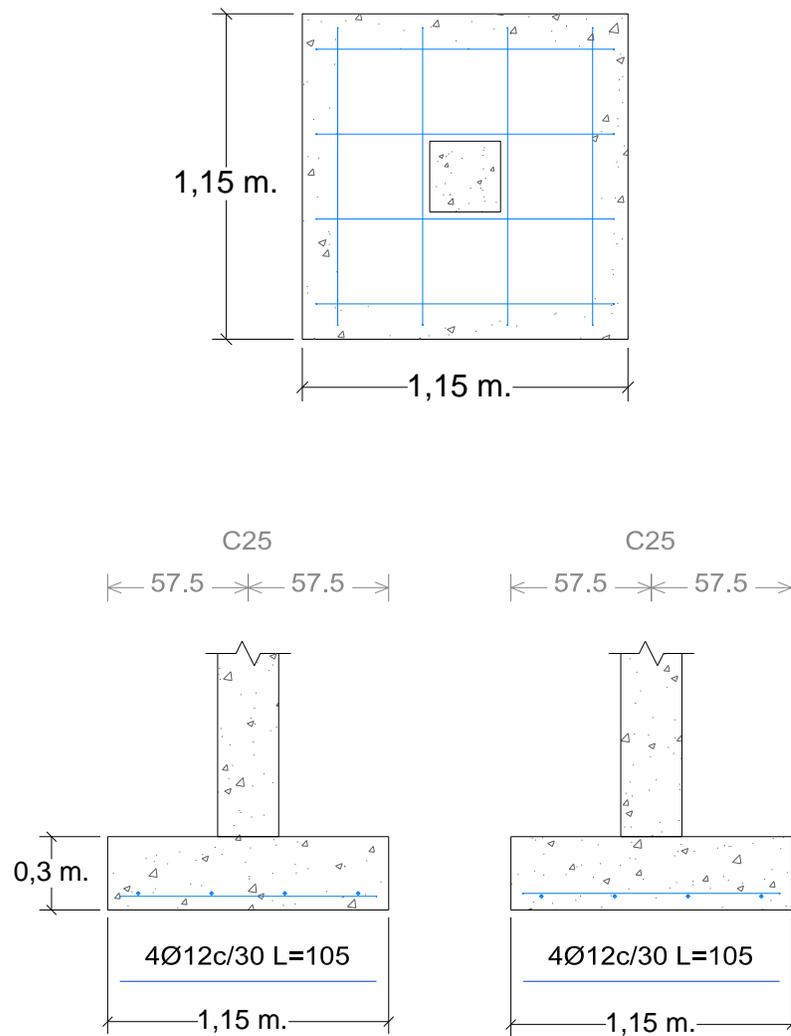


Ilustración 24: Despiece de Zapata Centrada
Fuente: Elaboración Propia

3.9 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprenden los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto. (Ver las especificaciones Técnicas en anexo A.5)

3.10 Cómputos Métricos

Los cómputos métricos realizados para cada ítem.

Los cálculos de mediciones de longitudes, áreas, volúmenes y pza. Respetando los procedimientos constructivos para el diseño.

En el Anexo A.6 , se indica el desarrollo de cada una de las actividades de la obra, indicando el precio unitario y el presupuesto total.

3.11 Análisis de Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria, herramientas, beneficios sociales gastos generales, administrativo, impuestos y utilidades sin tomar en cuenta instalaciones.

Los parámetros tomados en cuenta para el presente proyecto se mencionan a continuación: Parámetros:

A: Costo del Material

B: Costo de Mano de Obra

C: Costo Equipo, Maquinaria y Herramientas

Costo Directo del ITM= A+B+C

Cargas Sociales 60.00% del costo de la mano de obra

IVA (Impuesto al Valor Agregado) 13.00% del costo de la mano de obra

IT (Impuesto a las Transacciones) 3.00% del costo directo

Herramientas Menores 5.00% del costo de la mano de obra

Gastos Generales 10.00% del costo directo

Utilidades 10.00% resulta de la suma del costo directo más los gastos generales.

3.12 Presupuesto General de la Obra

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda de una planilla Excel, con un tipo de cambio al dólar de 6,96 Bs, el costo total de la obra es de 5335383,87Bs

(773244,04\$us), para 2240.83 metros cuadrados construidos, dando un resultado de 345.1 \$us/m².

En el Anexo A.7, se indica el desarrollo de cada una de las actividades de la obra, indicando el precio unitario y el presupuesto total.

