

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

1.1.1 Planteamiento.

En la actualidad el Municipio de Entre Ríos cuenta con un Centro Integral Social y Cultural con las siguientes características: infraestructura deteriorada, espacio insuficiente, no cumple requerimientos actuales, ambientes no aptos para la realización de diferentes acontecimientos Socio – Culturales, para los diferentes sectores de la sociedad entrerriana que lo requieren y necesitan debido al crecimiento poblacional.

El Gobierno Municipal de Entre Ríos vio la necesidad de una nueva infraestructura, esta cuenta con su diseño arquitectónico, pero existe la carencia del diseño estructural, dicho edificio podrá abastecer las necesidades de la población desde capacitaciones, eventos socio-culturales.

1.1.2 Formulación.

Se analizó 2 planteamientos estructurales para la solución del proyecto

Alternativa 1

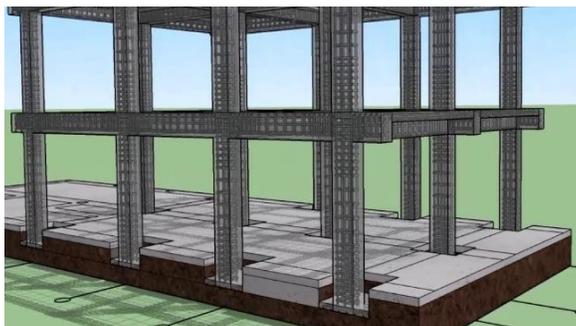
Cubierta Estructura. - metálica cubierta de calamina galvanizada.

Forjados. – Losa casetonada.

Estructura de sustentación. - Pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas

Fundación. - Losa de Fundación.

Figura 1.1 Alternativa 1 de Formulación



Fuente: Pagina web Marcelo Pardo

Alternativa 2

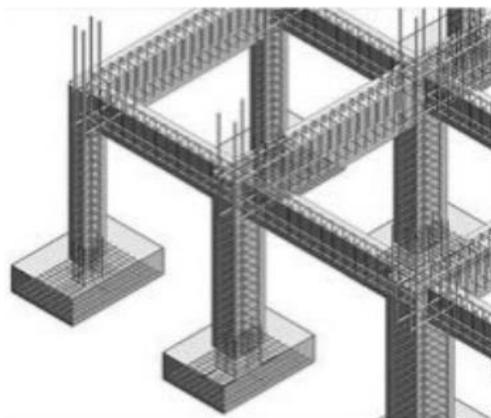
Cubierta Estructura. - metálica cubierta de calamina galvanizada.

Forjados. - Losa alivianada, para luces mayores a 7m se usará losa alivianada.

Estructura de sustentación. - Pórticos de H° A° conformado por vigas y columnas

Fundación. - Zapatas aisladas.

Figura 1.2 Alternativa 2 de Formulación



Fuente: Pagina web Marcelo Pardo

1.1.3 Sistematización.

Se optará por tomar la Alternativa 2.

Cubierta Estructura. - metálica cubierta de calamina galvanizada.

Forjados. - Losa alivianada, para luces mayores a 7m se usará losa alivianada.

Estructura de sustentación. - Pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas

Fundación. - Zapatas aisladas.

1.2. Objetivos

1.2.1 General.

- Realizar el diseño estructural del **Centro Integral Social y Cultural de Entre Ríos** aplicando la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, aplicando el paquete estructural CYPE 3D y Norma AISI S100-2016 (LRFD) para las cubiertas metálicas.

1.2.2 Específicos.

- Validar y verificar el levantamiento topográfico para el emplazamiento del proyecto.
- Validar y verificar el estudio de suelos para obtener las características mecánicas del suelo y su capacidad portante.
- Verificar la arquitectura del proyecto, en base a planos generales y área de emplazamiento.
- Valorar las diferentes combinaciones de cargas solicitantes en toda la estructura.
- Realizar el análisis estructural para determinar los esfuerzos: normales, cortantes y momentos.
- Realizar el análisis y diseño estructural de elementos de H°A° como ser: losas, pórticos (vigas, columnas), fundaciones, gradas.
- Verificar los resultados del paquete estructural, manual mente.
- Modular los planos estructurales y detalles constructivos.
- Realizar los cálculos métricos, análisis de precios unitarios y presupuesto de obra.
- Plantear un plan de construcción de obra que nos permita establecer un cronograma referencial.

1.3. Justificación

1.3.1 Académica.

Para la realización del Centro Integral Social y Cultural se aplicará los conocimientos que se nos fue inculcando sobre el área de estructuras en el transcurso de la carrera universitaria, como el análisis de diseño estructural de Estructuras de Hormigón Armado y Estructuras Metálicas, como las combinaciones de cargas a tomar para nuestro proyecto bajo el criterio del estudiante. Con el fin de profundizar conocimientos adquiridos para nuestra formación profesional de la carrera Ingeniería Civil y resultado final obtener nuestra licenciatura de Ingeniería Civil.

1.3.2 Técnica.

El proyecto se planteará con una estructura de tipo porticada, y se tomará en cuenta las exigencias que requiere la norma para poder brindar comodidad y seguridad en el diseño del centro integral social y cultural.

También se contará con el diseño de una cubierta atirantada metálica para el salón de eventos del centro cultural.

1.3.3 Social.

Con la Implementación de la Infraestructura del Centro Integral Social y Cultural se buscara poder dar solución a una necesidad que tiene la Provincia de O'Connor , y poder brindar de una infraestructura moderna y adecuada para población que vaya a realizar eventos ya sea social y/o cultural, ya que el municipio a la fecha cuenta con un centro cultural que ya cumplió su vida útil, y con el pasar de los años este resulta insuficiente ante la demanda de la población, debido al crecimiento poblacional

1.4. Alcance del proyecto

1.4.1 General.

Se realizará el diseño estructural del centro integral social y cultural de entre ríos, se realizará solamente el diseño estructural y no se hará hincapié en los cálculos sanitarios, eléctricos ni arquitectónicos.

1.4.2 Análisis de Alternativas.

Se realizará el diseño del proyecto con un sistema porticado ya que este será el más adecuado, tomando en cuenta la parte económica y que se adecua mejor a la arquitectura y propiedades del suelo del lugar.

1.4.3 Resultados a lograr.

Poder obtener un buen diseño estructural el cual sea optimo, que cuente con planos estructurales, cálculos métricos, presupuesto y costo de obra, planificación para el centro integral social y cultural.

1.4.4 Aporte Académico.

Como aporte académico se realizó el diseño estructural de una cubierta metálica atirantada, del escenario principal que forma parte del proyecto Centro Integral Social y Cultural de entre ríos.

1.5. Localización

Se realizará en el Municipio de Entre Ríos en la Primera Sección de la Provincia O'Connor del Departamento de Tarija.

El proyecto está ubicado en la Provincia O'Connor, en la parte de Las Lomas – Entre Ríos, que tiene once cantones con una superficie de 2193.76 m^2 . El área de influencia del proyecto está ubicada entre las coordenadas: de $21^{\circ}31'3.89''\text{S}$ a $64^{\circ}11'11.51''\text{O}$ a una altitud de 1293 m. s. n. m.

Figura 1.3 Localización del proyecto



Fuente: Imagen satelital Google Earth.

1.5.1. Servicios básicos existentes

El edificio del Centro Integral Social y Cultural se encuentra dentro de la zona urbana del municipio de Entre Ríos por lo cual si cuenta con los básicos los cuales serán mencionados a continuación.

1.5.1.1 Agua potable y Alcantarillado.

Para la dotación de agua potable y el retorno del alcantarillado está a cargo de la entidad de EMAPYC Empresa Municipal de Agua y Alcantarillado, los niveles de cobertura se encuentran cercanos al 90% para el caso del agua y 75% para el alcantarillado.

1.5.1.2 Energía Eléctrica.

Para la dotación de energía eléctrica se encargará la empresa SETAR S.A., la cual tiene por comercio a este servicio, cabe recalcar que este servicio es uno de los más caros en todo el país. SETAR S.A tiene su oficina central en la ciudad de Tarija,

1.5.1.3 Gas Domiciliario.

De la dotación de gas natural comprimido se encargará la empresa EMTAGAS, la cual tiene su oficina central en la ciudad de Tarija, esta empresa se realiza en área urbana del municipio de Entre Ríos.

CAPITULO II
MARCO TEORICO

2. MARCO TEORICO

2.1. Levantamiento Topográfico.

Es un estudio técnico el cual nos permite acopiar datos del terreno, para que posteriormente se genere la superficie del área de emplazamiento del proyecto, esto para realizar un buen proyecto en condiciones reales del terreno. En los cuales se dará una breve descripción de lo que es el proceso de un levantamiento topográfico.

El sistema de coordenadas llevadas consiste en trasladar coordenadas reales a través de una poligonal cerrada que se ajusta para determinar su precisión la cual se ubica alrededor del levantamiento topográfico, para este caso utilizamos una estación topográfica marca South que mide ángulos horizontales, verticales, distancias inclinadas y las almacena en su memoria.

En topografía los trabajos realizados deben estar bajo normas de calidad que aseguren que el levantamiento topográfico este ajustado y libre de errores que nos afecten más adelante con el trabajo, el topógrafo debe estar al tanto de ellos y seleccionar los instrumentos más adecuados para su trabajo.

1. Conocer el área o terreno a trabajar
2. Calcular la duración del proceso
3. Conocer el fin del levantamiento topográfico
4. Acudir al área y posicionar la estación total y su nivelamiento.
5. Marcar el punto de control topográfico
6. Realizar la obtención de datos
7. Procesar los datos

2.2. Estudio de Suelos.

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir, la composición de las capas de terreno en la profundidad, las cuales se necesitan para poder determinar el emplazamiento de nuestro proyecto, como así también la capacidad portante del suelo para poder tener un dimensionamiento de los cimientos de la edificación.

Ensayo de Penetración Estándar (SPT). – Es una prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico y reconocimiento de la resistencia portante, Consiste en medir el número de golpes necesario

para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, que permite tomar una muestra no alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63,5 kg y 76 cm respectivamente.

EL procedimiento del ensayo SPT consiste en una vez llegado a la cota de perforación deseada, limpiar el fondo de la perforación, retirar la batería de perforación y levantar la tubería de revestimiento en el caso de que estuviera y ejecutar el ensayo de penetración. Posteriormente debe realizarse otra maniobra de limpieza y por último ya puede continuarse con la perforación del sondeo.

Normalmente el ensayo se ejecuta cada 3 m de profundidad, aunque en zonas complejas puede reducirse a 1,5 m. Igualmente puede ejecutarse en todo tipo de suelos, incluido roca meteorizada, en estos casos con puntaza ciega, aunque en los suelos granulares es donde aportan una mayor información.

El toma muestras permite tomar una pequeña cantidad de muestra que aunque es alterada permite ensayar la granulometría y la plasticidad mediante los límites de Atterberg para poder determinar la humedad del suelo.

2.3. Diseño Arquitectónico.

En la actualidad el diseño arquitectónico se concentra principalmente en las inquietudes modernas como: la funcionalidad, la morfología y la estética.

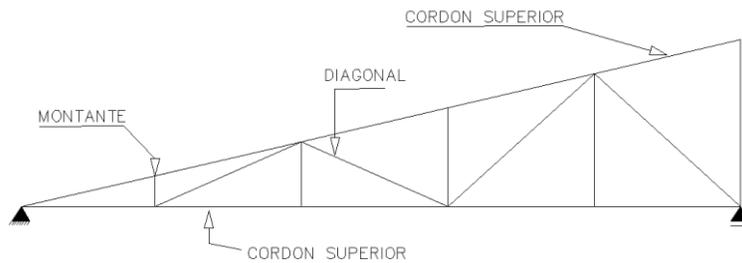
2.4. Idealización de las estructuras.

Este proceso se realiza idealizando la estructura en sistemas estructurales que represente los ejes centrales de cada elemento estructural, que recibe, resiste y transmite las cargas. Definir a la estructura que vaya a resistir y transmitir a sus vinculaciones.

2.4.1 Sustentación de la cubierta.

Para el diseño de las cubiertas metálicas estará soportada sobre correas de acero y estructuras de cercha metálica, el tipo de cercha elegido para este tipo de proyecto es de tipo Mono pitch.

Figura 2.1 Idealización de la cubierta metálica



Fuente: Elaboración propia.

2.4.1 Sustentación de edificación.

La estructura está constituida por columnas de sección cuadrada de H°A°, así mismo también las vigas.

Al hablar de sustentación se toma en cuenta varios puntos los cuales se mencionará a continuación:

Tipo de estructura, vinculación y las cargas

Nodo. - Los nodos unen o conectan los elementos estructurales, se consideran dos tipos: rígidos y articulados. Los primeros tienen la propiedad de tener giros o desplazamientos angulares y lineales, los segundos solo se desplazan y no se presentan giros en los nodos.

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

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

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

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

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

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

Las propiedades de los suelos de apoyo de la fundación ya que este se encargará de soportar las cargas que le transmitan las fundaciones.

Si existe alguna construcción vecina ya que se tendrá que excavar para apoyar a las fundaciones ya existentes.

El apuntalamiento se lleva a cabo mediante la ampliación de la fundación con profundidad y amplitud, por lo que se basa en un estrato de suelo más favorable que distribuye su carga en un área mayor.

Figura 2.2 Idealización de la edificación.



Fuente: Elaboración Propia.

2.5. Diseño Estructural.

2.5.1 Estructura de sustentación de Cubierta.

La cubierta es un elemento estructural que dará cierre a la parte superior de la estructura y tiene la misión de proteger al interior de inclemencias climáticas (lluvia, viento, granizo calor y frío). Su forma de inclinación y material de cubierta ejercen una influencia esencial sobre la estructura.

2.5.1.1 Norma de Diseño

El diseño y cálculo de los elementos estructurales de acero conformado en frío estarán a base de la Norma AISI S100-2016 (LRFD).

2.5.1.2 Bases de Cálculo

2.5.1.2.1 Resistencias de los Materiales

Para acero conformado y siguiendo lineamientos de la normativa de aceros tenemos las siguientes resistencias de Limite de fluencias (F_y) y Limite de tensión mínima (F_r) para diferentes tipos de aceros.

Tabla 2.1 Tipos de acero y resistencias.

ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima F_r (Ksi)
A - 36	36 – 32	58 – 80
A - 529	42	60 – 85
A - 441	40 – 50	60 – 70
A - 572	42 – 65	60 – 80
A - 242	42 – 50	63 – 70
A - 588	42 – 50	63 – 70
A - 514	90 – 100	100 – 130

Fuente: Norma AISI S100-2016 (LRFD).

2.5.1.2.2 Coeficientes de Minoración de Resistencias

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales en los estados límites últimos que nos indica la Norma AISI S100-2016 (LRFD) son lo que se indican a continuación:

Tabla 2.2 Factor de reducción de resistencias.

Factor de Reduccion (Ø)	Situacion
1	Aplasteamiento en areas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas encontradas, cortante en tornillo en juntas de tipo de friccion
0.9	Vigas sometidas a flexion y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldadas de ranura en el metal de base, fluencia de la seccion totalde miembros a tension
0.85	Columnas, aplastamiento del alma distancia al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros
0.8	Cortante en el area afectiva de soldaduras de ranura con penetracion completa, tension normal ala area efectiva de soldadura de ranura con penetracion parcial
0.75	Tornillos a tension soldadura de tapon o muesca, fractura en la seccion neta de miembros a tension.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea Tipo A307)
0.6	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Fuente: Norma AISI S100-2016 (LRFD).

2.5.1.2.3 Consideraciones para Soldadura.

La sección 6.4 de la especificación AISI S100-16 aborda el tema de la soldadura de acero conformado. A continuación, se presenta el texto exacto de esta sección:

a) Generalidades. - El acero conformado se puede soldar siguiendo los requisitos de esta sección. El proceso de soldadura, el electrodo de soldadura, la preparación de la junta, el método de soldadura, la secuencia de soldadura y las pruebas de soldadura deben cumplir con las normas aplicables y las recomendaciones del fabricante.

b) Selección de electrodos de soldadura. - El electrodo de soldadura para acero conformado debe ser adecuado para el tipo de acero y la posición de soldadura. Los electrodos de bajo hidrógeno se deben usar para minimizar la posibilidad de porosidad en la soldadura.

A continuación, se mostrará las consideraciones que la Norma ANSI/AWS D1.1. 2000 recomienda a la hora de la selección del tipo de electrodo.

Tabla 2.3 Tabla Características de electrodo respecto al acero

User Note: The following User Note Table summarizes the AWS D1.1/D1.1M provisions for matching filler metals. Other restrictions exist. For a complete list of base metals and prequalified matching filler metals, see AWS D1.1/D1.1M Table 3.1 and Table 3.2.

Base Metal (ASTM)	Matching Filler Metal
A36 \leq 3/4 in. thick	60- and 70-ksi filler metal
A36 $>$ 3/4 in., A588 ^[a] , A1011, A572 Gr. 50 and 55, A913 Gr. 50, A992, A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Other processes: 70-ksi filler metal
A913 Gr. 60 and 65	80-ksi filler metal
A913 Gr. 70	90-ksi filler metal

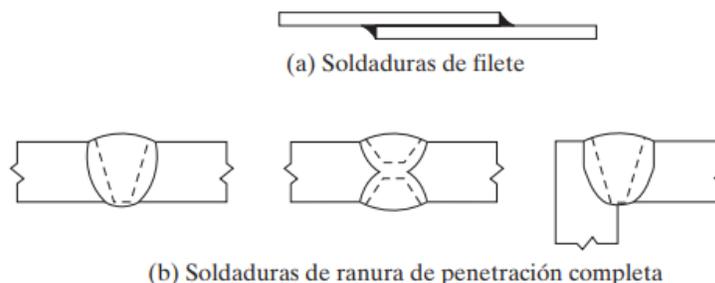
^[a] For corrosion resistance and color similar to the base metal, see AWS D1.1/D1.1M clause 3.7.3.
Notes:
In joints with base metals of different strengths, either a filler metal that matches the higher strength base metal or a filler metal that matches the lower strength and produces a low hydrogen deposit may be used when matching strength is required.

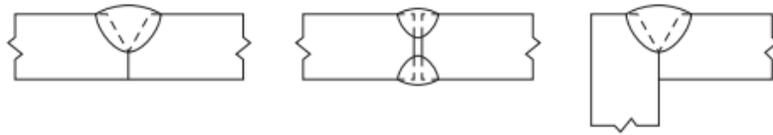
Fuente: Norma ANSI/AWS D1.1. 2000

c) Preparación de la junta. - La junta de soldadura debe limpiarse y prepararse adecuadamente antes de la soldadura. Se debe eliminar todas las impurezas y oxidación de la superficie de la junta, y hacer una preparación adecuada de los bordes de la junta.

d) Técnica de soldadura. - Se debe utilizar una técnica de soldadura adecuada para el tipo de acero conformado y la posición de soldadura. La velocidad de soldadura, la corriente y la tensión de soldadura deben controlarse adecuadamente para garantizar una soldadura de calidad.

Figura 2.3 Tipos de Soldadura





(c) Soldaduras de ranura de penetración parcial

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero - Jack C. McCormac, Stephen F. Csernak - 5ta Edición

2.5.1.3 Cargas Actuales

2.5.1.3.1 Cargas de Viento

En caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento y la velocidad de este, para lo cual se hace un estudio a barlovento y sotavento, el cual se sigue el procedimiento de NB1225003-1 (Acciones de viento).

1) Se determina la velocidad básica del viento V y el factor de direccionalidad K_d , de los cuales la velocidad del viento depende de la región y la topografía del lugar.

Tabla 2.4 Velocidades Básicas del viento en ciudades.