3.13 Plazo de Ejecución

Para la construcción de la terminal de buses se tiene un plazo de ejecución de 286 días calendario. Se muestra en el Anexo 8, se presenta el cronograma general realizado con el programa (Microsoft Project 2010) y actividades para el proyecto.

4 APOORTE ACADÉMICO (RENDIMIENTO DE CELOSIAS W, N y K)

4.1 Marco Teórico

Se aborda un estudio comparativo básico, en dos dimensiones, de distintos tipos de cercha, celosía y distintas triangulaciones, para determinar la relación entre su eficiencia estructural y la disposición de las barras, según su adaptación de estructuras isostáticas. El estudio básico realizado, de rendimiento y comportamiento estructural, se implementa posteriormente en el análisis de estructuras de mayor complejidad, las cuales son el objeto principal de estudio del presente trabajo de investigación.

4.1.1 Celosía o armaduras de cubierta

Conviene precisar y establecen los criterios de clasificación indicados. Así, para que una estructura plana sea estáticamente determinada o totalmente isostática, debe de estar formada por nudos articulados y las barras sólo pueden estar solicitadas a esfuerzos axiales, siendo los momentos flectores nulos y, por lo tanto, también los cortantes si, como en el caso básico, no se considera el peso propio de las barras. Para que la estructura sea rígida, con los nudos articulados, las barras deben de generar triangulaciones o regiones trianguladas, adyacentes unas a otras, y debe de cumplir las siguientes condiciones de isostaticidad:

- **Isostaticidad externa.** Esta condición sirve para realizar un análisis global de la estructura y, por ello, permite calcular las reacciones externas de la estructura mediante el uso de las ecuaciones de la Estática. En este caso, sólo serán tres ecuaciones independientes para su estudio. La estructura dependerá de tres valores incógnita de acuerdo a las reacciones, de forma que el número de dichas reacciones r , será de tres.
- **Isostaticidad interna.** Esta condición permite determinar los esfuerzos internos de cada una de las barras que conforman la estructura. Dado que los nudos son articulados, no existen momentos flectores ni cortantes en las barras, las cuales están solicitadas únicamente a esfuerzos axiales. Esta característica conlleva dos ecuaciones por nudo (fuerzas verticales y fuerzas

horizontales), y por lo tanto, se obtiene que el número total de ecuaciones de equilibrio es de $2n$. La isostaticidad interna requiere que se determine el valor axial de cada barra, por lo que, el número de incógnitas para dicha isostaticidad será igual al número de barras b .

De esta forma, se establece que la relación entre el número de incógnitas y el número de ecuaciones de equilibrio, de acuerdo a las reacciones r , de las barras b , y los nudos n , de la estructura, debe cumplir la siguiente igualdad:

$$r + b = 2n \quad (4.2.1)$$

donde:

para una estructura plana estáticamente determinada o totalmente isostática, de acuerdo a lo anteriormente expuesto, es necesario que $r = 3$, quedando la ecuación (4.2.1), para dicho estado, según la siguiente expresión:

$$b + 3 = 2n \quad (4.2.2)$$

Sin embargo, si la relación entre el número de reacciones, barras y nudos no cumple la condición descrita anteriormente, hay dos posibles escenarios:

$r + b < 2n$ donde el sistema es inestable. $r + b > 2n$ donde el sistema es estáticamente indeterminado.

4.1.2 Clasificación de celosía según la triangulación y la geometría

Según sus triangulaciones o geometría en alzado, las vigas de celosía o de entramado más comunes se pueden clasificar como:

- Vigas de celosía “en W”, también conocidas como vigas Warren.
- Vigas de celosía “en N”, también conocidas como vigas Pratt o vigas Howe, según la disposición de las diagonales.
- Vigas de celosía “en K”.

Viga Warren

La viga Warren, también conocida como celosía de diagonales “en W”, fue patentada en el año 1848 por James Warren y Willoughby Monzoni . Se utiliza con luces pequeñas y medianas, siendo considerada de aspecto agradable en el ámbito arquitectónico debido a su ligereza ya que su malla es menos tupida, lo cual, hace que su diseño sea muy apreciado por los arquitectos o los responsables de su diseño. Es por ello por lo que, este tipo de viga de celosía resulta relativamente ligera, presentando así, una buena resistencia mecánica respecto al coste de los materiales usados en su construcción. Las diagonales suelen formar triángulos equiláteros, aunque pueden definir triángulos isósceles con ángulos de hasta 45° , facilitando que los nudos sean muy parecidos entre ellos.

Uno de los aspectos de mayor relevancia en este tipo de triangulación, reside en que, según las características de la estructura horizontal o forjado a soportar, puede presentar problemas de excesiva longitud libre entre los nudos del cordón superior, en principio comprimido, lo cual implica una mayor luz de pandeo de dichas barras. Ante esta problemática, hay dos posibles soluciones. La primera consistiría en disminuir la base de los triángulos que forman la celosía, es decir, acortar la luz entre los nudos, haciendo la malla más densa. La segunda opción, y quizás la más habitual, sería disponer de montantes verticales intercalados, como se muestra en la Ilustración 25, que acortan la luz de las barras del cordón superior sometidas a compresión, bajo la acción de cargas gravitatorias. En el caso de colocar doble montante (sin intercalar), se reducen los esfuerzos de flexión de las barras del cordón inferior en el caso de un peso propio de barras algo significativo.

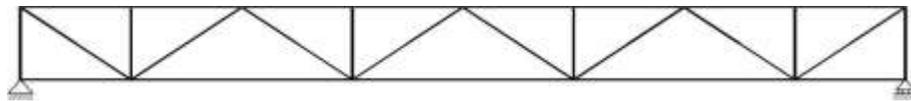


Ilustración 25: Geometría de la viga Warren con montantes intercalados.

Fuente. (Imagen propia).

El principal inconveniente de esta tipología reside en que las diagonales, las cuales tienen la misma longitud formando triángulos isósceles o equiláteros, están solicitadas alternativamente a esfuerzos de compresión y de tracción. No obstante, esta desventaja resistente, presenta una ventaja constructiva, ya que la celosía se comporta de forma similar para acciones de presión (fuerzas verticales positivas) y para acciones de succión (fuerzas verticales negativas). Para acciones gravitatorias se recomienda que la primera diagonal junto a los soportes esté traccionada, ya que es la más solicitada debido a que el cortante general de la cercha, en estos puntos, es máximo.

Viga Pratt

La viga Pratt, también conocida como celosía de diagonales “en N” traccionadas, como se muestra en la Ilustración 24, fue diseñada y patentada por Thomas Willis Pratt (1812-1875) y Caleb Pratt en 1844, y también es una tipología muy utilizada, especialmente para su uso en luces moderadas. Su principal ventaja radica en las barras de relleno, dado que las diagonales o barras de mayor longitud están sometidas, generalmente, a esfuerzos de tracción, mientras que las barras de relleno más cortas (montantes) están, en principio, comprimidas, siendo las barras de menor longitud las que pueden sufrir pandeo.



Ilustración 26. Geometría la acción de cargas gravitatorias

Fuente: (Imágenes propia y tomada de [Brufau Niubó] respectivamente).

Viga Howe

La viga Howe, también conocida como celosía de diagonales “en N” comprimidas, como se muestra en la Ilustración 25, fue patentada en 1840 por William Howe (1803-1852), aunque ya fuera usada con anterioridad y propuesta por Andrea Palladio (1508-1580) casi tres siglos antes. Es una estructura de celosía empleada para cubrir luces medianas, y que tiene como inconvenientes las ventajas de la viga Pratt. Para cargas gravitatorias las diagonales trabajan a compresión mientras que los montantes lo hacen

a tracción. Es por ello, que se convierte en una buena celosía para cubiertas ligeras (como puede ser naves industriales) donde el viento de succión pueda tener una cierta importancia, de forma que en este caso sean las diagonales las barras de relleno que trabajan a tracción, mientras que los montantes están comprimidos. Además, ofrece otra gran ventaja, y es la facilidad que ofrece para posibilitar un remate inclinado de las cubiertas por ambos lados, aspecto que no es posible en las vigas Pratt, haciendo de ella una tipología muy utilizada a lo largo de la historia.

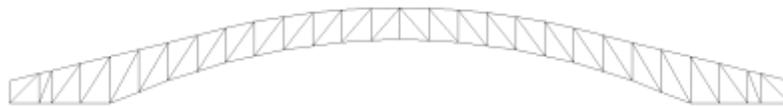


Ilustración 27: Geometría esfuerzos axiales

Howe cuerda sup comprecion, cuerdas inf tensionadas.

Fuente: (Imágenes propia y adaptada de [Brufau Niubó] respectivamente).