Nº	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
1	Achiri	La Paz	33,04
2	Achumani	La Paz	14,80
3	Aguaraycito	Tarija	18,50
4	Aiquile	Cochabamba	26,40
5	Alcantari	Chuquisaca	24,61
6	Andamarca	Oruro	50,19
7	Anzaldo	Cochabamba	21,73
8	Apolo	La Paz	21,73
9	Arani	Cochabamba	17,82
10	Ayo Ayo	La Paz	32,24
11	Ayoma	Potosí	28,24
12	Azurduy	Chuquisaca	32,76
13	Belen	La Paz	39,19
14	Bermejo, Aeropuerto	Tarija	50,20

N°	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
15	Cabaña Forestal	Oruro	19,96
16	Calacoto	La Paz	30,49
17	Calcha Nor Chichas	Potosí	25,27
18	Camata	La Paz	20,98
19	Campanario	Tarija	30,49
20	Cañas	Tarija	26,41
21	Capinota	Tarija	16,97
22	Carabuco	Cochabamba	26,03
23	Caracollo Cadea	La Paz	25,86
24	Caranavi	Oruro	21,19
25	Catacora	La Paz	42,33
26	Chacaltaya	La Paz	8,10
27	Challviri	Potosí	26,40
28	Chaqui	Potosí	32,35
29	Charaña	La Paz	24,33
30	Chirapaca	La Paz	13,41
31	Chico Chico	Potosí	15,81
32	Chillea	Oruro	17,70
33	Chinoli	Potosí	30,31
34	Chipiriri	Cochabamba	15,77
35	Chocloca	Tarija	14,32
36	Chorocona	La Paz	21,10
37	Chuma	La Paz	24,94
38	Chuqui Chuqui	Chuquisaca	22,51
39	Chuquiña	Oruro	16,21
40	Cobija Aeropuerto	Pando	12,60
41	Cochabamba	Cochabamba	44,30
42	Coimata	Tarija	22,10
43	Colcha K	Potosí	27,52
44	Collana	La Paz	12,10
45	Colomi	Cochabamba	15,90

Nº	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
46	Colquechaca_Pti	Potosí	23,05
47	Comanche	La Paz	26,71
48	Copacabana	La Paz	24,50
49	Copancara	La Paz	22,00
50	Coripata	La Paz	7,80
51	Cotagaita_Mosoj Llajta	Potosí	27,03
52	Culpina	Chuquisaca	4,44
53	Curahuara de Carangas	Oruro	31,94
54	El Alto Aeropuerto	La Paz	36,70
55	El quiñe	Santa Cruz	10,84
56	El Salvador	Chuquisaca	48,72
57	El Villar	Chuquisaca	7,60
58	El Tejar Tarija	Tarija	12,20
59	Entre Ríos Tarija	Tarija	41,60
60	Guayaramerin Aeropuerto	Beni	15,40
61	Hichucota	La Paz	45,55
62	Huarina Cota Cota	La Paz	30,16
63	Huayllamarca	Oruro	40,80
64	Huayrocondo	La Paz	19,70
65	Independencia	Cochabamba	14,20
66	Isla Del Sol	La Paz	19,34
67	Juntas	Tarija	21,40
68	Koa Koa	Potosí	24,97
69	La Asunta	La Paz	14,71
70	La Jota (Chimore)	Cochabamba	12,74
71	La Paz	La Paz	29,50
72	La Torre	Chuquisaca	12,32
73	Laykacota	La Paz	22,12
74	Llica	Potosí	32,71
75	Magdalena	Beni	23,73
76	Mizque	Cochabamba	29,11

N°	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
77	Mojo	Potosí	32,15
78	Monteagudo, El Bañado	Chuquisaca	9,68
79	Montero, Muyurina	Santa Cruz	28,52
80	Oploca	Potosí	28,96
81	Oruro Aeropuerto	Oruro	29,40
82	Patacamaya	La Paz	29,64
83	Potosí Aeropuerto	Potosí	16,75

Fuente NB 1225003-1.

Tabla 2.5 Tabla de Direccionalidad K_d

Factor de Direccionalidad K_d	
Tipo de estructura	Factor de direccionalidad
	K_d
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0,85
Toda otra sección transversal	0,95
NOTA: El factor de direccionalidad K_d se ha calibrado con las combinaciones de carga especificadas en la norma NB 1225002	

Fuente NB 1225003-1 pag 20.

2) Se determina un factor de importancia I de acuerdo con el artículo 5.5

Tabla 2.6 Categorías de Estructuras

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a:	I

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Instalaciones Agrícolas.	
Ciertas instalaciones temporarias.	
Instalaciones menores para almacenamiento.	
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a:	
Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área.	
Edificios y otras estructuras con escuelas primarias, secundarias o instalaciones para guarderías con capacidad mayor que 150 personas.	
Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas.	
Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 para universidades o instalaciones para educación de adultos.	
Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.	
Instalaciones para cárceles y detenciones.	
Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV	III
Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a:	
Instalaciones petroquímicas.	
Instalaciones para almacenamiento de combustibles.	
Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos.	
Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos.	
Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.	
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a:	IV

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.	
Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia.	
Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias.	
Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias.	
Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia.	
Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego.	
Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia.	
Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios.	
Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional.	

Fuente NB 1225003-1 pag. 21.

3) Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.5.

Tabla 2.7 Coeficiente de exposición K_z y K_h .

Altura sobre el nivel del terreno $z(m)$	EXPOSICIÓN					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23
15	0,68	0,51	0,81	0,81	1,09	1,27
17,50	0,68	0,55	0,84	0,84	1,13	1,30
20	0,68	0,57	0,88	0,88	1,16	1,33
22,50	0,68	0,60	0,91	0,91	1,19	1,36
25	0,68	0,63	0,93	0,93	1,21	1,38
30	0,68	0,68	0,98	0,98	1,26	1,43
35	0,72	0,72	1,03	1,03	1,30	1,47
40	0,76	0,76	1,07	1,07	1,34	1,50
45	0,80	0,80	1,10	1,10	1,37	1,53
50	0,83	0,83	1,14	1,14	1,40	1,56
55	0,86	0,86	1,17	1,17	1,43	1,59
60	0,89	0,89	1,20	1,20	1,46	1,61
75	0,98	0,98	1,28	1,28	1,53	1,68
90	1,05	1,05	1,35	1,35	1,59	1,73
105	1,12	1,12	1,41	1,41	1,64	1,78
120	1,18	1,18	1,46	1,46	1,69	1,82
135	1,23	1,23	1,51	1,51	1,73	1,86
150	1,29	1,29	1,56	1,56	1,77	1,89

Fuente NB 1225003-1 pag.24

4) Se determina un factor topográfico K_{zt} de acuerdo con el artículo 5.6.

El factor del aumento de la velocidad del viento se debe incluir en el cálculo de las cargas del viento de diseño el factor K_{zt} .

$$K_{zt} = (1 + k_1 * k_2 * k_3)^2$$

Donde k_1, k_2, k_3 Se calculan con la tablas que se mostrara a continuación:

Tabla 2.8 Factor topográfico Kzt

Multiplicadores topográficos para exposición C										
H/Lh	Multiplicador K1			x/Lh	Multiplicador K2		z/Lh	Multiplicador K3		
	Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim axialsim.		Escarpa bidim.	Todos los otros casos		Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim axialsim.
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09
				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
							0,90	0,07	0,11	0,03
							1,00	0,05	0,08	0,02
							1,50	0,01	0,02	0,00
							2,00	0,00	0,00	0,00

Fuente NB 1225003-1 pag.26

5) Se determina un factor de efecto de ráfaga G o Gf, para estructuras rígidas se toma:

$$G = 0.85.$$

6) Se determina una clasificación de cerramiento de acuerdo con el artículo 5.7.

7) Se determina el coeficiente de presión interna G Cpi, de acuerdo con el tipo de estructura con los capítulos 7, 8, 9, 10, 11.

8) Se determina la presión dinámica qz o qh, según corresponda, con el artículo 5.8

$$qz = 0.613 * kz * kzt * kd * V^2 * I \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

2.5.1.3.2 Cargas Muertas

Las Cargas presentes en las estructuras de Acero será para:

Peso propio: El peso propio de la estructura.

Correas superiores: Cubierta de Calamina, más complementos.

Correas inferiores: Cielo falso y armadura de sustentación.

2.5.1.3.3 Carga de Servicio.

Se tiene que tomar una carga de Servicio o de mantenimiento para limpieza de las estructuras metálicas.

2.5.1.3.4 Carga de Granizo

Se tomará en cuenta una cierta cantidad de granizo, ya que para cubiertas metálicas estas deben ser consideradas por seguridad de la misma estructura.

2.5.1.4 Combinaciones de Carga.

Se tomará en cuenta las combinaciones que nos indica la Norma AISI S100-2016 (LRFD) para el caso más desfavorable.

$$\text{Estructura vacía: } U = 1,4 (D + F) \quad (9-1)$$

$$\text{Estructura con sobrecargas: } U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$\text{Estructura de cubierta: } U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W) \quad (9-3)$$

$$\text{Acción de viento: } U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$\text{Acción sísmica: } U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S \quad (9-5)$$

$$\text{Acción de Viento + empujes de suelo: } U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H \quad (9-6)$$

$$\text{Acción sísmica + empujes de suelo: } U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H \quad (9-7)$$

Donde:

D = Cargas muertas.

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

L = Cargas vivas.

Lr = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayorales.

W = Carga por viento.

2.5.1.5 Análisis de los miembros de acero.

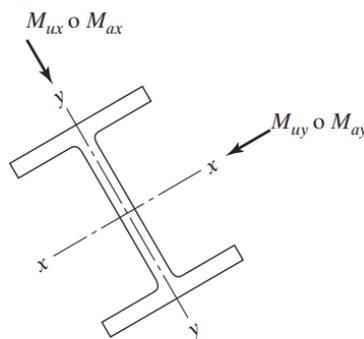
El análisis de los miembros de acero, se detallarán formulas y procedimientos para el dimensionamiento de las piezas, según los estados que se presenten según lo que recomienda la Norma AISI S100-2016 (LRFD).

2.5.1.5.1 Resistencia a flexión Asimétrica.

Recordamos que, según la mecánica de materiales, toda la sección transversal de una correa tiene un par de ejes mutuamente perpendiculares, conocidos como ejes principales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea el principal se tendrá una flexión asimétrica. Cuando las cargas externas no son coplanares con alguno de los ejes principales, se tendrá también una flexión asimétrica.

Si una carga no es perpendicular a uno de los ejes principales, esta puede descomponerse en compuesta perpendiculares a esos ejes y los momentos respecto a cada eje M_{ux} y M_{uy} o M_{ax} y M_{ay} .

Figura 2.4 Flexión asimétrica.



Fuente: Diseño de Estructuras de Acero - Jack C. McCormac- 5ta Edición

Para el diseño de elementos a flexión, se debe cumplir que la resistencia nominal del miembro ($\phi \cdot Mc$) debe ser mayor a la resistencia de carga factorizada (Mf).

$$nb = \left(\frac{Mfx}{Mrx} + \frac{Mfy}{Mry} \right) \leq 1$$

Donde:

nb = Relación de esfuerzos a flexión [-].

Mfx = Momento actuante en “x” [kN*m].

Mrx = Resistencia nominal a flexión en “x” [kN*m].

Mfy = Momento actuante en “y” [kN*m].

Mry = Resistencia nominal a flexión en “y” [kN*m].

2.5.1.5.2 Resistencia a Corte.

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

$$nt = \frac{Vu}{\phi * Tn} \leq 1$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción [-].

Vc : Resistencia nominal de un miembro [kN].

Vf : Resistencia ultima a corte calculada en el miembro [kN].

2.5.1.5.3 Resistencia a tracción.

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

$$nt = \frac{Tu}{\phi * Tn} \leq 1$$

Donde:

n_t = Relación de esfuerzos a tracción [-].

ϕ = Factor de reducción [-].

T_c = Resistencia nominal a tracción [kN].

T_f = Esfuerzo ultimo a tracción [kN].

2.5.1.5.4 Resistencia a compresión.

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

$$n_c = \frac{P_u}{\phi * P_n} \leq 1$$

Donde:

n_c = Relación de esfuerzos a compresión [-].

ϕ = Factor de reducción a compresión [-].

P_c = Resistencia nominal a tracción [kN].

P_f = Esfuerzo ultimo a compresión [kN].

2.5.2 Estructura de sustentación de la Edificación.

2.5.2.1 Norma de Diseño.

El diseño y cálculo de los elementos estructurales de hormigón armado estarán a base de la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

2.5.2.2 Bases de Cálculo.

2.5.2.2.1 Resistencia de Materiales

El Hormigón Armado cuenta con 2 componentes que son Hormigón y Acero por los cuales tienen diferentes resistencias según la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Tabla 2.9 Resistencia del hormigón en función del tipo de acero

Tipo de acero	Solicitación	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, f_{ck} , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215 L	Estática	12,5	H 12,5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	Estática	17,5	H 17,5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 pag. 30

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del Hormigón [MPa].

f_{yk} = Resistencia característica del Acero [MPa].

Se adjuntará el tipo de Hormigones que nos permite usar la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, se mencionará las resistencias características:

Tabla 2.10 Resistencia del hormigón en función del tipo de acero

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctk, 0,05}$	1,5	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	3,1	3,4	3,7	4,0
$f_{ctk, 0,05}$	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	4,4	4,8	5,2

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 pag. 30

2.5.2.2.1 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 lo que se indican a continuación:

Tabla 2.11 Coeficientes minoración de Resistencias.

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.

Fuente: Norma Bolivia del Hormigón Armado CBH87 pag. 51

2.5.2.2.2 Coeficiente de mayoracion de las cargas.

Los coeficientes de mayoracion de cargas en los estados últimos que nos indica la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 son los siguientes:

Tabla 2.12 Coeficientes de mayoración de cargas.

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_r = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
Muy importantes		+ 0,20	

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 pag. 51

2.5.2.3 Cargas Actuantes.

2.5.2.3.1 Acciones permanentes.

El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se efectuará.

- Peso específico de Hormigón sin armar $23 \text{ KN}/\text{m}^3$.
- Peso específico Hormigón armado con cuantías normales $24 \text{ KN}/\text{m}^3$.

2.5.2.3.2 Acciones Sobrecarga de uso.

Los valores establecidos dependen del tipo de uso que vaya a tener la edificación, esto de mostrar en la tabla siguiente:

Tabla 2.13 Valores de Sobre Carga.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc.)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾ ⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	2
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Fuente: H°A° Jiménez Montoya 15 edición. Pág. 189

2.5.2.3 Sobrecarga de viento.

El viento produce una carga superficial sobre nuestra edificación el cual se toma en cuenta orientado a barlovento y sotavento, una carga dinámica $qn = \frac{kN}{m^2}$ en dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión) de valor:

$$Pb = qn * G * Cp$$

Donde

Pb =Carga a Barlovento

G = factor de efecto de ráfaga

Cp= Coeficiente de Barlovento

2.5.2.4 Hipótesis de carga.

Se denomina combinaciones de carga al conjunto de acciones, que tienen incidencia en una infraestructura, y a las que puede estar sometido un elemento estructural. Según normativa se puede tener varias hipótesis de cargas, las acciones que actúan en estas pueden ser de 2 tipos de tipos Acciones estáticas, Acciones dinámicas.

- Con una sola acción variable

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

- Con dos o más acciones variables

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

- Situaciones sísmicas con una acción variable

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

Donde:

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 nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

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

W = valor característico de la carga de viento.

W_{eq} = valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general se tomará W_{eq}=0

F_{eq} = valor característico de la acción sísmica.

2.5.2.5 Análisis de los miembros de Hormigón Armado.

Para los cuales se hará el diseño de estructural de los siguientes elementos:

1. Diseño de Losas Alivianadas con viguetas pretensadas

2. Diseño de Losa Casetonada (Nervada)
3. Diseño de Viga más solicitada
4. Diseño de la Columna más solicitada
5. Diseño de Gradería de H°A°.
6. Diseño de Fundación (Zapata Aislada)
7. Diseño de Fundación para Junta de Dilatación (Zapata Combinada)

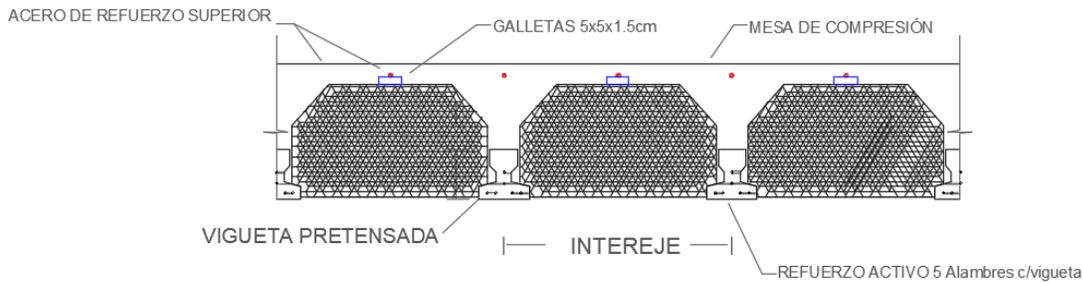
2.5.2.5.1 Diseño de Losa alivianada con Viguetas pretensadas.

Se usan para entrepisos y cubiertas ante la gran necesidad de reducción de costos de encofrados, apuntalamientos y mano de obra especializada. Además, por la gran proporción de elementos huecos del material de relleno se logra una mayor aislación térmica que en las losas macizas tradicionales. Se logra también una reducción del peso propio para luces importantes. Las viguetas son fabricadas con materiales de alta calidad, incluso los aceros que componen la armadura son aceros de alta resistencia, muy superiores a los aceros que usamos en hormigón armado habitualmente. Son fabricadas en serie y tienen un proceso de curado.

La losa se compone de tres elementos principales:

1. Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales reconocidas y garantidas.
2. Material de relleno o bovedilla, que consiste en bloques cerámicos que tienen medidas adecuadas, según lo establece el fabricante de las viguetas para lograr finalmente la forma final de la sección que se utilizó en el cálculo. Mientras se respeten las medidas el material puede ser cualquiera, pues este material no cumple ninguna función estructural, significa que luego de estar construida la losa y endurecida se los podría quitar a todos ellos, pero no se los quita porque sirven como aislantes térmicos, acústicos y permiten una menor superficie de revoques en cielorrasos. Antes se usaban bloques huecos de cerámica, hoy lo hacen de poliestireno expandido, que es mucho más liviano.
3. Capa de compresión de hormigón de muy buena calidad, que se lo agrega en obra junto con el agregado de una mínima armadura de 6 mm transversales a las viguetas. Esta capa de compresión tiene de 3 a 5 cm de espesor.

Figura 2.5 Losa Alivianada con Viguetas pretensadas



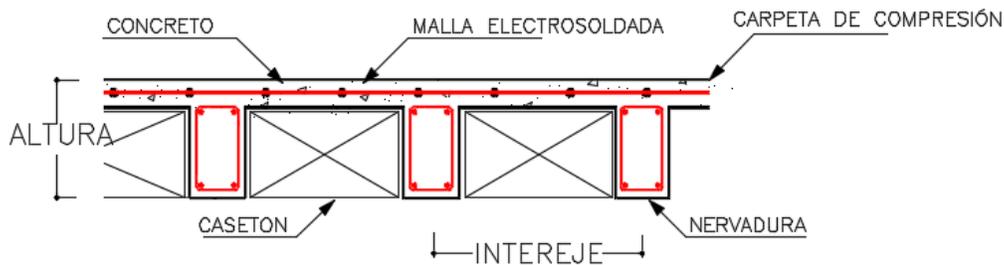
Fuente: Elaboración propia.

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas, de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables.

2.5.2.5.2 Diseño de Losa Casetonada (Nervada).

Este sistema consta de pequeñas vigas en ambos sentidos que al entrecruzarse forman una especie de retícula o entramado, que es de donde viene su nombre, el aligeramiento se logra hoy en día a base de bloques de espuma de poliestireno, llamado también casetones, las pequeñas vigas o nervaduras que ya mencione y que se construyen de hormigón armado, y una capa de compresión en la parte superior de la losa que tiene como función absorber y distribuir los esfuerzos sobre la losa, esta capa se refuerza con una malla electrosoldada, cuya función es evitar que esta capa se agriete por la dilatación y contracción del hormigón originada por los cambios de temperatura.

Figura 2.6 Losa Casetonada



Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

1. Armado Superior.
2. Armado de Reparto (malla electrosoldada).
3. Capa de compresión.
4. Soporte armado superior.
5. Canto del forjado.
6. Armado inferior.
7. Bloque de poliestireno.
8. Inter eje.
9. Nervio.

Este tipo de losas se utilizan principalmente en lugares donde se requiera salvar grandes “claros” (es decir: lugares donde queremos tener un gran espacio y pocos apoyos como columnas). Sus usos los podemos constatar en edificios escolares, estacionamientos de centros comerciales, etc.

Su principal ventaja es que se pueden lograr peraltes muy altos, lo que nos permite salvar claros muy grandes en comparación a una losa maciza tradicional, lo que la vuelve la opción más viable para naves industriales, o en edificios donde se necesiten salvar claros muy grandes entre apoyos de losas.

Su principal desventaja es que requiere de una cimbra tradicional, como una losa maciza, lo que hace que se vuelva una opción cara para usarla en edificaciones con claros pequeños, como una casa habitación, aun así, algunos diseñadores las usan en viviendas por motivos arquitectónicos o de estética.

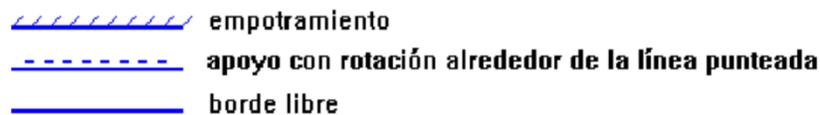
Otras ventajas:

- Los esfuerzos de flexión y corte son relativamente bajos y repartidos en grandes áreas; sin embargo, el sistema tiene un alto costo, aunque es altamente resistente.

- Debido a su resistencia y simetría, este sistema permite colocar muros divisorios libremente. Si bien conviene aprovecharlas. Para colocar los muros, no es necesario utilizar un lugar en específico para sostener los muros divisorios.
- En caso de apoyar un peso muerto sobre las columnas, no se requiere de traveses de carga entre columna y columna.
- El procedimiento de construcción requiere una cantidad de cimbra mucho menor y el volumen de los colados en la obra se reduce.

Las tablas para losas nervadas constituyen una novedad importante con respecto a otras publicaciones similares. Las deformaciones y los momentos flectores que se obtienen en el modelo de losas nervadas son generalmente mayores que los valores obtenidos en losas macizas, debido a que los momentos torsores en las placas se transforman en momentos flectores en los nervios.

En las tablas publicadas a continuación se presentan tres tipos genéricos de condiciones de borde:

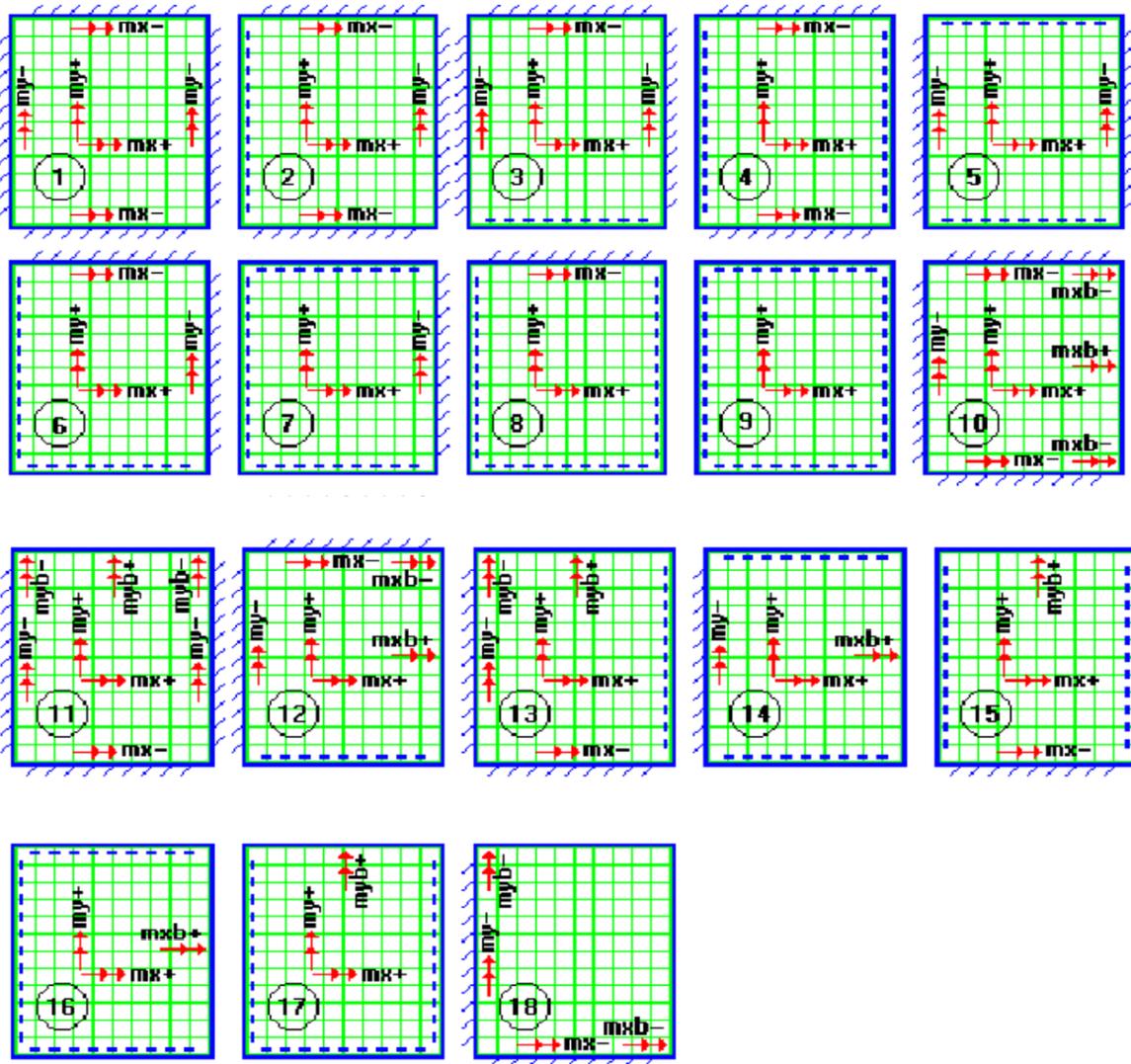


Es importante notar que, dependiendo de las diferentes condiciones de borde, es posible que algunos modelos de losas carezcan de determinados tipos de momentos flectores (fundamentalmente los momentos flectores negativos de apoyo cuando es posible la rotación alrededor de la línea de apoyo).

En otros casos, es necesario definir dos momentos flectores del mismo tipo para describir su variabilidad a lo largo de la losa (dos momentos flectores positivos y dos momentos flectores negativos en los bordes sustentados, en losas con un borde en voladizo).

Los 18 modelos diferentes de losas nervadas que aparecen en las tablas de esta publicación, son:

Figura 2.7 Modelos de Losa Nervada



Mediante los coeficientes adimensionales de las tablas (d , m), se pueden calcular la deflexión máxima de la losa (D), y los momentos flectores positivos y negativos máximos (M) en las dos direcciones, por unidad de ancho de la losa.

2.5.2.5.3 Diseño de Vigas de H°A°.

Las vigas son elementos estructurales sometidos a flexión que resisten cargas transversales en Angulo recto con respecto al eje longitudinal de la viga

Recibe las cargas de las losas transmitiéndose a las columnas y/o muros

a) Análisis estructural.

El análisis estructural puede realizarse mediante el uso de un software de cálculo (CYPECAD Ingenieros software para Arquitectura, ingeniería y construcción) como en este caso.

Con una finalidad de determinar los valores de solicitaciones en secciones críticas comunes (centros de tramos y apoyos) para dimensionarlos y en secciones especiales cuya verificación sea importante.

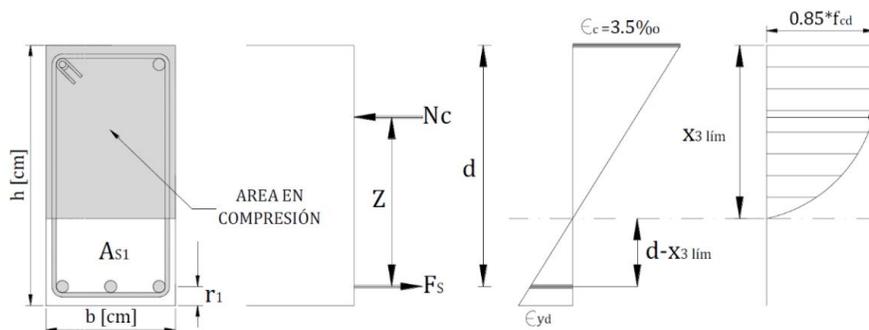
b) Diseño de armadura por flexión.

Para el diseño en estados límites últimos de elementos sometido a esfuerzos normales se debe de tener en cuenta las siguientes hipótesis:

- Se debe cumplir con las condiciones de equilibrio (estática) y compatibilidad (deformaciones).
- De acuerdo con el teorema de Bernoulli; las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la solicitación. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre los puntos de momento nulo, al canto total, l/h sea superior a 2.
- Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir que no existe deslizamiento entre ambos materiales.
- Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- La deformación máxima del hormigón es de $\epsilon_{m\acute{a}x} = 3.5\text{‰}$
- El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 10 ‰
- Se ignora la resistencia a tracción del hormigón.
- La relación esfuerzo – deformación del hormigón en compresión para viga se usará el de parábola rectángulo, ya que este es el que recomienda la norma.

Entonces el modelo de comportamiento a flexión para esta rotura es el siguiente:

Figura 2.8 Diagrama de esfuerzo parábola rectángulo



Fuente: Elaboración Propia

c) Proceso de cálculo a flexión simple

Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente expresión.

$$ud = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

Donde:

Ud = Momento reducido de cálculo [-].

Md= Momento de diseño [kN*cm].

bw = Ancho transversal de la viga [cm]

d = Canto útil (distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más fraccionada) [cm].

Se determinará el valor de μ_{lim} , valor que se obtiene en función del tipo de acero.

Si: $\mu_{lim} > \mu d$ (No necesita armadura a compresión)

Si: $\mu_{lim} \leq \mu d$ (Si necesita armadura a compresión)

d) Cuantía mecánica de calculo

Los valores de las cuantías mecánica de armaduras, que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al tipo de Dominio en el que se encuentre, como también de donde vaya a estar ubicado el eje centroidal del elemento.

Se muestra la tabla en Anexo 1, en la sección de tablas.

e) Cuantía geométrica mínima

Los valores de las cuantías geométricas mínimas de armaduras, que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado.

Se muestra la tabla en Anexo 1, en la sección de tablas.

f) Calculo de las armaduras

Para el primer caso cuando la viga no necesita armadura a compresión se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, es decir:

- Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

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

Donde:

A_s = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción [cm²].

w = Cuantía mecánica de la armadura [-].

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero [MPa].

b_w = Ancho transversal de la viga [cm].

d = Canto útil (distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más fraccionada) [cm].

Calcular la armadura mínima y el valor de “ W_{smin} ” se obtiene del punto 8.1.7.3 de la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 (Se muestra en Anexo 1)

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

Donde:

$A_{s \min}$ = Armadura mínima [cm²].

W_s = cuantía geométrica mínima [-].

b_w = Ancho transversal de la viga. [cm].

D = canto útil [cm].

g) Diseño armadura de corte

Para el análisis a cortante existen los siguientes casos:

- CASO 1 ($V_d \leq V_{cu}$)

Para este caso solo se dispondrá de armadura mínima y según la norma CBH en el punto 8.2.3.3 recomienda la siguiente expresión para cuantía mínima.

Habrá que comprobar que el esfuerzo cortante que solicita al nervio es inferior a la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, calculando la resistencia virtual del hormigón:

$$f_{cv} = 0.131\sqrt{f_{ck}} \quad [MPa]$$

Para así determinar la resistencia del hormigón en frente al esfuerzo cortante:

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad [MPa]$$

CASO 2 ($V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$)

Como en este caso se necesita armadura transversal, antes se verifica que el cortante de diseño “ V_d ” sea menor que el cortante que produce la falla de agotamiento por compresión oblicua “ V_{ou} ”

Es necesario comprobar el esfuerzo cortante en los nervios, principalmente a la salida de los macizados. Habrá que comprobar que el esfuerzo por agotamiento sea mayor al esfuerzo cortante de diseño.

$$V_{ou} < V_d$$

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d$$

Donde:

V_d = Cortante que solicita al nervio debidamente mayorado [kN].

V_{cu} = Cortante que resiste el hormigón [kN]

Donde la armadura para este caso se determina según la norma, que es:

Tomando en cuenta las recomendaciones de la normativa

$$\emptyset \geq \begin{cases} 1/4 \emptyset_{max} \\ 6mm \end{cases}$$

Y como máxima separación de estribos según norma CBH-87.

Haciendo cumplir el punto 8.2.3.3 se tiene:

$$St \leq \begin{cases} 15 * \emptyset_{long} \\ b \text{ o } h \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- CASO 3 ($V_d > V_{ou}$)

El esfuerzo cortante donde se está diseñando es mayor al esfuerzo cortante de la biela de compresión. Lo más recomendado es cambiar la sección para este caso.

2.5.2.5.4 Diseño de Columnas de H°A°.

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de las secciones transversal y esta acción puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

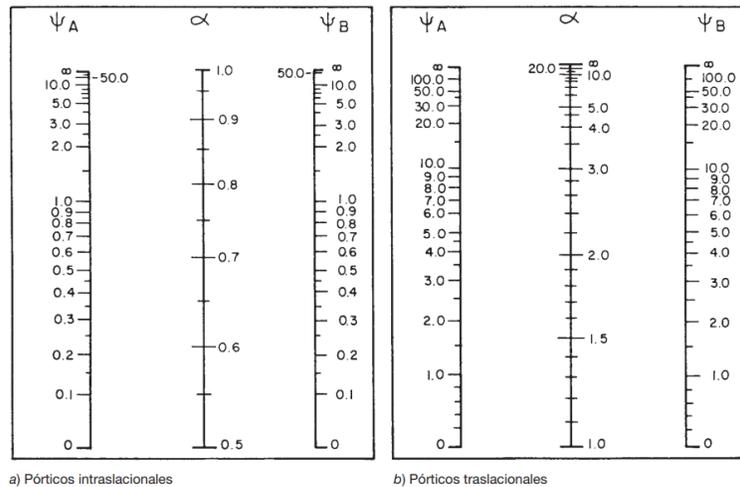
a) Longitud de pandeo

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

La longitud de pandeo 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 del punto de inflexión del elemento. La longitud de pandeo de los soportes asilados se indica en la tabla del Anexo 1 en función de la sustentación de la pieza.

Para determinar la longitud de pandeo para columnas que se encuentran en un piso se debe recurrir a los nomogramas que la norma CBH-87 nos facilita.

Figura 2.9 Nomogramas para Pórticos.



Fuente: Norma Bolivia del Hormigón Armado CBH87 pag. 269

b) Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda g = lo/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión “h” de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación:

$$\lambda = \frac{k(x,y) * Lu}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:

Lu = Longitud libre de la columna [cm].

$K(x,y)$ = Coeficiente de pandeo [-].

I = Inercia de la sección en el plano de análisis [cm⁴].

A = Área de la sección transversal [cm²].

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma CBH-87, son los que se mencionan a continuación:

- Para esbeltez mecánica $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza se considera corta.

- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (*geométricas* $10 \leq \lambda g < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (*geométricas* $29 \leq \lambda g < 58$), debe aplicarse el método general. Para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia en otras palabras, el efecto P- Δ .
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (*geométricas* $\lambda g > 58$).

c) Columnas cortas de concreto reforzado

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez mecánica es menor que 35 (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores que 10) se trata de una columna corta, 27 despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

La carga que puede soportar está regida por dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales con lo que está construida. Se considera que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

d) Columnas intermedias

Esto tipos de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica ($35 \leq \lambda < 100$), donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados recomendados por la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 en su punto 8.3.5.2.

e) Método de la excentricidad ficticia

Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien ($\lambda < 100$).

1.- Excentricidad de primer orden

Excentricidad inicial o de primer orden “eo”, no es menor que la excentricidad accidental, siendo eo , igual a M/N, donde “M” es el momento exterior aplicado de primer orden, y “N” la carga axial actuante.

$$e_{ox} = \frac{Mdy}{Nd} \quad e_{oy} = \frac{Mds}{Nd}$$

2.- Excentricidad ficticia debido al pandeo (Segundo orden)

La excentricidad ficticia “*efic*”, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden “*ea*”, tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) * \frac{c + 20 * e_{ox}}{c + 10 * e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{r_x} 10^{-4}$$

La referencia de esta ecuación se encuentra en la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 en su punto 8.3.5.2.1.

3.- Excentricidad final

No es más que la suma de todas las excentricidades:

$$e(xy)_{final} = \text{mayor}(e_o, e_a) + e_{ñc}$$

f) Flexión esviada.

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

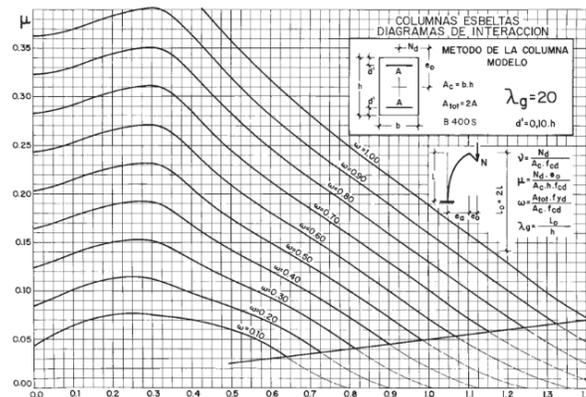
- En aquellas secciones que, por su forma no presentan un plano de simetría, como las secciones en “L” de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

El último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

Algunas vigas, que pueden estar sometidas a cargas laterales viento, empuje de tierras en muro y cimientos, empuje de agua de depósitos, empuje del material almacenado en silos.

La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultarían 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 rehuir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia hasta tiempo recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

Figura 2.10 Abaco de diagrama de interacción para Columnas.



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

2.5.2.5.5 Diseño de Graderías de $H^\circ A^\circ$.

La estructura complementaria es una cubierta metálica que está situada en el escenario del proyecto, la arquitectura definirá como se realizará, estará sustentadas por tirantes metálicos el cual tendrá un anclaje en la parte superior de la cubierta donde se harán apoyos.

a) Definición.

Una escalera se compone por:

H = huella [m].

C = Contra huella [m].

B = base [m].

P % = pendiente.

T = tramos

b) Proceso de calculo

1.- Calculo del espesor de la loza

$$l = \frac{Ln}{25} = \frac{Ln}{20} \quad \text{Cos } \phi = \frac{h}{\sqrt{h^2 + c^2}}$$

$$Hm = \frac{tf}{\text{Cos}\phi} + \frac{c}{2}$$

Donde

t = Espesor de la loza de la escalera [m].

Ln = Longitud horizontal de la escalera [m].

h = Proyección vertical de t [m].

hm = Altura media[m].

2.- Cálculo de la carga última

$$Qu = \text{Peso propio} + \text{Peso acabados} + \text{Sobre carga}$$

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión.

3.- Cálculo de la armadura positiva

$$ud = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd} \quad \Rightarrow \quad As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

4.- Disposición de la armadura

$$As = \frac{N^{\circ} \text{Barras} * \pi * \phi^2}{4} \quad S = \frac{b - 2r - \phi}{N^{\circ} \text{barras} - 1}$$

$$pmin = 0.0018 < p < pmax = 0.0133$$

Donde

S = Espaciamiento entre barras [m].

5.- Refuerzo de momento negativo

$$(-)As = \frac{(+)As}{2}; \quad As_{min} = 0.0015 * b * d; \quad As_{min} < (-)As$$

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal [cm²].

$A\emptyset$ = Área de la barra de hierro [cm²].

2.5.2.5.6 Diseño de Fundacion (Zapata Aislada).

Zapatas de fundación. – Las zapatas aisladas fueron la mejor opción de fundación para este proyecto ya que la arquitectura así lo requería, como también son las más comunes para este tipo de estructuras de una sola planta.

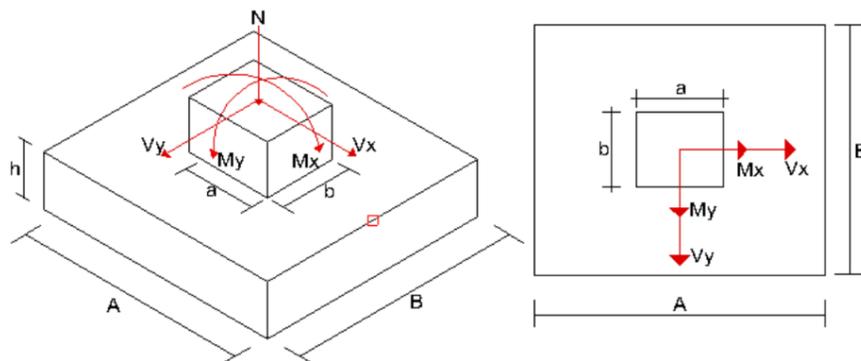
Estas se fundan a una profundidad poco profundas con el fin de transportar las cargas recibidas por las columnas y extender cargas concentradas hacia el estrato del suelo.

Estas fundaciones se utilizan cuando estamos seguros que no ocurrirá ningún tipo de asentamiento considerable en todo el edificio. Las zapatas aisladas no son adecuadas para soportar cargas generalizadas.

a) Diseño de zapatas aisladas

Las cargas que actúan en el diseño de la zapata aislada son:

Figura 2.11 Zapata aislada sometida a M, V, N.



Fuente Elaboración propia

b) Dimensionamiento en planta y elevación

1.- Dimensionamiento en planta.

$$el = \frac{Msx}{Ps} \quad eb = \frac{Msy}{Ps}$$

$$B \text{ min} = |el| + |eb| + \sqrt{\frac{ps}{\sigma_{adm}} + (|el|^2 + |eb|^2)}$$

Donde

Msx = Momento de Servicio en x.

Msy= Momento de Servicio en y.

Ps= Carga de Servicio.

σ = Capacidad Admisible del suelo.

Para seguir el cálculo se debe hacer una verificación rápida la cual es:

$$\sigma_1 = \frac{Ps}{B * L} \left(1 - \frac{6 * el}{L} - \frac{6 * eb}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_3 = \frac{Ps}{B * L} \left(1 + \frac{6 * el}{L} + \frac{6 * eb}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

2.- Dimensionamiento en elevación “h”.

El dimensionamiento en elevación está en función del σ_{adm} del terreno, se puede asumir y verificar más adelante.

$$d = h - r1 - \frac{\emptyset}{2}$$

3.- Verificación a punzonamiento.

Para la verificación de corte a punzonamiento encontrar la carga última total de todas las columnas.

$$qv1 = \frac{Pu}{B * L} \left(1 - \frac{6 * el}{L} - \frac{6 * eb}{B} \right) \quad qv2 = \frac{Pu}{B * L} \left(1 - \frac{6 * el}{L} + \frac{6 * eb}{B} \right)$$

$$qv3 = \frac{Pu}{B * L} \left(1 + \frac{6 * el}{L} + \frac{6 * eb}{B} \right) \quad qv4 = \frac{Pu}{B * L} \left(1 + \frac{6 * el}{L} - \frac{6 * eb}{B} \right)$$

$$q_v \text{ prom} = \frac{q_v1 + q_v2 + q_v3 + q_v4}{4}$$

$$V_{udb} = P_u - q_v \text{ prom} * (l_p + d) * (b_p + d)$$

Para comparar con:

$$v_1 = \phi_v * 0.17 * \left(1 + \frac{2}{B}\right) * \lambda * \sqrt{f_{cd}} * b_o * d$$

$$v_2 = \phi_v * 0.083 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f_{cd}} * b_o * d$$

$$v_3 = \phi_v * 0.33 * \lambda * \sqrt{f_{cd}} * b_o * d$$

$$V_u = \min(v_1, v_2, v_3)$$

$$V_u > V_{udb}$$

Donde

V_{udb} = Fuerza Cortante bidireccional. [kN]

λ = Factor por concreto de peso normal.