Viga “en K”

La viga “en K” es un tipo de celosía apropiada para grandes luces. Esta tipología presenta la ventaja de reducir considerablemente la longitud de las barras comprimidas, y en consecuencia disminuye su longitud de pandeo, como se muestra en la siguiente Ilustración

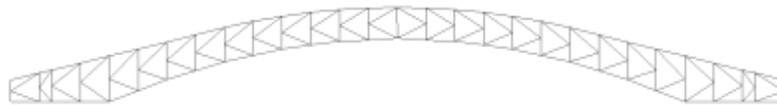


Ilustración 28: Opciones geométricas de celosía “en K”

Fuente: (Imágenes propias).

Como argumenta Brufau, la disposición más adecuada es la que se muestra en la Ilustración, al disponer las barras de relleno de acuerdo con la transmisión más favorable de los esfuerzos axiales que se producen en los cordones, identificando las

direcciones de las tensiones principales que se generan en forma de “arcos” y “catenarias”.

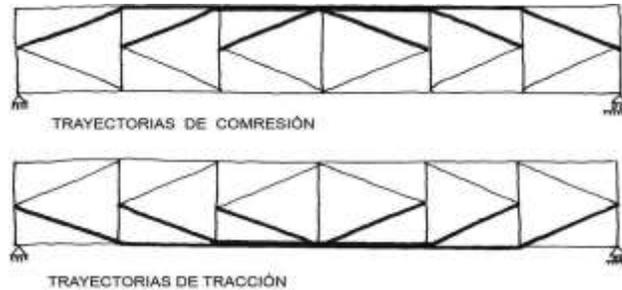


Ilustración 29: Disposición de las barras de las fuerzas axiales

De acuerdo a la trayectoria de las fuerzas axiales principales

Fuente: (Notación adaptada de [Brufau Niubó]).

4.1.3 Aplicaciones y otras formas de las vigas de celosía planas

Anteriormente, se han expuesto las celosías tradicionales de canto constante con cordones paralelos, así como las estructuras funiculares como es la estructura de arco- tirante, cuya forma deriva de la forma del polígono de fuerzas. Sin embargo, son muchas las alternativas, geométricas y constructivas, que ofrecen las vigas de celosía siendo útiles para numerosas aplicaciones y soluciones arquitectónicas. Las vigas de celosía se emplean, generalmente, como elementos resistentes en cubiertas y vigas de edificación, así como para la construcción de torres y elementos de rigidización de edificios en altura. Su uso en puentes de carreteras y de ferrocarril, a pesar de ser su motivo de expansión según lo expuesto en el capítulo anterior, se ha reducido de forma considerable.

Las distintas formas de las armaduras o estructuras de entramado dan respuesta a las cargas que las solicitan, a la vez que se adaptan a las necesidades arquitectónicas del proyecto para el cual son diseñadas. En la Ilustración 28 se muestran cerchas con distintas triangulaciones y geometrías con el cordón superior con pendiente a dos aguas muy adecuadas para cubiertas de grandes luces.