B = Relación entre lado corto y largo del pedestal.

ϕ_v = Coeficiente de la sección crítica.

α_s = Coeficiente de Posición de la columna en la zapata.

4.- Revisar La cortante unidireccional

$$V_{uud} = q_v \text{ max} * \left(\frac{B - b_p}{2} - d\right) * L$$

$$V_c = \phi_v * 0.17 * \lambda * \sqrt{f_{cd}} * L * d$$

$$V_c > V_{uud}$$

Donde

V_{uud} = Cortante unidireccional en “x”.

5.- Cálculo de Área de Refuerzo.

$$ud = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

Donde:

Ud = Momento reducido de cálculo.

Md = Momento de diseño.

bw = Ancho transversal de la escalera.

d = Canto útil (distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más fraccionada).

Cuando ya se tiene ud con tablas de Dominio 2 y Dominio 3 que están en Flexión simple se puede determinar la cuantía mecánica “w”.

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

Donde:

As = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

w = Cuantía mecánica de la armadura.

fyd = Resistencia de cálculo del acero.

bw = Ancho transversal de la viga.

d = Canto útil (distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más fraccionada).

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto.

La estrategia de la ejecución es el procedimiento de poner en marcha el proyecto el cual está ligado a recursos de materia prima como también de recursos humanos ya que este está ligado con el personal que disponemos para poder hacer escuadrillas de trabajo.

Para la estrategia de trabajo se puede realizar un diagrama de Gantt para poder tener un seguimiento de la obra y se vaya realizando las actividades con su respectiva duración de cada una. En la que se trazara una ruta Critica la cual nos determinara nuestro tiempo de ejecución del proyecto, una vez definido este tiempo se tomara en cuenta los recursos ya mencionados (materia prima, mano de obra) y con ello poder hacer un plan de trabajo el cual se pueda adecuar a los tiempos de cada actividad.

2.6.1. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas son documentos en las se definen las normas de cumplimiento, procedimientos a ser realizados en la construcción, estas cumplen una serie de requisitos.

Definición. Donde se describe en forma concisa a que ítem de la obra o estructura se refiere. Por ejemplo: Provisión de grava para la colocación de una base de filtración o percolación en la cámara de secado de lodos.

Materiales y herramientas, utilizados para ejecutar la tarea específica. Por ejemplo: La grava deberá ser absolutamente limpia y de grano duro y sólido, sin impurezas, sin disgregaciones, ni rajaduras.

Procedimiento de ejecución, donde se describe la forma en que debe ejecutarse este rubro de la obra.

Medición, donde se describe con precisión como se efectuará la medición de este rubro, una vez ejecutado para proceder al pago correspondiente. Por ejemplo: Este ítem será medido por metro cúbico de grava colocada efectivamente.

Forma de pago, donde se detalla cómo será pagado y que se comprende exactamente en dicho pago. Por ejemplo: Será cancelado terminado y a satisfacción del Supervisor de obra. Los precios serán los establecidos en el contrato que representan una compensación total por concepto de mano de obra, materiales, herramientas, equipo e imprevistos.

2.6.2. Cómputos métricos.

Son operaciones de cálculo y medición que nos arroja las cantidades de obra, en diferentes elementos que componen la ejecución de una obra, los cuales cumplen una serie de formatos presentados en un documento. Estos cumplen poder establecer el costo de obra o de una de sus partes.

Lo que se busca con los cálculos métricos:

- Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de material necesario para la ejecución de una obra.
- Establecer volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por valuaciones de obra.

Los cálculos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas; los términos cálculo, cubicación y metraje son palabras equivalentes. El cálculo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático. La responsabilidad de la persona encargada de los cálculos, es de mucha importancia, debido a que este trabajo puede representar pérdidas o ganancias a los propietarios o contratistas.

En la siguiente tabla se mostrará la tabla que se usará para la realización de los cálculos métricos:

Tabla 2.14 Tabla Para cálculos métricos

Nº	DESCRIPCION	UNID.	MEDICIONES AUXILIARES			MEDICIONES GENERALES				
			LARGO	ANCHO	ALTO	ML	M2	M3	PIEZA/ GLB	Nro. Veces

Fuente: Elaboración propia.

2.6.3. Precios unitarios.

Es el precio por unidad de un concepto terminado y ejecutado conforme en el proyecto, es de gran importancia ya que radica en permitir al comprador entender cómo se calculó el monto total de una venta o ejecución en obra.

Puede revelar la mayor o menor eficiencia en la estructura de costos de la empresa.

Se Toma en cuenta 3 tipos de insumos en cada uno de los precios unitarios en los que están:

- a) Material. - se contabilizará todos los materiales a usarse en este ítem que se requiera para realizarlo
- b) Obrero. - se tomará en cuenta la mano de obra, también como el tipo de mano de obra como especialista, obrero, etc.

- c) Equipo. - se tomará en cuenta si el ítem necesita de maquinaria para su realización y que tipo de maquinaria se requiere si en caso es necesario.

Figura 2.12 Tabla de Insumos para Precios Unitarios.

Reg.	Descripción del ítem o actividad	Unidad	Grupo		
1	Instalación de faenas	m ²	OBRAS INICIALES		
No.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
>	A. MATERIAL				80.5000
1	Varios inst. de faenas (importados)	glb	1.0000	46.0000	46.0000
2	Varios inst. de faenas (nacionales)	glb	1.0000	34.5000	34.5000
>	B. OBRERO				126.0000
1	Albañil	hr	4.5000	18.0000	81.0000
2	Peon	hr	4.5000	10.0000	45.0000
>	C. EQUIPO				0.0000

Fuente: Programa Prescom 2013.

2.6.4. Presupuesto.

Es una presentación por escrito del costo de una obra o proyecto que estará compuesto en varios módulos y este sub dividirse en ítems de los cuales estaría compuesto nuestra obra a realizar, en este se indicará el costo de cada ítem y empezando por la cantidad, el precio unitario del ítem y por último el monto total de ese ítem, para al final terminar haciendo una sumatoria del monto y dando como resultado nuestro presupuesto de obra.

Figura 2.13 Parámetros de calculo

Parámetros de cálculo:		Orden = Posición en la impr
Parámetro	%	Fórmula
A MATERIAL		*
B OBRERO		*
C EQUIPO		*
D TOTAL MATERIALES		A
E Mano de obra indirecta	0.00	B
F Beneficios Sociales	0.00	B
G TOTAL MANO DE OBRA		B+E+F
H Herramientas menores	5.00	B
I TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO		C+H
J SUB TOTAL		D+G+I
K Imprevistos	0.00	J
L Gastos Generales	10.00	J
M Utilidad	10.00	J
N PARCIAL		J+K+L+M
O IVA	0.00	N
P IT	0.00	N
Q TOTAL ITEM		N+O+P

Fuente: Programa Prescom 2013.

En los que se tomara en cuenta como porcentajes para impuestos de IVA, IT unos valores de 14.94% y 3% mensual respectivamente.

2.6.5. Planificación y cronograma.

La planificación es la estructuración de una estrategia que se seguirá para poder construir el proyecto el cual lleva a cabo una serie de objetivos determinados en el proceso de construcción, en la que tiene que seguir un proceso continuo y permanente, este depende del personal con el que se cuenta para y de los diferentes grupos de trabajo que se vayan a tener en el proyecto

El cronograma es una herramienta en la que se representara la planificación, en este se establece la duración del proyecto, fecha de inicio y fecha final de cada tarea que componga el proyecto se puede usar métodos como ser el PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. Se utilizará el diagrama de GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

CAPITULO III
INGENERIA DEL PROYECTO

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del Levantamiento topográfico.

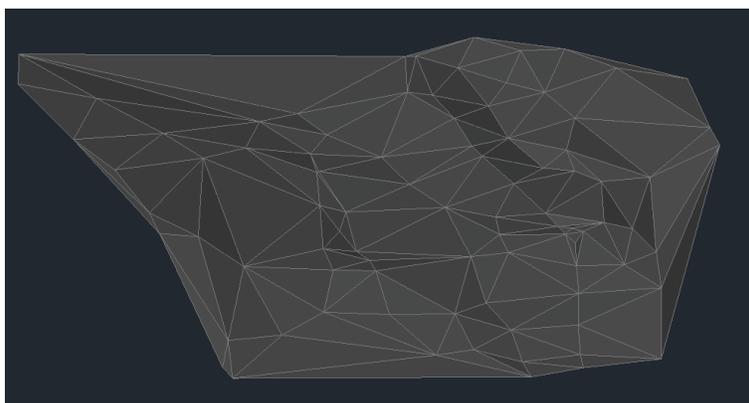
El levantamiento topográfico fue entregado por la entidad patrocinante del Gobierno Municipal de Entre Ríos, el cual se realizó con estación total SOKKIA 610 con el cual se obtuvo las curvas de nivel para este proyecto. El terreno cuenta con vegetación, por lo que se necesita desbroce en el terreno.

Cota Máxima: 1288.47 m. s. n. m.

Cota Mínima: 1274.00 m. s. n. m.

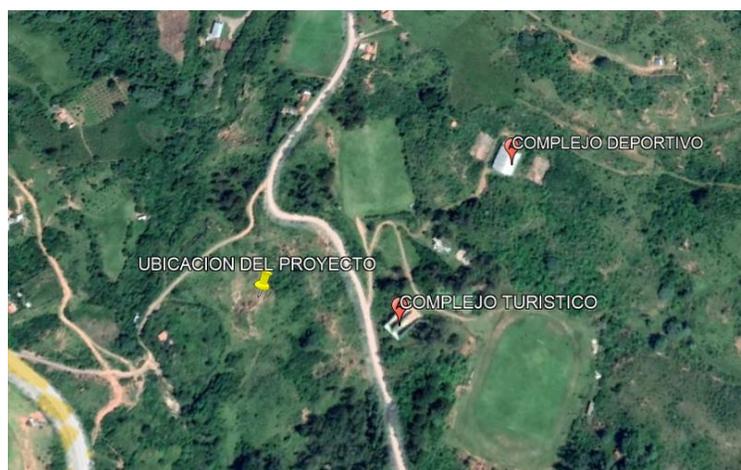
Se levantaron 91 puntos topográficos dentro y fuera del proyecto.

Figura 3.1 Levantamiento Topográfico.



Fuente: Programa computacional Civil 3d.

Figura 3.2 Ubicación del Levantamiento Topográfico.



Fuente: Imagen satelital Google Earth.

La tabla del levantamiento topográfico se presenta en **Anexos 2**.

3.2. Análisis del Estudio de Suelos.

El estudio de suelos como también el ensayo de SPT, fue proporcionada por la entidad, en el que se nos entregó un informe de laboratorio

El ensayo SPT fue realizada por la EMPRESA CONSULTORA ACHE el cual realizo que se hizo el sondeo en el área del proyecto, se realizó un pozo a una profundidad entre 1,5m a 2,00m, con un numero de golpes de 12, el suelo tiene una humedad natural de 23,8%, y del estudio de suelos con una capacidad portante admisible de 1 kg/cm². Se tiene un suelo limoso.

Como Conclusión se fundará a una profundidad de 1.5 m se tomará una capacidad portante de 1 kg/cm².

Tabla 3.1 Análisis del estudio de suelos

Sondeo SPT	Profundidad Ensayo [m]	Nro. de Golpes	Esf. nominal (kg/cm²)	Esf. admisible (kg/cm²)
Pozo 01	1.5-1.95	12	1.19	1
Pozo 02	1.5-1.95	14	1.22	1.05
Pozo 03	1.5-1.95	17	1.28	1.15

Fuente Empresa consultora ACHE

El estudio de suelos se presenta en Anexos 3.

3.3. Análisis del Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico se realizó empleando la guía boliviana de construcción de edificaciones, dirección general de vivienda y urbanismo.

Por la existencia de luces mayores de 6m se realizó forjados con Losas casetonadas y para

Se informa columnas en lugares que no interrumpan la funcionalidad de los ambientes determinados y que puedan tener también sustentabilidad de la estructura

Se tiene ambientes para dormitorios, cocinas, comedores, salar de estar sala de videos, auditorio, como también un escenario al aire libre, etc.

El plano arquitectónico se mostrará en Anexos 10.

3.4. Planeamiento estructural.

3.4.1 Estructura de sustentación de Cubierta.

En estructuras metálicas se usarán perfiles laminado en caliente el cual se usará para 5 cubiertas metálicas y 1 cubierta atirantada.

También tomando en cuenta perfiles sean comerciales, y se puedan comprar en nuestro medio para la construcción de ellos. El diseño de la cubierta fue realizado con cerchas de estructura metálica tipo Mono pitch.

Figura 3.3 Modelo de Estructura de la cubierta 1.

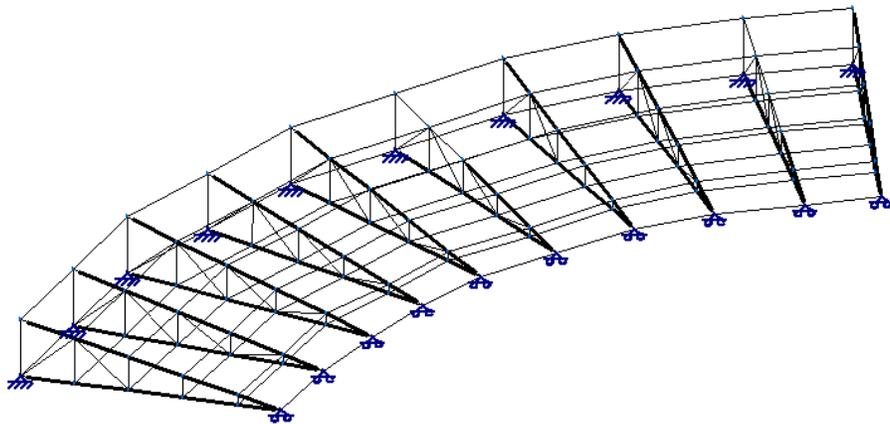


Figura 3.4 Modelo de Estructura de la cubierta 2.

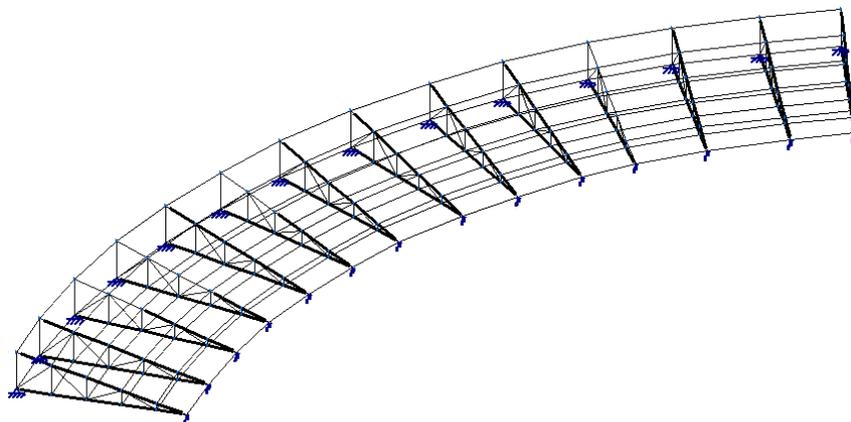


Figura 3.5 Modelo de Estructura de la cubierta 3.

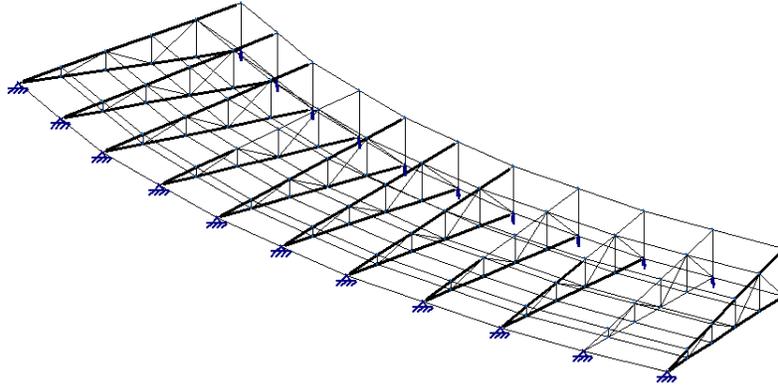


Figura 3.6 Modelo de Estructura de la cubierta 4.

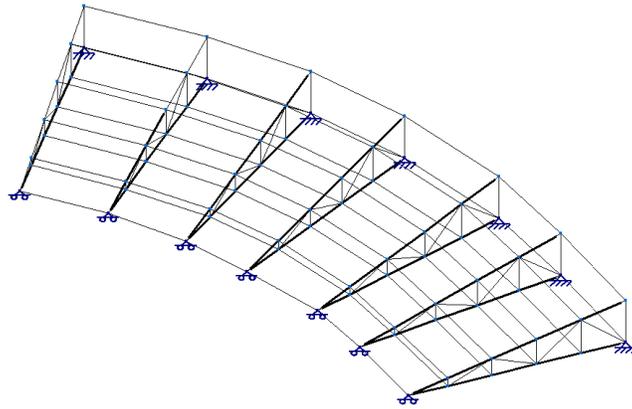
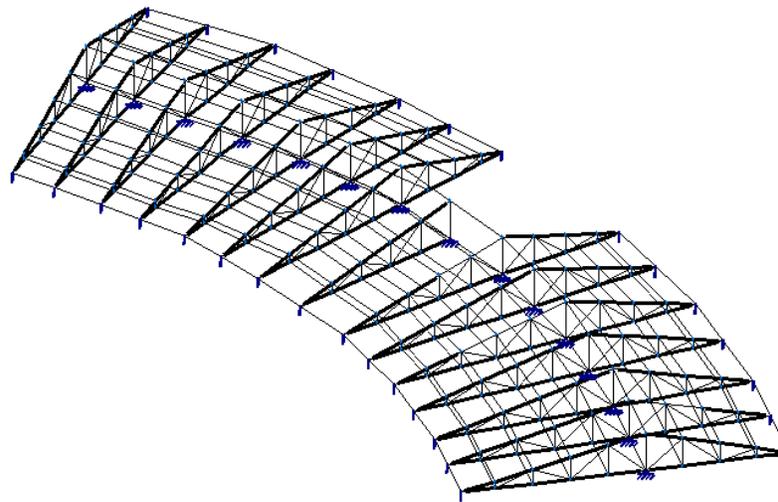


Figura 3.7 Modelo de Estructura de la cubierta 5.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

3.4.2 Estructura de sustentación de la Edificación.

El proyecto cuenta con una superficie de 3496.89 m², para las columnas se ira colocando para el diseño en el que nos permita poder hacer un diseño eficiente y económico buscando no tener unas luces de valores muy altos y nos permita el diseño con losas unidireccionales, pero también no interferir en el diseño arquitectónico.

Figura 3.8 Modelo de la estructura de edificación.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Para el diseño de realizar en cuenta aun pre-dimensionamiento previo al análisis en el que con ayuda de la norma.

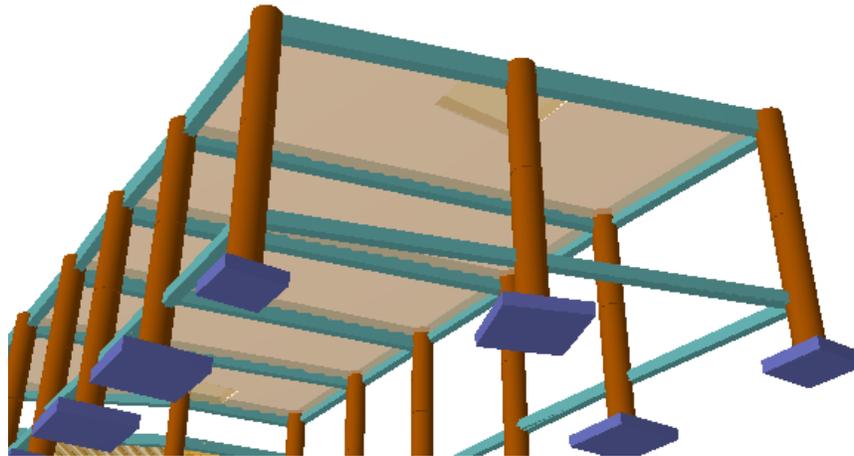
Para las losas unidireccionales las cuales mediante catálogos de viguetas pretensadas se ira buscando un espesor de losa pueda ser económico y nos cumpla con las solicitudes se presenten

También para el dimensionamiento de vigas de diseñaran las cuales puedan cumplir los esfuerzos que las losas les vayan a transmitir, también buscando un diseño económico, sustentable y que puedan tener dimensiones constructivas.

Se usarán dimensiones constructivas tanto para las columnas las que están estarán situadas estratégicamente y que puedan dar una buena sostenibilidad a la estructura.

En el proyecto se tiene 149 columnas se buscará tener zapatas aisladas centradas las cuales puedan tener dimensiones constructivas como también los espaciamientos necesarios para que puedan ser también y de un fácil armado y no se traslape las armaduras.

Figura 3.9 Modelo de cimentación.

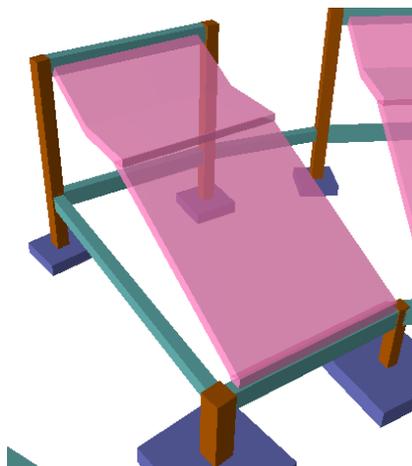


Fuente: Programa Cypecad v2018.

3.4.2.1.1 Gradería de $H^\circ A^\circ$.

Las graderías se plantean como vigas inclinadas en las rampas y horizontales en los descansos, con una vinculación fija en las uniones superiores e inferiores.

Figura 3.10 Modelado de Graderías.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

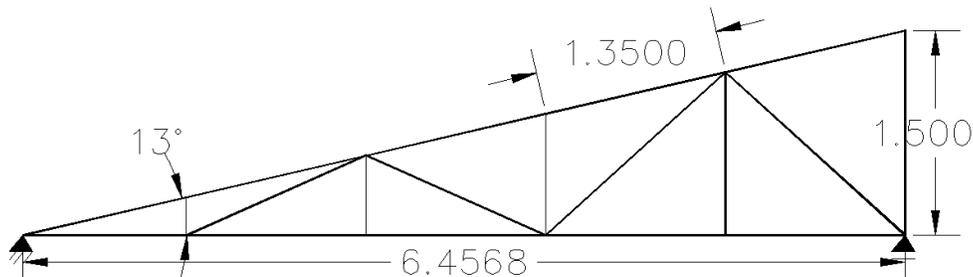
3.5.1 Estructura de sustentación de cubierta

Para el diseño de las estructuras metálicas se tomó en cuenta la Norma AISI S100-2016 (LRFD), para el cual se usará un Acero conformado en frío de 36 ksi representado como (A36) el cual tiene un límite de fluencia de 250 MPa.

3.5.1.1 Geometría de la estructura de cubierta

El modelo de cercha para Cubierta 1 cubre una luz de 6m y una altura de 1.5m dándonos así una pendiente de 13%, esto con el fin de distribuir de manera adecuada las cargas de la estructura metálica hacia los elementos de vigas y columnas.

Figura 3.11 Idealización de la cercha



Fuente: Elaboración propia

La separación entre cerchas de la cubierta está comprometida a la geometría de la edificación.

Estas tendrán una separación de 2.5m – 2.7m respectivamente para el que se usara Acero Conformado en frío. Esto con el fin de distribuir de manera adecuada las cargas de la estructura hacia los apoyos (Columnas y vigas).

3.5.1.2 Determinación de cargas.

El análisis de los resultados debe ser una de las tareas más importantes ya que en esta se analizará todas las cargas y acciones que llegaran a presentarse en la vida útil de la estructura.

Las cargas que actuaran en las cubiertas son:

- Carga de Viento
- Cargas de peso propio de la estructura.
- Cargas de peso de cielo falso.

- Cargas de peso de Calamina galvanizada.
- Carga de Servicio o mantenimiento.
- Carga de granizo

3.5.1.2.1 Cargas de Viento.

Se tiene una presión Dinámica:

$$qh = 0.73 \frac{kN}{m^2}$$

Una vez determinada la carga dinámica de viento, se procede a calcular la carga de Barlovento y sotavento en función del ángulo de la cubierta y coeficiente de exposición.

La sobre carga de Viento viene dada por la siguiente formula:

$$Pb = qh * G * Cp \quad [Barlovento] \quad Ps = qh * G * Cp \quad [Sotavento]$$

Obteniendo los valores para:

$$\text{Barlovento } Cp = -0.9 \quad \text{Sotavento } Cp = -0.55 \quad G = 0.85$$

Para Barlovento.

$$Pb = qh * G * Cp = 0.73 * 0.85 * -0.9 = -557.14 \frac{N}{m^2} = -0.56 \frac{kN}{m^2}$$

Para Sotavento.

$$Ps = qh * G * Cp = 0.73 * 0.85 * -0.55 = -340.48 \frac{N}{m^2} = -0.34 \frac{kN}{m^2}$$

3.5.1.2.2 Cargas Muertas.

a) Cargas por peso propio de las armaduras.

El peso propio de las cerchas lo determina el programa al momento del análisis estructural tomando en cuenta las secciones de nuestros elementos metálicos multiplicados por el peso específico,

$$Y \text{ acero} = 77.01 \frac{kN}{m^3}$$

b) Cargas por peso de las correas.

Se tiene separación entre cerchas desde 2.5 m a 2.7 m, dependiendo la arquitectura del edificio que es de forma radial.

En los que se usó Acero conformado, de los cuales los perfiles serian:

$$\text{Perfil CF } 100 \times 50 \times 15 \times 2.5 \text{mm} \quad Pp = 41.116 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil CF } 100 \times 50 \times 15 \times 2 \text{mm} \quad Pp = 33.399 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil CF } 120 \times 50 \times 15 \times 2.5 \text{mm} \quad Pp = 44.966 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil CF } 120 \times 50 \times 15 \times 2 \text{mm} \quad Pp = 36.48 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil CF } 150 \times 50 \times 15 \times 2 \text{mm} \quad Pp = 41.10 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil CF } 120 \times 50 \times 15 \times 2.5 \text{mm} \quad Pp = 50.742 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil Cajón } 120 \times 40 \times 2 \text{mm} \quad Pp = 64.72 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil Cajón } 80 \times 40 \times 3 \text{mm} \quad Pp = 50.827 \frac{N}{m}$$

El catálogo de los perfiles se mostrará en Anexo 1 en la Tabla A1.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frio y Tabla A1.17 Perfiles Costanera Conformado en frio.

c) Cargas por peso del material de cubierta.

Se utilizó calamina galvanizada trapezoidal tomando en cuenta el tipo según catalogo que se mostrara en Anexo 1.

$$\text{Calamina N}^\circ 26: 44.13 \text{ N/m}^2.$$

$$\text{Recubrimiento} : 3.92 \text{ N/m}^2.$$

d) Cielo Falso.

Para el cielo falso este compuesto por placas de PVC, el peso de está aproximadamente a los 58.84 N/m^2 , a eso sumando accesorios de soporte se adoptó:

$$\text{Cielo falso: } 64.72 \text{ N/m}^2 .$$

Su ficha técnica se mostrará en Anexo 1.

3.5.1.2.3 Cargas Vivas.

Como Carga de servicio y para mantenimiento se tomará un valor del peso propio de una persona adulta para que pueda realizar estos trabajos de limpieza que será

$$Q_{viva} = 1 \frac{kN}{m^2}$$

Este valor se adoptó tomando en cuenta la Tabla A1.13 Cargas Gravitaciones Norma AISI S100-2016 (LRFD) en Anexo 1.

3.5.1.2.4 Carga de Granizo

Para la carga de granizo se tomará en cuenta el peso específico de este el cual tiene un valor de:

$$qg = 700 \frac{kg}{m^3} = 6.865 \frac{kN}{m^3}$$

Se tomó en cuenta de datos de Senahmi como alturas de granizo registrada en la zona de Entre Ríos, nos dio alturas de granizo registradas desde los 10 cm hasta los 15 cm.

Para el cual se utilizó un espesor de 15 cm y se obtuvo una Carga de Granizo de:

$$qg = 6.865 \frac{kN}{m^3} * 0.15 m = 1.03 \frac{kN}{m^2}$$

3.5.1.3 Distribución de cargas sobre la cubierta.

Para cargar a nuestras correas se tomará en cuenta la separación de estas para el cálculo de carga que ira, para la separación de Correas tenemos $S=1.35$ m (espaciamiento entre correas) esto para usar mediante áreas de distribución sobre las correas de la cercha.

a) Determinación de Cargas sobre la Correa superior.

Carga muerta: $Q_{muerta} = (Q_{calamina} + Q_{recubrimiento}) * S_{correa} + P_p =$

$$Q_{muerta} = \left(44.13 \frac{N}{m^2} + 3.92 \frac{N}{m^2} \right) * 1.35 m + 44.966 \frac{N}{m} = 99.52 \frac{N}{m}$$

Carga de viento: $Q_{viento} = (Q_{sotabento} + Q_{barlovento}) * S_{correa} =$

$$Q_{viento} = \left(-557.14 \frac{kN}{m^2} - 340.48 \frac{kN}{m^2} \right) * 1.35 m = -1211.79 \frac{N}{m}$$

Carga Viva

$$Q_{viva} = Q_{viva} * Scorrea =$$

$$Q_{viva} = 1 \frac{kN}{m^2} * 1.35m = 1.35 \frac{kN}{m} = 1350 \frac{N}{m}$$

Carga Granizo

$$Q_{granizo} = q_g * Scorrea =$$

$$Q_{granizo} = 1.03 \frac{kN}{m^2} * 1.35 m = 1.39 \frac{kN}{m} = 1390 \frac{N}{m}$$

b) Determinación de Cargas sobre la Correa inferior.

Carga muerta

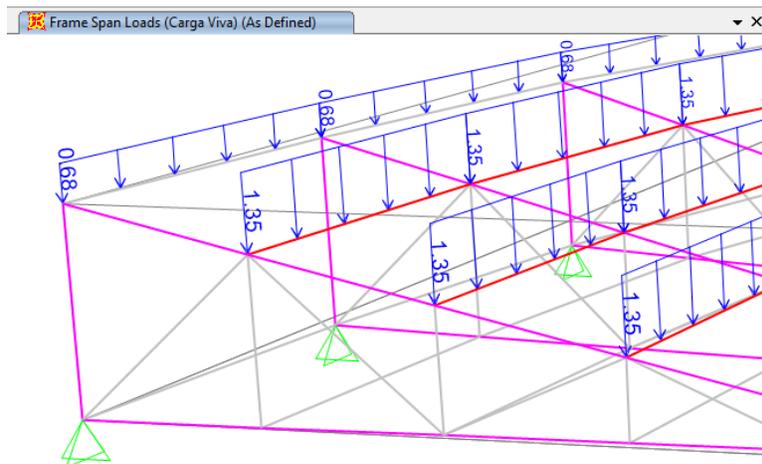
$$Q_{muerta} = Q_{cielo\ falso} * Scorrea =$$

$$Q_{muerta} = 64.72 \frac{N}{m} * 1.35m = 87.37 \frac{N}{m}$$

c) Introducción de los Valores al programa CYPE 3D y SAP 2000.

Una vez obtenidas los valores de los diferentes tipos de cargas que se presentan a la estructura, se procede a introducir las mismas al Sap2000 v20, para realizar el análisis estructural de los elementos, en base a las combinaciones la Norma AISI S100-2016 (LRFD), indicado en el punto 2.5.1.4 Combinaciones de Carga del Cap.2, se calcularán los máximos esfuerzo que puedan presentarse.

Figura 3.12 Representación de Carga Viva



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Cuando se cargan correas en las cerchas, es común representar esta carga como una carga lineal en lugar de una carga superficial. Esta representación es preferible y más adecuada debido a varias razones.

Simplificación del cálculo: Representar la carga como una carga lineal simplifica los cálculos estructurales. Una carga lineal es más fácil de analizar y distribuir en comparación con una carga superficial. En el caso de las correas en las cerchas, se considera que la carga se distribuye de manera uniforme a lo largo de la longitud de la correa, lo que facilita el análisis y el diseño estructural.

Distribución de esfuerzos: Al considerar la carga como una carga lineal, se distribuye de manera más uniforme a lo largo de la longitud de la correa. Esto permite que los esfuerzos y las tensiones se distribuyan de manera más equitativa, lo que puede resultar en una mejor capacidad de carga y una menor concentración de esfuerzos en puntos específicos de la estructura.

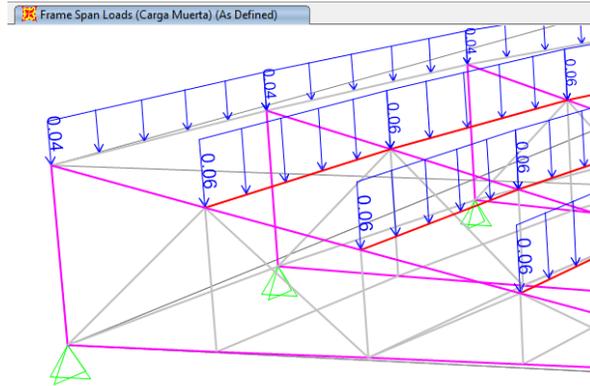
Mayor precisión: Al representar la carga como una carga lineal, se tiene una representación más precisa de cómo se distribuye la carga en la realidad. Esto es especialmente importante cuando se consideran cargas puntuales o concentradas en lugares específicos de la correa. Una carga lineal permite tener en cuenta estas variaciones y calcular los esfuerzos y las deformaciones de manera más precisa.

Consideraciones de diseño: Al analizar las correas como cargas lineales, es más fácil tener en cuenta las restricciones de diseño y las limitaciones de los materiales utilizados. Por ejemplo, los diseñadores pueden determinar el tamaño y la sección transversal adecuados de las correas en función de las cargas lineales aplicadas, lo que resulta en una estructura más eficiente y segura.

En resumen, representar las cargas de las correas en las cerchas como cargas lineales en lugar de cargas superficiales ofrece simplificación en los cálculos, distribución más uniforme de esfuerzos, mayor precisión y una mejor consideración de las limitaciones de diseño. Esto permite un análisis y diseño más eficiente y preciso de las estructuras, asegurando la integridad y seguridad de las mismas.

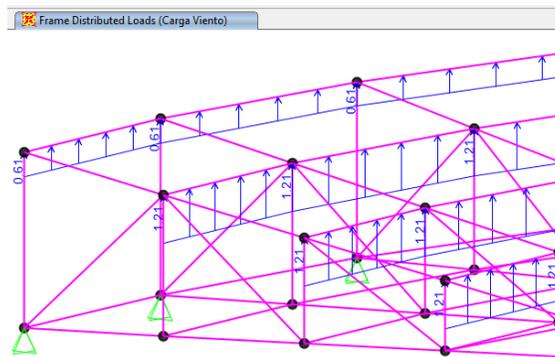
A continuación se seguirá representando la introducción de carga en las correas

Figura 3.13 Representación Carga Muerta



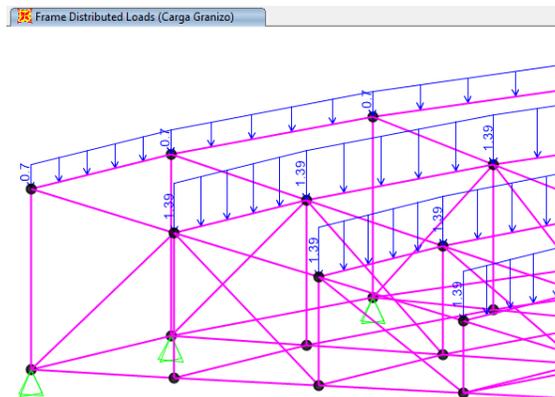
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Figura 3.14 Representación Carga de Viento



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Figura 3.15 Representación Carga de Granizo



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

3.5.1.4 Análisis Estructural.

Tomando en cuenta las combinaciones más desfavorables para la estructura metálica de la cubierta, se adoptará las Combinaciones de carga de la Norma AISI S100-2016 (LRFD), esto para tener un correcto análisis de la estructura metálica.

Se tomará en cuenta el programa computacional para el análisis estructural como lo es:

- Sap 2000.v20.

a) Combinaciones de Cargas

Se determinará la combinación más desfavorable para las estructuras metálicas, usando las combinaciones nos especifica la Norma AISI S100-2016 (LRFD) que están en el punto 2.5.1.4 Combinaciones de Carga en el Capítulo II.

$$\text{Estructura vacía: } U_1 = 1,4 (D + F) \quad (9-1)$$

$$U_1 = 1,4 * \left(95,67 \frac{N}{m} + 0 \right) = 133,94 \frac{N}{m}$$

$$\text{Estructura con sobrecargas: } U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$U_2 = 1,2 * \left(95,67 \frac{N}{m} + 0 + 0 \right) + 1,6 * (0) + 0,5 * \left(1350 \frac{N}{m} \right) = 809,80 \frac{N}{m}$$

$$\text{Estructura de cubierta: } U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W) \quad (9-3)$$

$$U_3 = 1,2 * 95,67 \frac{N}{m} + 1,6 * \left(1390 \frac{N}{m} \right) + 1 * 1350 \frac{N}{m} = 2338,80 \frac{N}{m}$$

$$\text{Acción de viento: } U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$U_4 = 1,2 * 95,67 \frac{N}{m} + 1 * \left(-1211,79 \frac{N}{m} \right) + 0 + 0,5 * \left(1390 \frac{N}{m} \right) = -401,989 \frac{N}{m}$$

La “Combinación 3” es la combinación más deformable que se presenta en Norma AISI S100-2016 (LRFD), con la que se estará usando para las estructuras de Acero.

3.5.1.5 Diseño de Elementos.

Para la verificación de los elementos de la cubierta se tomará en cuenta todos los componentes que la cercha tiene como ser:

1. Diseño de Correa.
2. Diseño de Cordón superior- inferior.
3. Diseño de Diagonal.
4. Diseño de Montante.
5. Diseño de uniones soldadas.
6. Diseño de placa base y apoyo fijo de cubiertas.

Los cuales cada elemento tendrá su respectiva verificación dependiendo a las solicitaciones que este se vaya a presentar.

3.5.1.5.1 Diseño de Correa.

a) Análisis Estructural para La Correa

Utilizando la combinación más desfavorable que se puede presentar en las correas, usando programas computacionales se tiene los siguientes resultados para ambos ejes tanto para el eje “X” como para el eje “Y”.

Figura 3.16 Análisis Estructural de Correa en eje “X”.



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$Mx = 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m} ; \quad Vx = 3.61 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

Figura 3.17 Análisis Estructural de Correa en eje “Y”.



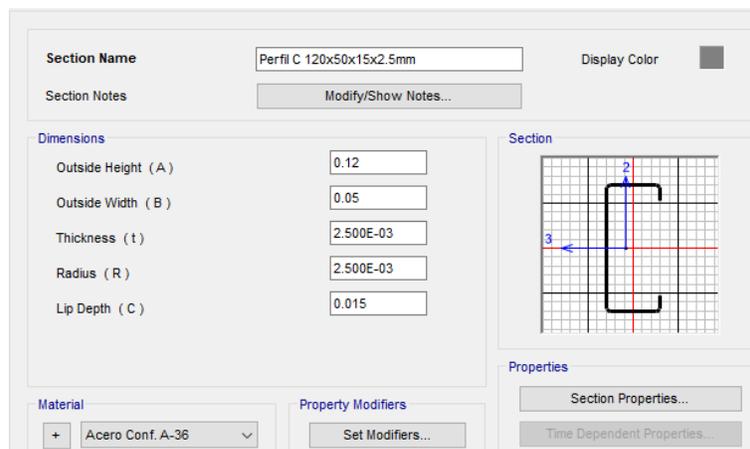
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$My = 0.492 \text{ kN} \cdot \text{m} ; \quad Vy = 0.833 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

b) Diseño de Flexión Asimétrica.

Para una correa de la cubierta 1 Con un Perfil CF 120x50x15x2.5mm, sus dimensiones se encuentran en la ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla A1.17 Perfiles Costanera Conformado en frío.

Figura 3.18 Perfil Tipo C 120x50x15x2.5 mm para las correas.