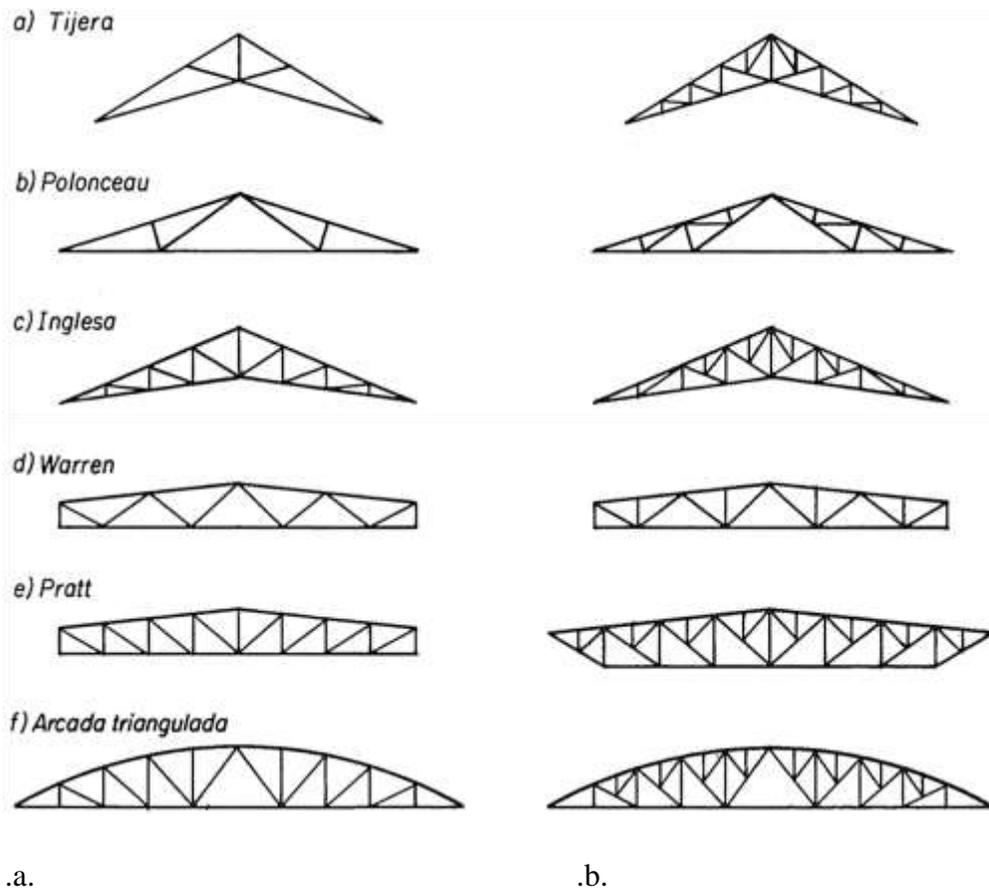


Ilustración 30: Modelos tradicionales utilizados en cubiertas:

a) Triangulaciones primarias, b) Triangulaciones primarias más triangulaciones secundarias.

Fuente: (Imagen tomada de [Argüelles Álvarez et al. 2007]).

4.2 Evaluación del rendimiento estructural

En este epígrafe se describen a continuación las dos expresiones para determinar el rendimiento estructural, ambas formuladas por Estévez y Martín. Dichos⁶ autores proponen dos parámetros adimensionales de rendimiento estructural: el rendimiento resistente R_r . El estudio rendimiento estructural se tomará el parámetro adimensional más adecuado, de acuerdo a los parámetros de diseño y las opciones de cálculo consideradas.

⁶ Estévez Cimadevila, F.J.; Martín Gutiérrez, (2002). *Influencia de los parámetros de diseño de rendimiento estructural*.

4.2.1 Rendimiento estructural resistente

El rendimiento resistente R_r es un parámetro adimensional que, como describen Estévez y Martín⁷, relaciona la carga soportada (Q) y el peso propio de la estructura (P_e), de acuerdo a la siguiente expresión:

$$R_r = \alpha \frac{Q}{P_e}$$

Donde:

α : es el coeficiente constante de ajuste a la escala de ordenadas

Q: es la carga total aplicada en la estructura

P_e : es el peso total de la armadura analizada.

Los coeficientes de ajuste α en la escala de ordenadas son valores constantes que permiten visualizar de forma más correcta los resultados en las gráficas representativas de los resultados de los rendimientos.

4.2.1.1 Estudios comparativos de vigas en celosía planas en base a los distintos parámetros de diseño, y según las líneas isostáticas

En base a lo expuesto anteriormente, en este apartado se realizan los cuatro estudios comparativos, de acuerdo a los distintos «parámetros de limitación o de control» para el análisis de las distintas triangulaciones. Los resultados más relevantes se muestran en las diferentes figuras y tablas del presente apartado.

4.2.1.1.1 Estudio comparativo básico inicial

El objetivo del presente estudio básico inicial es valorar el grado de influencia de los parámetros de diseño y opciones de cálculo que se consideran en dicho estudio, para poder descartar, en los estudios comparativos de rendimiento estructural finales, aquellos parámetros que a pesar de influir en el rendimiento estructural de una armadura se consideran de mínima relevancia o poco significativos en el estudio

⁷ Estévez Cimadevila, F.J.; Martín Gutiérrez, (2002). *Influencia de los parámetros de diseño de rendimiento estructural*.

comparativo del rendimiento estructural de vigas de celosía planas, ya que dichos parámetros u opciones afectan de una forma similar a todas las tipologías, no influyendo en los resultados finales de la comparación realizada. Se analizan modelos y los resultados se comparan para determinar el rendimiento estructural global, de dichas celosías, de acuerdo a los parámetros de diseño y a las opciones de cálculo considerados en este estudio preliminar, los cuales se definen a continuación:

- Cargas puntuales en los nudos superiores.
- Uniones articuladas A-A frente a uniones rígidas

Se pretende obtener unas conclusiones previas, acerca de dichos parámetros, que permitan tomar las decisiones de modelado correspondientes en los estudios comparativos finales. Aquellos parámetros de diseño u opciones de cálculo, estudiados inicialmente, que no tengan una influencia relevante o determinante en el rendimiento estructural de las vigas de celosía analizadas, no se considerarán en los tres estudios comparativos posteriores, reduciendo así el número de variables de diseño a considerar.