Section Name		Perfil C 120x50x15x2.5mm	
Properties			
Cross-section (axial) area	5.839E-04	Section modulus about 3 axis	2.146E-05
Moment of Inertia about 3 axis	1.287E-06	Section modulus about 2 axis	5.584E-06
Moment of Inertia about 2 axis	1.907E-07	Plastic modulus about 3 axis	2.146E-05
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	5.584E-06
Shear area in 2 direction	2.750E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0.047
Shear area in 3 direction	2.000E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0.0181
Torsional constant	1.216E-09	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Se determina la relación para el Eje “X”.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{128.73 * 19.07 - 0^2}{19.07 * 6 - 0 * 1.08} = 21.46 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 21.46 \text{ cm}^3 = 5.364 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{rx} = \phi * M_n = 5.364 * 0.95 = 5.096 \text{ kN} * \text{m}$$

$M_f = 2.13 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$nb = \frac{M_{fx}}{M_{rx}} = \frac{2.13}{5.096} = 0.418 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

Se determina la relación para el Eje “Y”.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} * X - I_{exy} * Y} = \frac{128.73 * 19.07 - 0^2}{19.07 * 4.5 - 0 * 4.5} = 5.716 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} = S_{ey} * F_y = 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 5.716 \text{ cm}^3 = 1.429 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{ry} = \phi * M_n = 1.375 * 0.95 = 1.358 \text{ kN} * m$$

$M_{fy} = 0.46 \text{ kN} * m$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

$$nb = \frac{M_{fy}}{M_{ry}} = \frac{0.46}{1.258} = 0.339 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

Para Flexión asimétrica se hace una sumatoria de ambas relaciones, en las que se toma los 2 ejes:

$$nb = \left(\frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$nb = \left(\frac{2.13}{5.096} + \frac{0.46}{1.258} \right) = 0.757 \leq 1 \text{ ; Si Cumple!!!}$$

c) Diseño a Corte.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w * F_v = 2.767 * 150 = 41.25 \text{ kN}$$

V_n = La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para cortante

$$V_c = V_n * \phi = 41.25 * 0.95 = 39.19 \text{ kN}$$

$V_f = 3.61 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

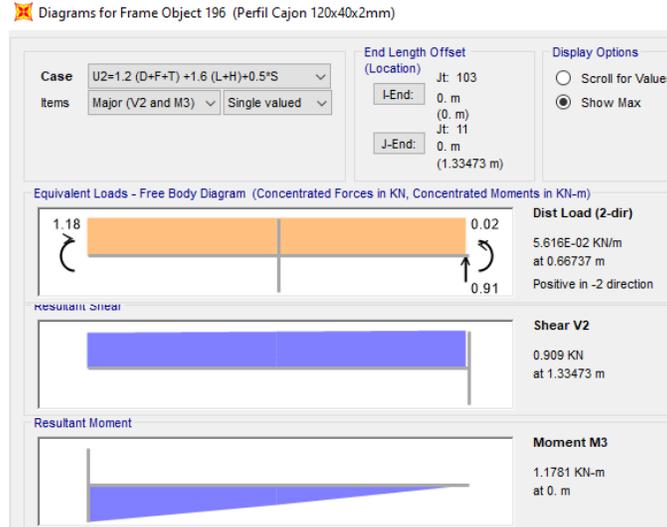
$$n = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 = \frac{3.61}{39.19} = 0.163 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

3.5.1.5.2 Diseño de Cordón superior – inferior.

a) Análisis Estructural de Montante Superior- Inferior.

Se obtuvo el análisis estructural para el cual se verificará si es una sección eficiente.

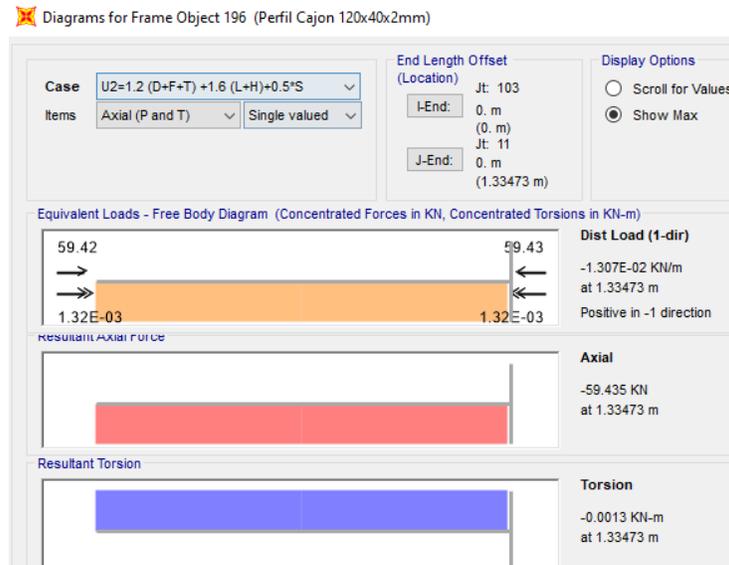
Figura 3.19 Análisis Estructural de Cordón Superior [Momento y Cortante].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_f = 1.18 \text{ kN} * m ; \quad V_f = 0.91 \text{ kN} \quad [Sap 2000 v. 20]$$

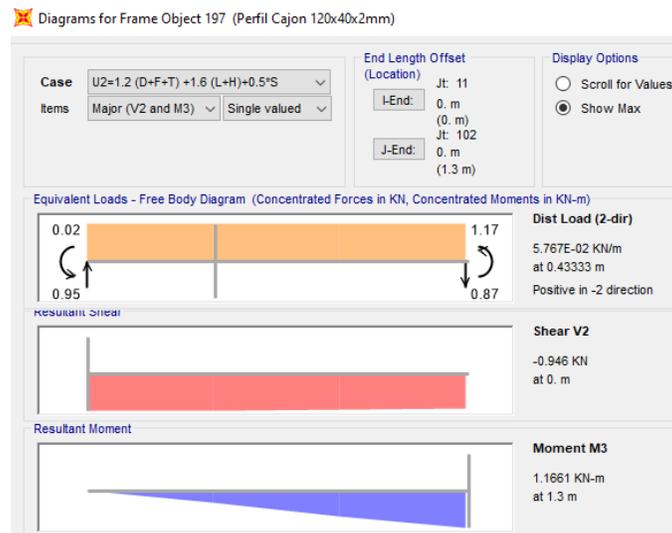
Figura 3.20 Análisis Estructural de Cordón Superior [Axial].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$P_f = -59.43 \text{ kN} \quad [Sap 2000 v. 20]$$

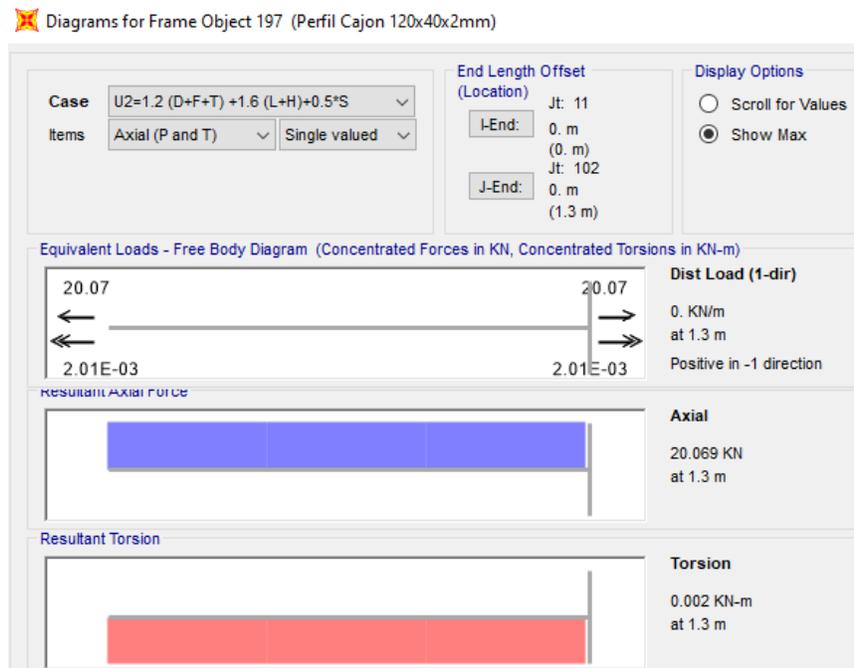
Figura 3.21 Análisis Estructural de Cordón Inferior [Momento y Cortante].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_f = 1.17 \text{ kN} * m ; \quad V_f = -0.95 \text{ kN} \quad [Sap\ 2000\ v.\ 20]$$

Figura 3.22 Análisis Estructural de Cordón Inferior [Axial].



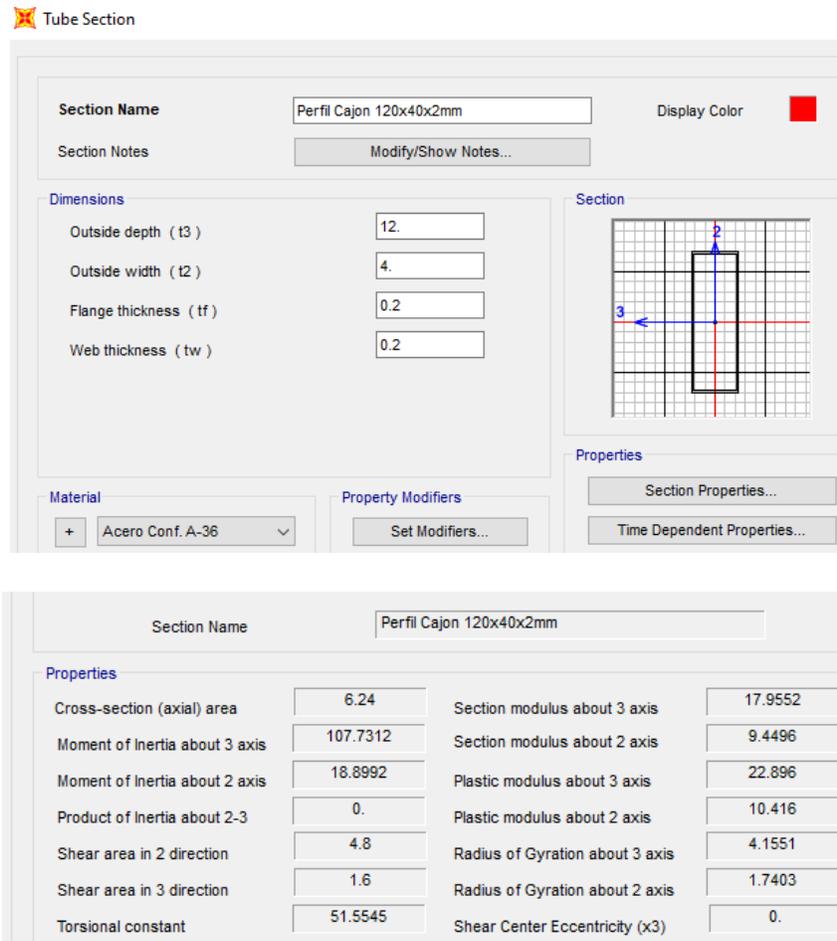
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$T_f = 22.51 \text{ kN} \quad [Sap\ 2000\ v.\ 20]$$

b) Diseño de Flexión Montante Superior.

Para el cordón de la cubierta 1 Con un Perfil Cajón CF 120x40x2mm, sus dimensiones se encuentran en la ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla A1.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frio.

Figura 3.23 Perfil Tipo Cajon 120x40x2 mm para Cordón Sup-Inf.



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{107.73 * 18.90 - 0^2}{18.90 * 6 - 0 * 1.08} = 11.81 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 11.81 \text{ cm}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2.95 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$Mrx = \phi * Mn = 0.95 * 2.95 = 2.805 \text{ kN} * \text{m}$$

$Mf = 1.18 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

$$nb = \frac{Mfx}{Mrx} = \frac{1.18}{2.805} = 0.42 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

c) Diseño a Corte Montante Superior.

$Fy = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$Fv = 0.6 * fy = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$Aw = h * t = 112 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$Aw =$ Área de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$Vn = Aw * Fv = 2.24 * 150 = 33.6 \text{ kN}$$

$Vn =$ La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para cortante

$$Vc = Vn * \phi = 33.6 * 0.95 = 31.92 \text{ kN}$$

$Vf = 0.91 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

$$n = \frac{Vf}{Vc} \leq 1 = \frac{0.91}{31.92} = 0.03 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

d) Diseño de Compresión Montante Superior.

Propiedades Geométricas

$A = 6.24 \text{ cm}^2$ Área de sección bruta [cm^2].

$I_y = 18.90 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje Y [cm^4].

$I_x = 107.73 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje X [cm^4].

Calculo de Radios de giro.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{18.90}{6.24}} = 1.74 \text{ cm} \quad [\text{Radio de giro en Y}]$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{107.73}{6.24}} = 4.155 \text{ cm} \quad [\text{Radio de giro en X}]$$

Calculo de Tensión elástica de pandeo a flexión:

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2} = \frac{(\pi * 4.155 \text{ cm})^2 * 203000 \text{ MPa}}{(0.49 * 6 \text{ m})^2} = 400.18 \text{ MPa}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} = \frac{(\pi * 1.74 \text{ cm})^2 * 203000 \text{ MPa}}{(0.49 * 6 \text{ m})^2} = 70.207 \text{ MPa}$$

El cual se escoge el valor mas critico entre ambos ejes:

$$F_{crit} = \min(F_{ex}, F_{ey}) = 70.207 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{crit}}} = \sqrt{\frac{250}{70.207}} = 1.455$$

Donde:

$$F_n = (0.658^{\lambda_c}) * F_y = (0.658^{1.455}) * 250 = 135.975 \text{ MPa}$$

Luego se determina la resistencia nominal a compresión:

$$P_n = A * F_n = 6.24 * 135.975 = 84.85 \text{ kN}$$

$\phi_c = 0.85$ Coeficiente de Compresión.

$$P_c = P_n * \phi_c = 84.85 * 0.85 = 72.12 \text{ kN}$$

$P_f = 59.43 \text{ kN}$ Resistencia a compresión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n = \frac{Pf}{Pc} \leq 1 = \frac{59.43}{72.12} = 0.82 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

e) Diseño de Flexión Montante Inferior.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{107.73 * 18.90 - 0^2}{18.90 * 6 - 0 * 1.08} = 11.81 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 11.81 \text{ cm}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2.95 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{rx} = \phi * M_n = 0.95 * 2.95 = 2.805 \text{ kN} * \text{m}$$

$M_f = 1.17 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n_b = \frac{M_{fx}}{M_{rx}} = \frac{1.17}{2.805} = 0.42 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

f) Diseño a Corte Montante Inferior.

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$F_v = 0.6 * f_y = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$A_w = h * t = 112 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$A_w =$ Área de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w * F_v = 2.24 * 150 = 33.6 \text{ kN}$$

$V_n =$ La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para cortante

$$V_c = V_n * \phi = 33.6 * 0.95 = 31.92 \text{ kN}$$

$Vf = 0.95 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n = \frac{Vf}{Vc} \leq 1 = \frac{0.95}{31.92} = 0.03 \leq 1 \text{ ; } \mathbf{Si \textit{ cumple!!!}}$$

g) Diseño de Tracción Montante Inferior.

$A = 6.24 \text{ cm}^2$ Área de sección bruta [cm^2].

$Fy = 250 \text{ MPa}$ Límite de Fluencia del acero

Determinamos:

$$Tn = Fy * Ag = 250 * 6.24 = 156 \text{ kN}.$$

$\phi_c = 0.89$ Factor de resistencia para Tracción.

$$Tc = Tn * \phi = 156 * 0.9 = 140.4 \text{ kN}$$

$Tf = 22.51 \text{ kN}$ Resistencia a compresión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

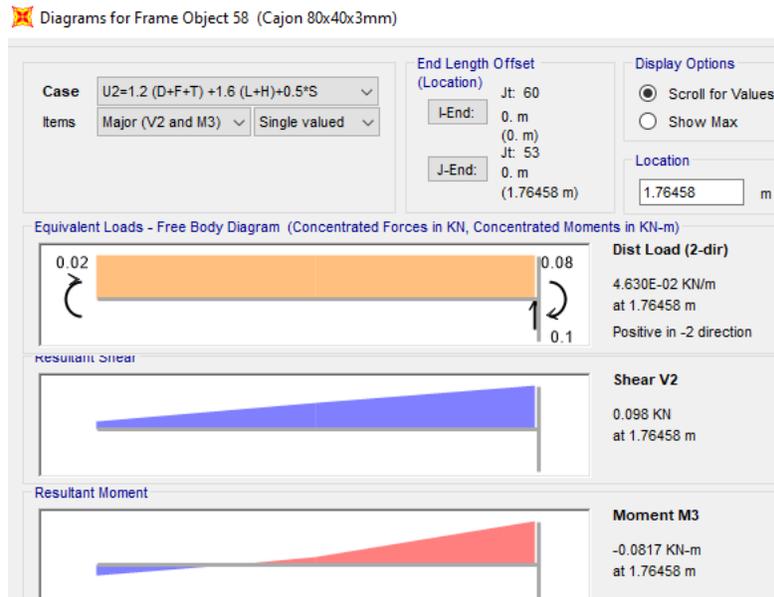
$$nt = \frac{Tf}{Tc} \leq 1 = \frac{22.51}{140.4} = 0.16 \leq 1 \text{ ; } \mathbf{Si \textit{ cumple!!!}}$$

3.5.1.5.3 Diseño de Diagonal.

a) Análisis estructural de la Diagonal.

Se obtuvo el análisis estructural para el cual se verificará si es una sección eficiente.

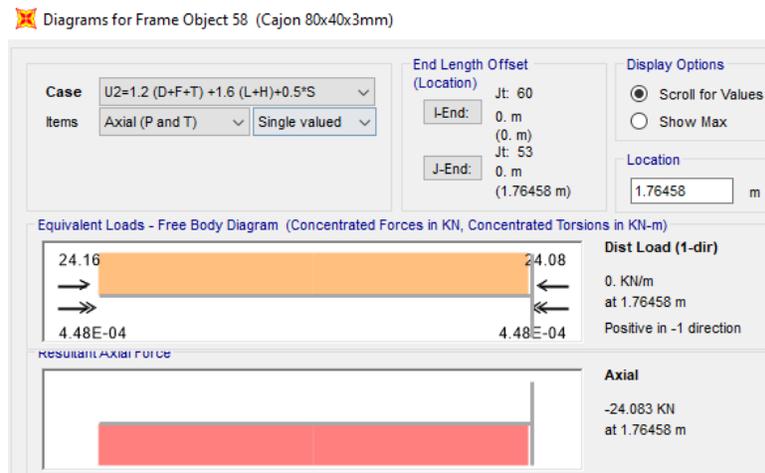
Figura 3.24 Análisis Estructural de la Diagonal [Momento y Cortante].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_f = 0.082 \text{ kN} \cdot \text{m} ; \quad V_f = -0.098 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

Figura 3.25 Análisis Estructural de la Diagonal [Axial].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$T_f = 24.08 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

b) Diseño de Flexión.

Para la Diagonal de la cubierta 1 Con un Perfil Cajón CF 80x40x2mm, sus dimensiones se encuentran en la ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla A1.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frio.

Figura 3.26 Perfil Tipo Cajon 80x40x2 para las Diagonales.

✦ Tube Section

Section Name: Perfil Cajon 80x40x2mm

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions

- Outside depth (t3) : 8.1
- Outside width (t2) : 4
- Flange thickness (tf) : 0.2
- Web thickness (tw) : 0.2

Material: Acero Laminado A36

Property Modifiers: Set Modifiers...

Section

Properties: Section Properties..., Time Dependent Properties...

✦ Property Data

Section Name: Perfil Cajon 80x40x2mm

Properties			
Cross-section (axial) area	4.64	Section modulus about 3 axis	9.7435
Moment of Inertia about 3 axis	38.9739	Section modulus about 2 axis	6.5589
Moment of Inertia about 2 axis	13.1179	Plastic modulus about 3 axis	12.016
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	7.376
Shear area in 2 direction	3.2	Radius of Gyration about 3 axis	2.8982
Shear area in 3 direction	1.6	Radius of Gyration about 2 axis	1.6814
Torsional constant	30.2941	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{38.97 * 13.12 - 0^2}{13.12 * 6 - 0 * 1.08} = 8.2 \text{ cm}^3$$

$$Mnx = Sex * Fy = 8.2 \text{ cm}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2.05 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$Mrx = \phi * Mn = 0.95 * 2.95 = 1.95 \text{ kN} * \text{m}$$

$Mf = 0.082 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

$$nb = \frac{Mfx}{Mrx} = \frac{0.082}{1.95} = 0.04 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

c) Diseño a Corte.

$Fy = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$Fv = 0.6 * fy = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$Aw = h * t = 72 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$Aw = \text{Área de los elementos paralelos a la dirección.}$

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$Vn = Aw * Fv = 1.44 * 150 = 21.6 \text{ kN}$$

$Vn = \text{La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros}$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para cortante

$$Vc = Vn * \phi = 21.6 * 0.95 = 20.95 \text{ kN}$$

$Vf = 0.098 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

$$n = \frac{Vf}{Vc} \leq 1 = \frac{0.098}{20.95} = 0.005 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

d) Diseño de Tracción.

$A = 4.64 \text{ cm}^2$ Área de sección bruta [cm^2].

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

Límite de Fluencia del acero

Determinamos:

$$T_n = F_y * A_g = 250 * 4.64 = 116 \text{ kN.}$$

$$\phi_c = 0.89$$

Factor de resistencia para Tracción.

$$T_c = T_n * \phi = 116 * 0.9 = 104.4 \text{ kN}$$

$$T_f = 24.08 \text{ kN}$$

Resistencia a compresión requerida se obtuvo del análisis estructural,
de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

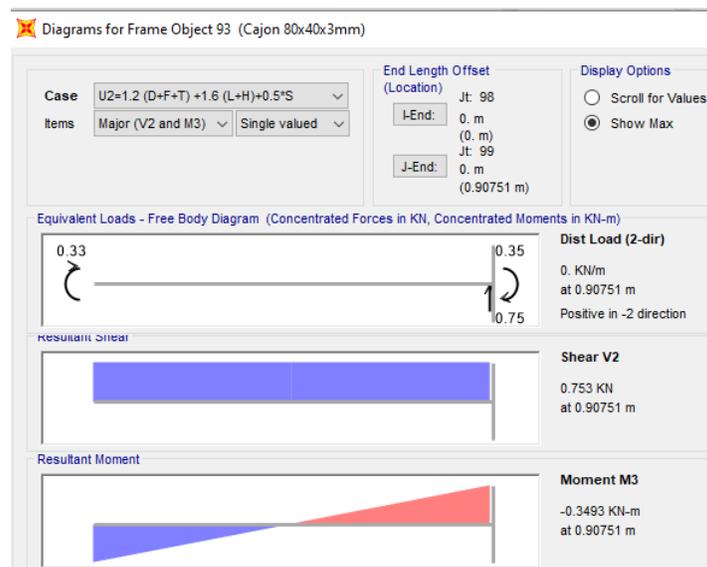
$$n_t = \frac{T_f}{T_c} \leq 1 = \frac{24.08}{104.4} = 0.23 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

3.5.1.5.4 Diseño de Montante

a) Análisis estructural de la Diagonal.

Se obtuvo el análisis estructural para el cual se verificará si es una sección eficiente.

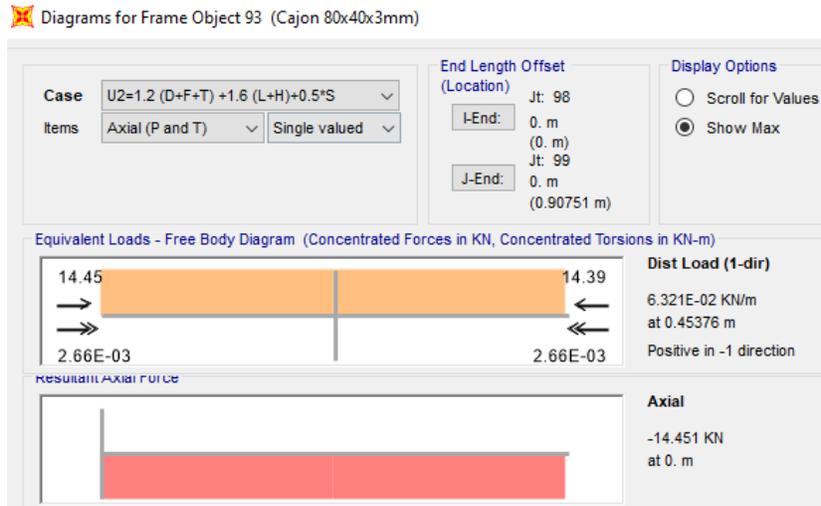
Figura 3.27 Análisis Estructural de Montante [Momento y Cortante].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_f = 0.35 \text{ kN} * m ; V_f = -0.75 \text{ kN} \text{ [Sap 2000 v. 20]}$$

Figura 3.28 Análisis Estructural de Montante [Axial].



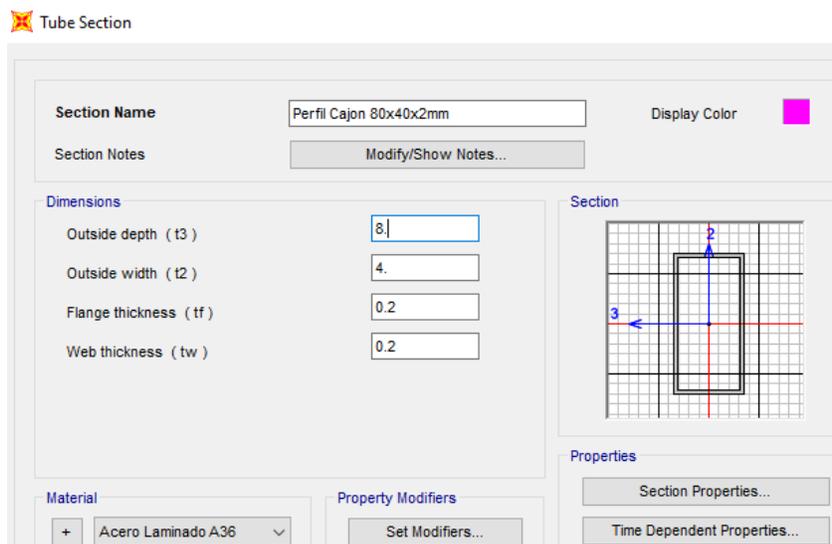
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$Pf = 14.45 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

b) Diseño de Flexión.

Para la Diagonal de la cubierta 1 Con un Perfil Cajón 80x40x2mm, sus dimensiones se encuentran en la ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla A1.2.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frio.

Figura 3.29 Perfil Tipo Cajon 80x40x2 mm para Montantes.



Property Data

Section Name		Perfil Cajon 80x40x2mm	
Properties			
Cross-section (axial) area	4.64	Section modulus about 3 axis	9.7435
Moment of Inertia about 3 axis	38.9739	Section modulus about 2 axis	6.5589
Moment of Inertia about 2 axis	13.1179	Plastic modulus about 3 axis	12.016
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	7.376
Shear area in 2 direction	3.2	Radius of Gyration about 3 axis	2.8982
Shear area in 3 direction	1.6	Radius of Gyration about 2 axis	1.6814
Torsional constant	30.2941	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{38.97 * 13.12 - 0^2}{13.12 * 6 - 0 * 1.08} = 8.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 8.2 \text{ cm}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2.05 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{rx} = \phi * M_n = 0.95 * 2.95 = 1.95 \text{ kN} * \text{m}$$

$M_f = 0.082 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n_b = \frac{M_{fx}}{M_{rx}} = \frac{0.082}{1.95} = 0.04 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

c) Diseño a Corte.

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$F_v = 0.6 * f_y = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$A_w = h * t = 72 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_w =$ Área de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$Vn = Aw * Fv = 1.44 * 150 = 21.6 \text{ kN}$$

Vn = La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$\emptyset = 0.95$ Factor de resistencia para cortante

$$Vc = Vn * \emptyset = 21.6 * 0.95 = 20.95 \text{ kN}$$

$Vf = 0.75 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n = \frac{Vf}{Vc} \leq 1 = \frac{0.75}{20.95} = 0.037 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

d) Diseño de Tracción.

$A = 4.64 \text{ cm}^2$ Área de sección bruta [cm^2].

$Fy = 250 \text{ MPa}$ Límite de Fluencia del acero

Determinamos:

$$Tn = Fy * Ag = 250 * 4.64 = 116 \text{ kN}.$$

$\emptyset c = 0.89$ Factor de resistencia para Tracción.

$$Tc = Tn * \emptyset = 116 * 0.9 = 104.4 \text{ kN}$$

$Tf = 14.45 \text{ kN}$ Resistencia a compresión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

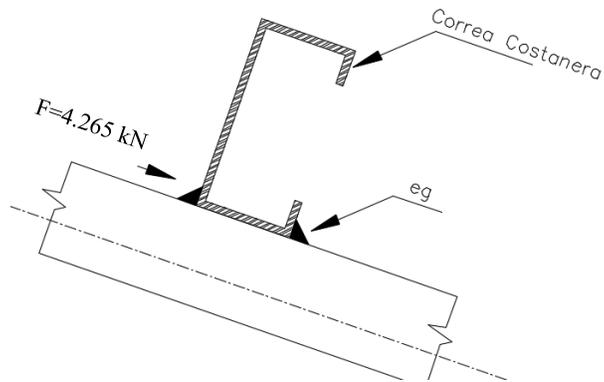
$$nt = \frac{Tf}{Tc} \leq 1 = \frac{14.45}{104.4} = 0.14 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

3.5.1.5.5 Diseño de uniones soldadas.

Para el diseño de soldadura se utilizará la Norma ANSI/AWS D1.1. 2000. Se utilizará una soldadura tipo filete para todos los elementos que componen la cercha, ya que son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, y también son usados a menudo en nuestro medio.

El siguiente esquema, detalla el tipo de unión que tendrán estos dos elementos estructurales.

Figura 3.30 Esquema de las uniones, cuerda superior y correa.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2 Tabla Características de electrodo respecto al acero

User Note: The following User Note Table summarizes the AWS D1.1/D1.1M provisions for matching filler metals. Other restrictions exist. For a complete list of base metals and prequalified matching filler metals, see AWS D1.1/D1.1M Table 3.1 and Table 3.2.

Base Metal (ASTM)	Matching Filler Metal
A36 \leq 3/4 in. thick	60- and 70-ksi filler metal
A36 $>$ 3/4 in., A588 ^[a] , A1011, A572 Gr. 50 and 55, A913 Gr. 50, A992, A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Other processes: 70-ksi filler metal
A913 Gr. 60 and 65	80-ksi filler metal
A913 Gr. 70	90-ksi filler metal

^[a] For corrosion resistance and color similar to the base metal, see AWS D1.1/D1.1M clause 3.7.3.

Notes:
In joints with base metals of different strengths, either a filler metal that matches the higher strength base metal or a filler metal that matches the lower strength and produces a low hydrogen deposit may be used when matching strength is required.

Fuente: Norma ANSI/AWS D1.1. 2000

Se usará consideración que nos especifica la Norma ANSI/AWS D1.1. 2000 que para nuestro tipo de Acero A36 podemos usar E60 y E70.

Por lo cual se determinó para este caso usar un electrodo de tipo E60, su catálogo está en Anexo 1 en la Tabla A1.27 Características electrodos ACINDAR.

Tabla 3.3 Características para el diseño de soldadura.

Propiedades mecánicas del metal depositado

Electrodo	Tratamiento térmico	Límite elástico	Carga de rotura	Elongación	Valores impacto
		N/mm ²	N/mm ²	(Lo=4d0) %	CVN test J
E-6010 celulósico	250 °C	LF ≥ 305	RT ≥ 400-560	A ≥ 22	≥ 47 J
E-6011 celulósico	A/W	LF ≥ 330	RT ≥ 430	A ≥ 22	≥ 27 J
E-6013 rutílico	A/W	LF ≥ 330	RT ≥ 430	A ≥ 17	NR
E-7015 básico	A/W	LF ≥ 400	RT ≥ 400	A ≥ 22	≥ 27 J
E-7018 básico	A/W	LF ≥ 375	RT ≥ 490-660	A ≥ 22	≥ 47 J

Fuente: Catalogo de ACINDAR.

Donde Tenemos un Límite de Rotura:

$$F_{exx} = 400 \frac{N}{mm^2} = 400MPa \quad \text{Para } E - 6010 \text{ celulosico.}$$

Para el coeficiente ϕ se especifica en la normativa tomando en cuenta el tipo de la estructura.

Tabla 3.4 Tabla de coeficientes de seguridad para soldadura.

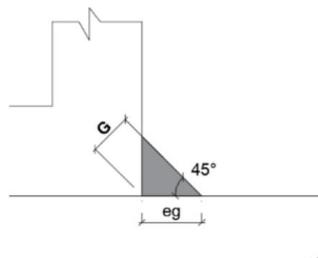
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	ϕ and Ω	Nominal Stress (F_{nBM} or F_{nw}), ksi (MPa)	Effective Area (A_{BM} or A_{we}), in. ² (mm ²)	Required Filler Metal Strength Level ^{[a][b]}
FILLET WELDS INCLUDING FILLETS IN HOLES AND SLOTS AND SKEWED T-JOINTS					
Shear	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}^{[d]}$	See J2.2a	
Tension or compression—Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld is permitted to be neglected in design of welds joining the parts.				

Fuente: Norma ANSI/AWS D1.1. 2000

Determinación del tamaño de la soldadura. Se recomienda que el tamaño mínimo de soldadura para un espesor hasta 6 mm, es de 3 mm,

Cálculo del espesor efectivo de la garganta:

Figura 3.31 Espesor efectivo de la garganta.



Fuente: Elaboración propia

$$G = \sin 45^\circ \cdot eg = \sin 45^\circ \cdot 3 \text{ mm} = 2,12 \text{ mm}$$

Resistencia de la soldadura de diseño en 0.5 cm. Dónde: $\emptyset = 0.75$.

$$q = \emptyset * 0.6 * F_{exx} * G = 0.75 * 0.6 * 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 0.5 \text{ cm} = 900 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Longitud adoptada inicial. $L_o = 1 \text{ cm}$

$V_{act} = 4.265 \text{ kN}$ Resistencia a corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

Resistencia admisible final de la soldadura.

$$V_{adm} = q * L_o = 900 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.01 \text{ m} = 9 \text{ kN}$$

$$n = \frac{V_{act}}{V_{adm}} = \frac{4.265}{9} = 0.474 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

3.5.1.5.6 Diseño de placa base y apoyo de cubierta.

a) Placa Base. -

Las placas de apoyos se tiene un $A_{req} = 2549 \text{ mm}^2$, pero se asumirá será de 15 cm x 20 cm puesto que la viga en la que se apoyaran las cerchas son de 20 cm de ancho

1) El área requerida es mucho menor que el área de apoyo del perfil.

$$B \cdot N = 20 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 300 \text{ cm}^2.$$

2) Espesor mínimo requerido para las placas.

$$l = \frac{B - 0.8 * d}{2} = \frac{20 - 0.8 * 8}{2} = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{req} = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f_{cd}} = \frac{21.84}{0.6 * 0.85 * 16.67} = 25.49 \text{ cm}^2$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 * P_u * l^2}{0.9 * B * N * F_y}} = \sqrt{\frac{2 * 25.49 * 6.8^2}{0.9 * 20 * 15 * 500}} = 0.89 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

Utilizar un espesor de placa $t_p = 1.00 \text{ cm}$.

El tamaño y la cantidad de pernos debido a una carga axial basta con la sujeción de 4 pernos $\phi 12 \text{ mm}$ y una longitud de 20 cm de anclaje a la viga o columna.

b) Diseño Apoyo fijo de la cercha.

El refuerzo de diseño en el área de apoyo de la viga de hormigón armado, cuando las barras metálicas se apoyan en la viga es necesario que se distribuya en el área suficiente para evitar que sobre esfuerce el hormigón la carga se trasmite a través de la placa que está ligada a la viga con cuatro pernos en total.

1) Diseño a Compresión:

Las características del acero de los anclajes:

$$F_u = 58 \text{ ksi} = 399.89 \text{ MPa} \quad F_y = 36 \text{ ksi} = 248.21 \text{ MPa}$$

$$nt = \frac{10}{in} \quad da = \frac{1}{2} in = 1.59 \text{ cm}$$

Numero de hilos por pulgada:

$$A_b = \frac{\pi * \left(da - \frac{0.9743}{nt} \right)^2}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\phi N_s a = 0.75 * \min(F_u, 1.9 * F_y, 125000 \text{ psi}) * A_b = 42.30 \text{ kN}$$

$P_u = 21.84 \text{ kN}$ Resistencia normal última se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1.2 D + 1.6 (S) + (1.0 L)$

$$np = \frac{Pu}{\phi Nsa} = \frac{21.84}{42.30} = 0.52 \leq 1 \quad \text{¡ Si cumple!!!}$$

2) Diseño a Corte:

$Vu = 37.97 \text{ kN}$ Resistencia cortante última se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

Considerando que cada anclaje se lleva el cortante en la misma proporción:

$$Va = \frac{Vu}{2 * N} = \frac{37.97 \text{ kN}}{2 * 1} = 18.985 \text{ kN}$$

La relación demanda capacidad para un anclaje:

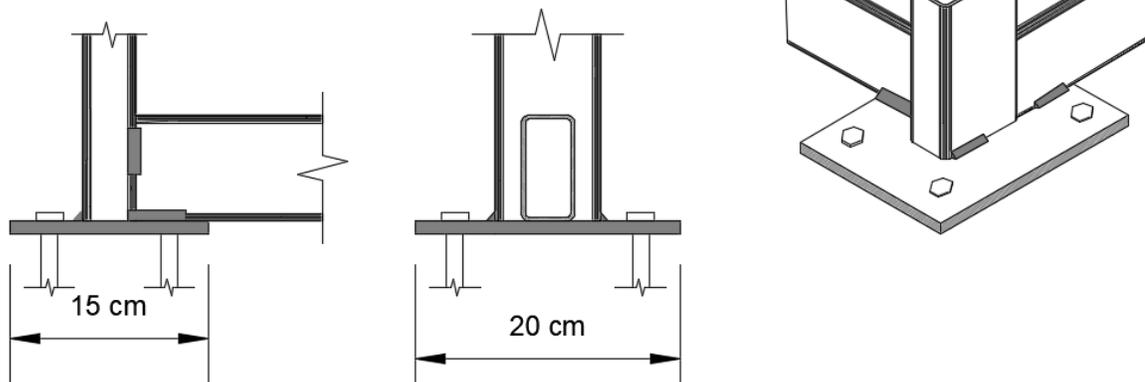
$$nv = \frac{Va}{\phi Vsa} = \frac{18.985}{21.99} = 0.86 \text{ kN} \leq 1 \quad \text{Si Cumple!!!}$$

Figura 3.32 Detallamiento de apoyo fijo para cerchas.

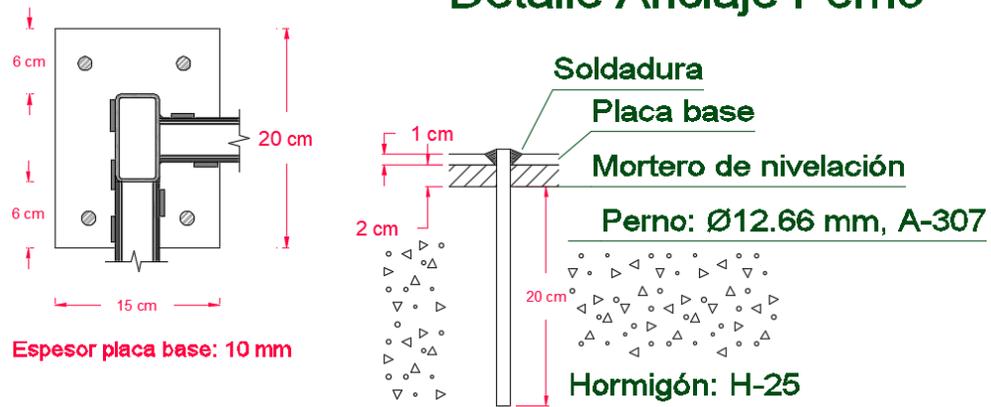
Dimensiones Placa = 150x200x10 mm (ASTM A 36 36 ksi)

Pernos = 4Ø12.66 mm, A-307

Escala 1 : 10



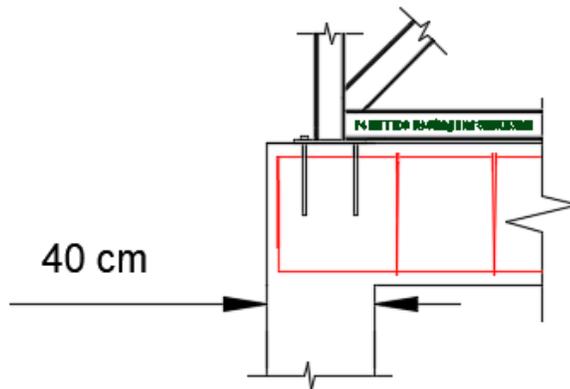
Detalle Anclaje Perno



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.33 Detallamiento de apoyo fijo para cerchas.

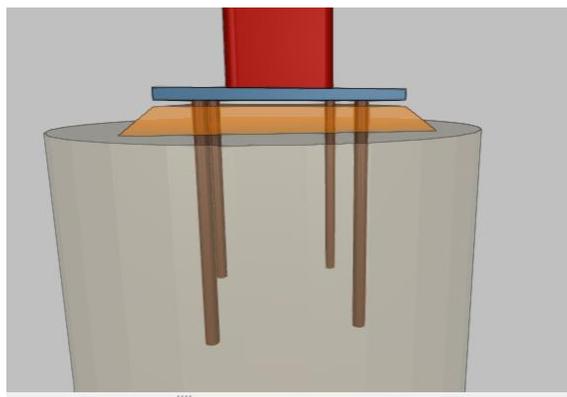
Detalle de apoyo en la viga



Fuente: Elaboración propia.

También se tiene el apoyo en modelo 3D para mayor visualización.

Figura 3.34 Modelo 3d de apoyo fijo para cerchas.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

3.5.2 Estructura de sustentación de la edificación.

En este punto se aclarará que se realizará el diseño para un solo elemento, y los resultados de los demás elementos de presentar en la memoria de cálculo que nos proporciona el Software CYPECAD v2018 utilizando la Normativa Boliviana de Hormigón CBH-87 para los cálculos de los elementos de H°A°.

Usando los siguientes materiales, el hormigón y el acero estructural, los cuales tendrán las siguientes resistencias características:

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa (para Hormigón)} \quad ; \quad f_{yk} = 500 \text{ MPa (para acero)}$$

Para los cuales se hará el diseño de estructural de los siguientes elementos:

1. Diseño de Losas Alivianadas con viguetas pretensadas
2. Diseño de Losa Casetonada (Nervada)
3. Diseño de Viga más solicitada
4. Diseño de la Columna más solicitada
5. Diseño de Gradería de H°A°.
6. Diseño de Fundación (Zapata Aislada)
7. Diseño de Fundación para Junta de Dilatación (Zapata Combinada)

3.5.2.1 Losa Aliviado con viguetas pretensadas

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas, de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables. Se asumirá una distancia entre ejes de 50 cm.