En este sentido, es oportuno mencionar que el parámetro de diseño que establece la separación entre los montantes verticales (dimensión de los recuadros de las vigas) no es objeto del presente estudio comparativo sobre rendimiento estructural de armaduras. Si bien es un parámetro de diseño que influye de forma significativa en el rendimiento de las vigas de celosías, como se desprende del estudio de Estévez y Martín, cabe destacar que lo hace de forma similar en todas las geometrías y, por lo tanto, se considera que es un parámetro de menor relevancia en cuanto a los estudios comparativos finales que se abordan a continuación.

Como punto de partida se considera la hipótesis de que, para las tipologías más comunes que se estudian, la viga Pratt, la viga Howe y la viga “en K”, como se muestra en la Ilustración 31, la influencia en el rendimiento estructural de los parámetros y opciones anteriormente expuestas, no implica una variación significativa de los resultados de dichas geometrías, o influye de forma similar en todas las geometrías,

siendo poco relevante en el estudio. No obstante, se analizan con el fin de cuantificar dicha variación.

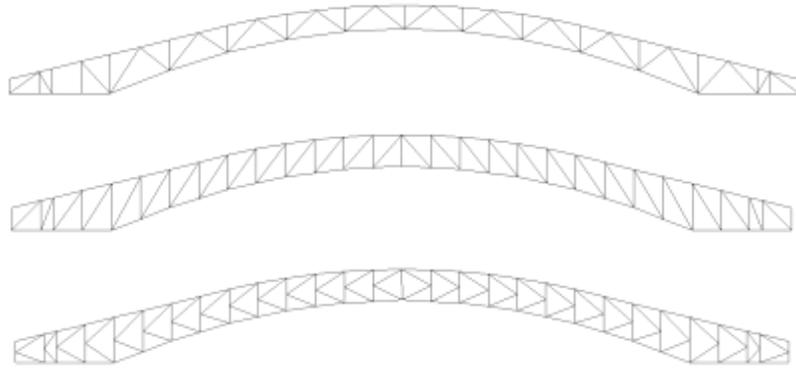


Ilustración 31: Esquema de las geometrías de celosías.

Esquema de las geometrías de la viga Pratt, la viga Howe, la viga “en K” y la viga “en X” con uniones articuladas A-A en los extremos de las barras.

Para el presente estudio básico inicial, se analizan las tipologías estructurales anteriormente mencionadas, de acuerdo con los parámetros de diseño y opciones de cálculo objeto de este estudio preliminar, para cuatro luces de vano distintas, 18.4 y para los siguientes cantos H: 0.6, 0.8, 1.0, 1.2m. La metodología utilizada para estudiar las tres geometrías de celosías y las variables de diseño, anteriormente mencionadas, se establece de acuerdo a los siguientes criterios de dimensionado:

- No hay limitación de deformaciones (ELS) para los casos extremos claramente inadecuados. Dado que se trata de un análisis lineal para el estudio de las deformaciones, y por lo tanto las deformaciones son proporcionales a la carga, el exceso de deformación no influye en el comparativo en base a los resultados de rendimiento global de las distintas armaduras analizadas.
- Se consideran los mismos perfiles de sección tubular cuadrada para los cordones, y los mismos perfiles para las barras de relleno en todas las tipologías del estudio comparativo básico inicial.

4.3 Resultados

En la tabla, se presentan los resultados representativos de las distintas tipologías de celosía analizadas para una luz de 18.4 m y un canto de 0.6 m. Uniones articuladas A-A en los extremos de las barras, para cargas puntuales en los nudos superiores. Se muestran los siguientes valores de cada tipo de celosía:

- Axil máximo de compresión (en KN), para ELU.
- Momento flector máximo (en m·KN) en valor absoluto, para ELU.
- Rendimiento estructural global R_g .

$$R_r = \alpha \frac{Q}{P_e} \quad ; \quad \alpha = 1$$

Donde:

α : es el coeficiente constante de ajuste a la escala de ordenadas

Q: es la carga total aplicada en la estructura

P_e : es el peso total de la armadura analizada.

Cercha	canto	carga P. (kg)	P Peso (kg)	Rr
warren	0,6	6279	904,06	6,945
warren	0,8	6279	672,37	9,339
warren	1	6279	542,7	11,570
warren	1,2	6279	474,41	13,235
howe	0,6	6279	1056,8	5,942
howe	0,8	6279	778,63	8,064
howe	1	6279	652,6	9,622
howe	1,2	6279	556,17	11,290
k	0,6	6279	751,21	8,359
k	0,8	6279	629,89	9,968
k	1	6279	534,39	11,750
k	1,2	6279	441,19	14,232

Tabla 15: Resultados de Rendimiento.

Fuente: Elaboración Propia

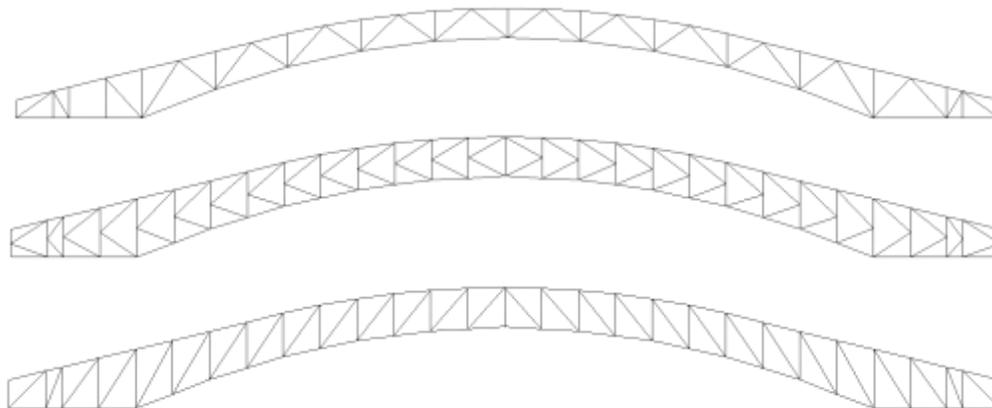


Ilustración 32: Celosía tipo W,N y K,

Fuente: Elaboración Propia

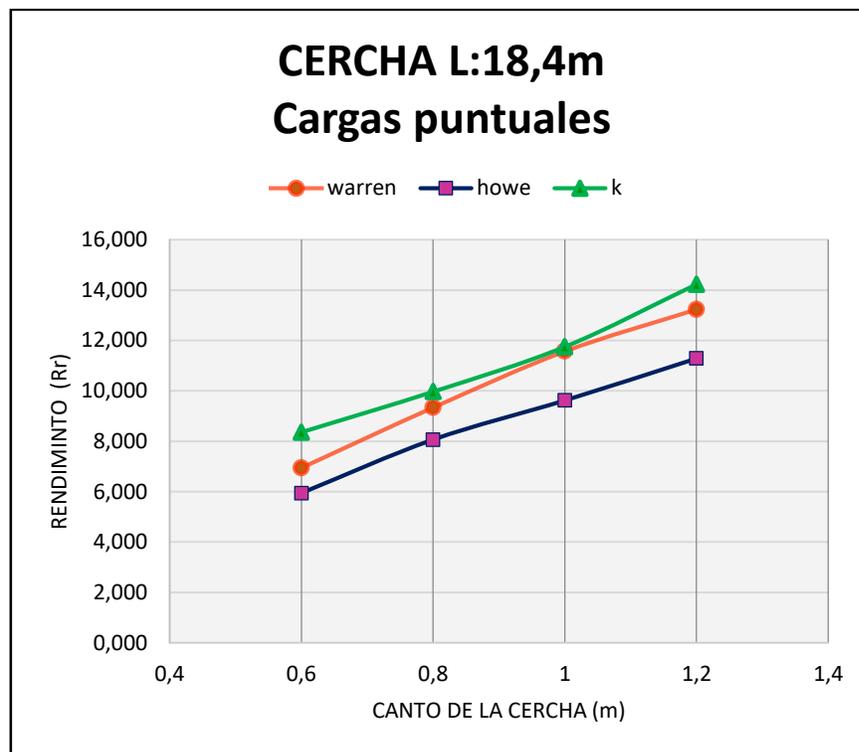


Ilustración 33: Rendimiento de Cerchas de 18,4 m
Fuente: Elaboración Propia

5 CONCLUSIONES RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Del presente proyecto “Mercado Palos Blancos (Municipio de Entre Ríos-Prov. O’conor)” se llegó a las siguientes apreciaciones:

- Se logró diseñar el “Mercado Palos Blancos (Municipio de Entre Ríos-Prov. O’conor)”, siguiendo las especificaciones técnicas de las normativas. Con la nueva infraestructura que pueda satisfacer y mejorar la calidad de vida de los habitantes y visitantes a la población.
- La nueva infraestructura del Mercado Palos Blancos, cumple con las normas establecidas Bolivianas garantizando la estabilidad, economía, seguridad y vida útil de la estructura. Brindado comodidad y seguridad a la población.
- Se determinó la resistencia admisible del subsuelo en el lugar de emplazamiento, realizando el ensayo de Cono Holandés. la resistencia admisible es 0.91 kg/cm^2 de los sondeos realizados.
- Este proyecto se redujo al cálculo estructural mediante programas computalizados, para una posterior verificación del dimensionamiento de los elementos más solicitados de la estructura, tanto de la estructura metálica como de la estructura aporticada, donde los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente, bajo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y el Manual de la AISC (Manual of Steel Construction).
- De acuerdo con el diseño una de las conclusiones consiste en que las cargas vivas y muertas, empleados para el análisis de la estructura, ya que en la mayoría las cargas muertas son casi constantes en las armaduras para techo, resaltando así el de las cargas vivas son de mantenimiento, escogiendo en todo caso la condición más crítica en su funcionamiento.
- Se realizó los planos estructurales y detalles constructivos.
- El tiempo de ejecución de la obra es de 286 días calendarios, con un costo total de la obra de Bs. 5'335.383,87 haciendo un valor de \$us. 345.1 por m^2 .

- Comparando los resultados obtenidos de las armaduras “en K,W y N”, de acuerdo a los estudios comparativos realizados sobre el rendimiento estructural de cerchas, correspondientes al estudio comparativo, la eficiencia estructural de la cercha en curva “en K”. Cabe destacar la relevancia de este aspecto, ya que se trata de geometrías en las que, tomando en cuenta los estado de cargas y de condiciones de equilibrio, únicamente con la variación de la disposición de las diagonales se obtienen rendimientos estructurales muy distintos, claro está, para una misma cantidad de material resistente.
- Es oportuno hacer una mención especial a la viga Warren por su elevado rendimiento estructural, ya que sus resultados se aproximan, considerablemente, a los resultados de la viga de mayor eficiencia estructural: la cercha “en K”. Cabe destacar que la viga Warren se caracteriza, además, por su ligereza y agradable aspecto visual, que le confieren unas prestaciones arquitectónicas destacables.

En este mismo sentido, la cercha Warren es la triangulación que requiere un número menor de uniones lo cual, implica directamente en el costo económico en base a su ejecución y la eficiencia de dicha geometría considerando todos aspectos estructurales y constructivos, ofrecería incluso un rendimiento superior al de la viga “en K”.

5.2 Recomendaciones

- En la zona de emplazamiento de la estructura se determinó la resistencia admisible del subsuelo en el lugar de emplazamiento, realizando el ensayo cono holandés se recomienda realizar el ensayo SPT para la verificación.
- Para obtener un buena información de la capacidad portante del terreno de fundación. realizar más puntos de sondeo en el lugar de emplazamiento.
- Realizar correctamente todo los ensayos de suelos, para obtener una buena información de los mismos, ya que de ellos depende las características y propiedades finales del suelo.

- En cuanto al tipo de cubierta e inclinación de techos, es recomendable adoptar un valor promedio, con el objeto de hacer un techo más económico posible, puesto que inclinaciones muy altas presentan desventajas como mayor fuerza del viento, teniendo que usar perfiles más grandes con mayor costo.
- Se recomienda para la ejecución de los ítems. este conforme a especificaciones técnicas.
- Se recomienda analizar los efectos climáticos al momento de ejecución del proyecto, ya que en el lugar presenta un clima bastante caluroso y por el cual influye en varios aspectos para su ejecución del proyecto.
- Para el mejoramiento del proyecto es indispensable el diseño de la instalación eléctrica, el diseño de la instalación de agua potable y la instalación sanitaria con sus respectivos planos, para cumplir con el proyecto a diseño final.