Se recomienda una altura del paquete estructural de:

$$\frac{l}{25} = \text{para losas unidireccionales}$$

Se hará el cálculo se hará para 2 longitudes para 4.5 m y 6 m

$$\frac{l}{25} = \frac{450}{25} = 18\text{cm} = 20\text{cm Asumiendo Constructivamente}$$

$$\frac{l}{25} = \frac{600}{25} = 24\text{ cm} = 25\text{ cm Asumiendo Constructivamente}$$

Para L= 4.5 m

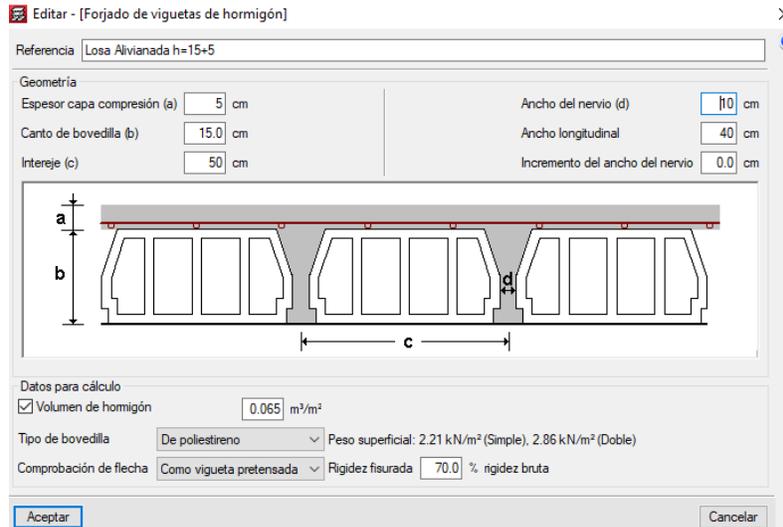
$$M_{max} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{3.804 * 4.5^2}{8} = 9.856\text{ kN} * m$$

Para h=20cm

H total	Altura Compleme nto	Serie							
		T-1 [kN*m]	T-2 [kN*m]	T-3 [kN*m]	T-4 [kN*m]	T-5 [kN*m]	T-6 [kN*m]	T-7 [kN*m]	T-8 [kN*m]
20	15	3.59	5.15	5.72	7.21	8.55	9.56	11.02	13.68

$$M_{adm} > M_{max} \quad 11.02\text{ kN} * m > 9.856\text{ kN} * m \quad \text{¡Si cumple!!!}$$

Figura 3.35 Geometría de losa alivianada h=20cm



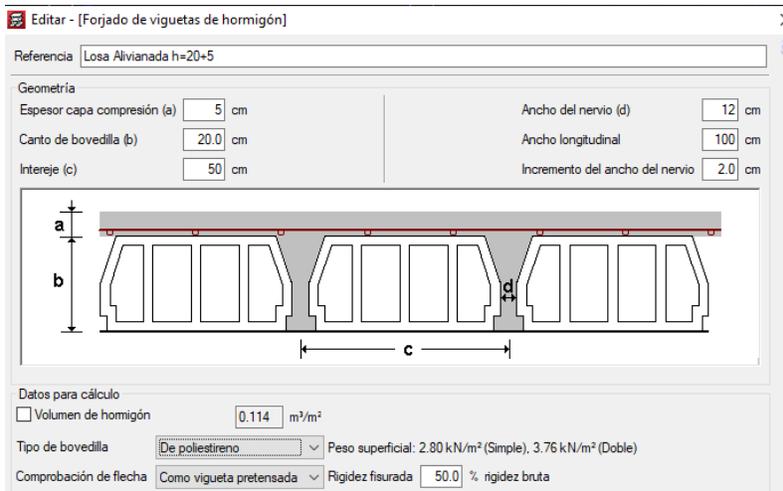
Fuente: Programa Cypecad v2018.

Para L = 6 m; Para h = 25cm

H total	Altura Completo	Serie							
		A-1 [kN*m]	A-2 [kN*m]	A-3 [kN*m]	A-4 [kN*m]	A-5 [kN*m]	A-6 [kN*m]	A-7 [kN*m]	A-8 [kN*m]
25	20	8.15	9.73	11.3	14.56	16.2	20.93	25.42	29.89

$M_{adm} > M_{max}$ $20.93 \text{ kN} \cdot \text{m} > 17.521 \text{ kN} \cdot \text{m}$; **Si cumple!!!**

Figura 3.36 Geometría de losa alivianada h=25cm

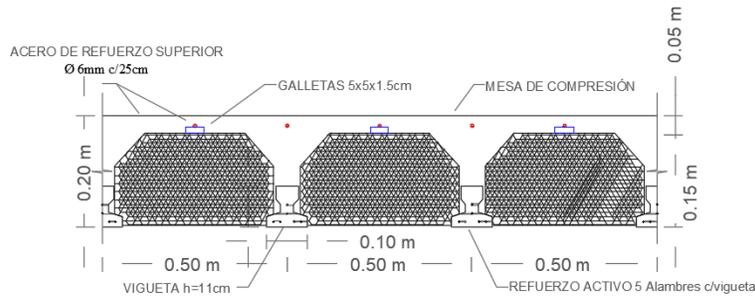


Fuente: Programa Cypecad v2018.

El diseño de las viguetas pretensadas y la flecha máxima admisible según normativa NB997.

Nota: Debido que las piezas son prefabricadas, la empresa comercializadora fabrica la pieza en función a la resistencia que requiere el cliente (Mfinal), se recomienda consulta técnica que la empresa brinda para la correcta selección de tipo de vigueta a usar.

Figura 3.37 Geometría de losa alivianada.



Fuente: Elaboración propia.

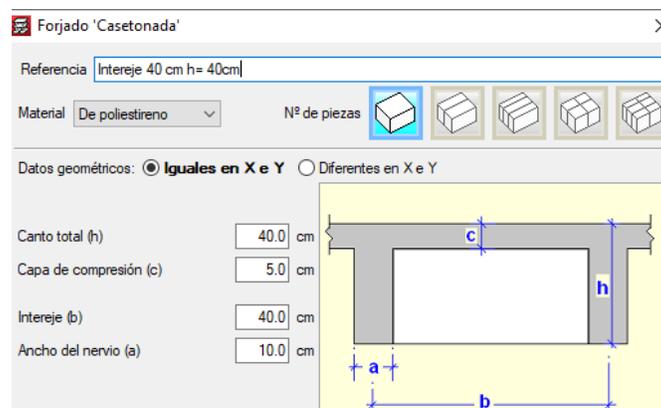
3.5.2.2 Diseño de Losa Casetonada (Nervada)

Se hará una verificación de nuestra losa casetonada en nuestro nivel de Cubierta.

Las dimensiones que se tiene para nuestra losa son:

- H = 40cm Canto total de la losa.
- c = 5cm Capa de compresión de la losa.
- b = 40cm Intereje de nervios.
- a = 10cm Ancho de nervios.

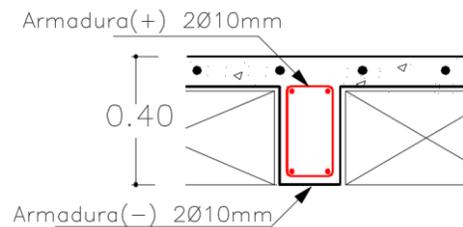
Figura 3.38 Dimensiones de Losa Casetonada



Fuente: Programa Cypecad v2018.

De los cuales:

Figura 3.39 Armado de Losa Casetonada

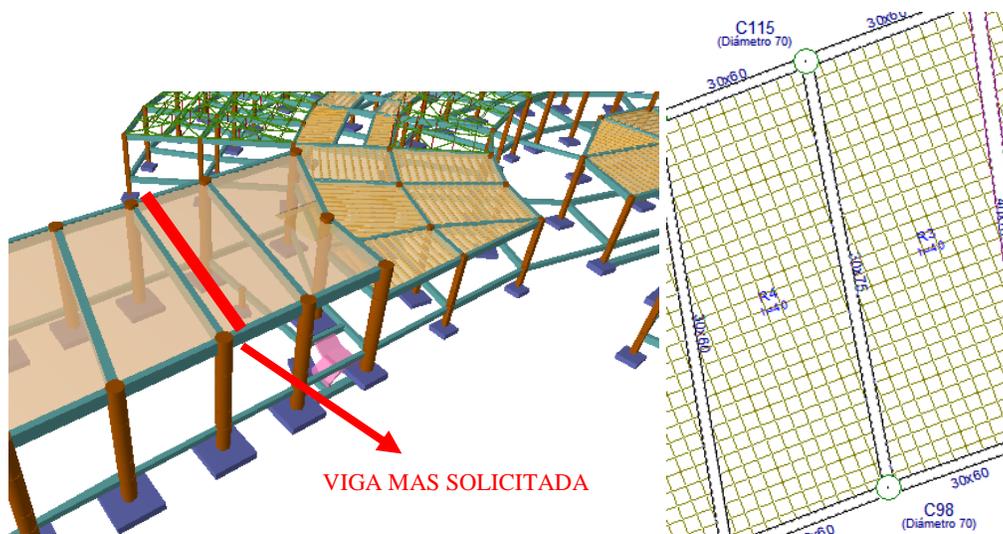


Fuente Elaboración Propia

3.5.2.3 Diseño de la Viga más solicitada.

El cálculo de las vigas que forma parte de la estructura se lo realizo con el uso del programa CYPECAD v2018, el cual se hará una verificación manual tomando en cuenta la Normativa Boliviana de Hormigón CBH-87 para la viga más cargada o critica que se presente, la cual está ubicada entre C115 y C98 del forjado de la última planta.

Figura 3.40 Viga de mayor sollicitación entre C115 – C98



Fuente: Programa Cypacad v2018.

a) Pre dimensionamiento. -

Tomaremos en cuenta Norma Boliviana de hormigón CBH-87 pag 99 Canto útil mínimo

$$L = 11.47 \text{ m}$$

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025 \quad L_i = 0.6 * 11.47m = 6.88 m$$

$$d \geq 30 * \varepsilon_y * l_i = 30 * 0.0025 * 6.88 m = 0.51 m$$

$$h = d + r = 51cm + 3cm = 54cm \approx 55cm \text{ (redondeando)}$$

Al ser una dimensión grande de viga se adoptará un valor de ancho mínimo 30cm.

1) Determinación de armadura positiva

a) Resistencia de calculo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ Mpa}; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

b) Determinación del momento reducido de cálculo

$$u_d = \frac{M_d}{f_{cd} * b_w * d^2} = \frac{151.58}{16.67 * 0.3 * 0.52^2} = 0.112$$

$u_d = 0.112 \Rightarrow w_s = 0.1199$, valor inmediato superior Dominio 3.

c) Determinación de Armadura de calculo

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 0.1199 * 30 * 52 * \frac{16.67}{434.78} = 7.21 \text{ cm}^2$$

d) Determinación de la armadura mínima

Según la norma CBH nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De Tabla 4.2.12 se obtiene la cuantía mecánica mínima para nuestra sección de viga

$$A_{min} = w_{s.min} * b_w * h = 0.0028 * 30 * 52 = 5.02 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{min}$ adoptamos el mayor valor de área para el diseño $A_s = 7.21 \text{ cm}^2$.

Según programa de CYPE CAD v2018 tenemos una $A_{nec} = 7.53 \text{ cm}^2$.

Figura 3.41 Resultados de Cypecad

Inferior	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	4.62	7.53	4.62
A. real	8.04	8.04	8.04
Posición	2.62	5.71	9.49

Fuente: Programa Cypecad v2018.

Teniendo así una diferencia de un 4 % en el cálculo de armaduras, Con lo que tenemos valores muy similares

$$Diferencia = \frac{As\ manual}{As\ cypecad} = 1 - \frac{7.21}{7.53} = 4\%$$

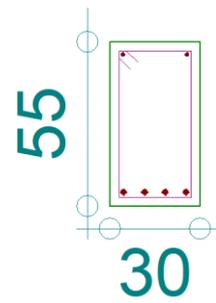
e) Determinación del número de barras de acero y espaciamiento

Se utilizará barras de $4\phi 16$ para armadura longitudinal.

$$As1 = 4 * 2.01 = 8.04\ cm^2$$

Por lo tanto de tendrá: $4\phi 16mm\ c/5cm$

Figura 3.42 Armado de viga más solicitada.

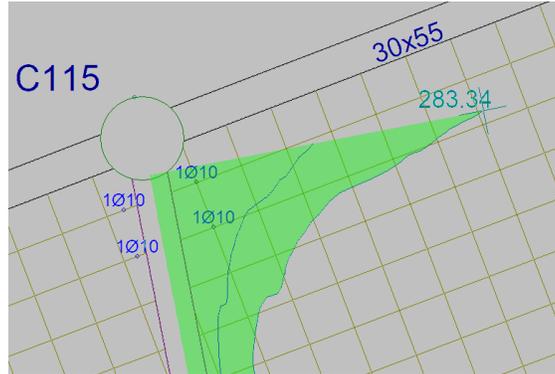


Fuente: Programa Cypecad v.2018.

2) Determinación de Armadura Transversal

El cortante de diseño es $Vd = 265.43\ kN$ (Cortante situada a una distancia del borde del apoyo directo igual al canto útil de la pieza “d” hacia el centro de la luz).

Figura 3.43 Viga Solicitada



Fuente: Programa Cypecad v.2018.

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo debido que a partir a esa distancia aparece la fisura debido al corte.

a) Comprobamos que no se produce rotura de Hormigón por compresión oblicua del alma.

$$Vd < Vou$$

$$Vou = 0.30 \cdot fcd \cdot bw \cdot d = 0.30 \cdot 16.67 \cdot 30 \cdot 52 = 780 \text{ kN}$$

$$265.43 < 780 \Rightarrow \text{Cumple}$$

b) Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$Vcu = fcv \cdot bw \cdot d = 1.12 \cdot 30 \cdot 52 = 174.73 \text{ kN}$$

Se calculará el cortante que requiere ser resistido por la armadura que será:

$$Vsu = Vd - Vcu = 265.43 - 174.73 = 90.7 \text{ kN}$$

c) Calculo de Armadura requerida.

Se hará el cálculo para faja de 1m de viga, esto para facilidad de cálculo.

Para la armadura transversal se tiene que hacer una comparación y escoger el valor menor entre:

$$f_{yd} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \\ 420 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 434.43 \\ 420 \end{array} \right\} = 420 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0.9 * d * f_{yd}} = \frac{90.7 \text{ kN} * 100 \text{ cm}}{0.9 * 52 \text{ cm} * 420 \text{ MPa}} = 4.61 \text{ cm}^2$$

d) Verificación con programa.

Comparando resultados con el programa Cypecad v2018. Se puede verificar que hay una armadura de $A_s = 4.57 \text{ cm}^2$.

Figura 3.44 Armadura Transversal de viga.

Armadura transversal vertical (cm ² /m) (Área Total de Estribos y Ramas / p.m.)		
Intervalo	Área Cálculo	Área Real
[0.66-11.47]	4.57	4.57

Fuente: Programa Cypecad v2018.

Teniendo así una diferencia de un 1 % en el cálculo de armaduras, Con lo que tenemos valores muy similares

$$\text{Diferencia} = \frac{A_s \text{ manual}}{A_s \text{ cypecad}} = 1 - \frac{4.61}{4.57} = 1 \%$$

e) Calculo de Espaciamiento.

Previamente se define que se usara Armadura transversal a 2 piernas y usando barras transversales de Ø8 :

$$A_s = \frac{A_s}{2} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ estribos} = \frac{A_s}{A \text{ Ø8}} = \frac{2.31}{0.503} = 4.59 \text{ barras} \approx 5 \text{ barras } \text{Ø8}$$

$$\text{Arm. Real} = A \text{ Ø8} * N^\circ \text{ barras} = 0.503 * 5 = 2.515 \text{ cm}^2 \text{ [1 pierna]}$$

f) Determinar espaciamiento de estribos.

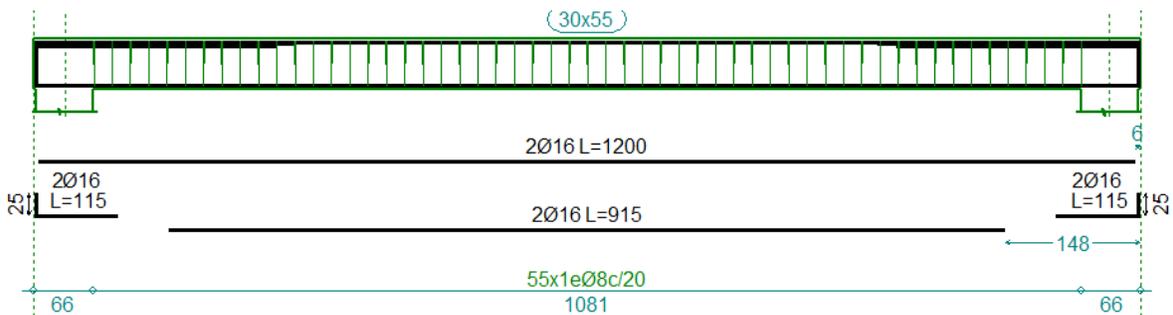
$$e = \frac{1m}{5 \text{ barras}} = 20cm \text{ (se tomara este valor de espaciamento)}$$

g) Determinar cuántos estribos se usará para toda la viga.

$$N^{\circ} \text{ barras total} = \frac{L}{e} = \frac{1081}{20} = 54.05 \approx 55 \text{ barras de } \varnothing 8$$

Por lo tanto, usemos estribos 55 $\varnothing 8$ c/20cm cumpliendo así ambas condiciones.

Figura 3.45 Resultados de Cypecad

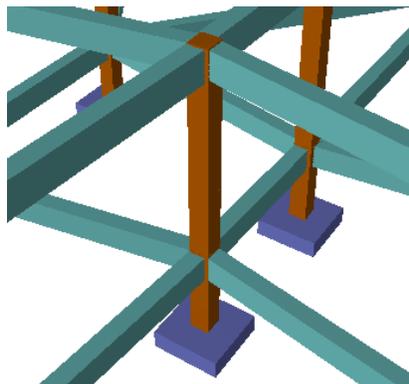


Fuente: Programa Cypecad v2018.

3.5.2.4 Diseño de la Columna más solicitada.

Se hizo una verificación de la Columna C140 la cual tiene una dimensión de 30x25 cm y una altura de 3.2 m.

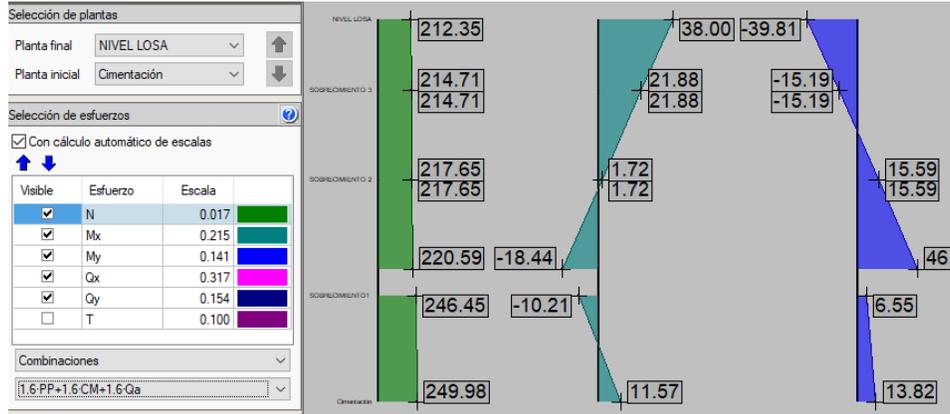
Figura 3.46 Columna C140



Fuente: Programa Cypecad v2018.

De los cuales tenemos esfuerzos:

Figura 3.47 Esfuerzos últimos en columna C140



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Tiene una esbeltez mecánica $\lambda m = 28 < 35$ No se verifica a Pandeo.

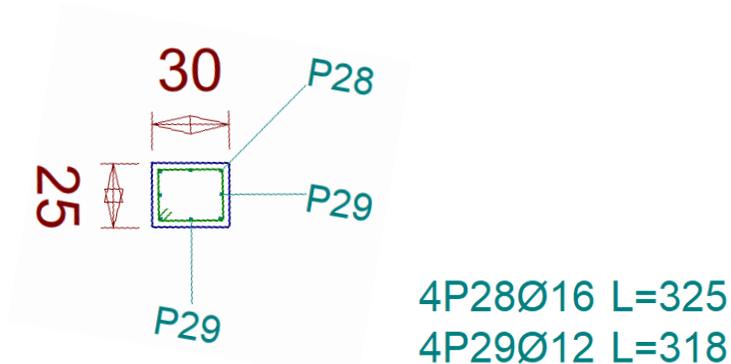
a) Armadura longitudinal.

Tiene una Armadura longitudinal de $A_{nec} = 11.5 \text{ cm}^2$

Se tiene un total de $4 \text{ } \varnothing 12 + 4 \text{ } \varnothing 16$

$$A_t = 4 * \varnothing 16 + 4 * \varnothing 12 = 12.56 \text{ cm}^2$$

Figura 3.48 Disposición de Armadura Longitudinal



Fuente: Programa Cypecad v2018.

b) Armadura transversal.

El diámetro del estribo según la normativa CBH-87 sera:

$$\phi_{trans} = \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{long} = \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

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

Un numero de estribos de:

$$N_{barras} = \frac{3.20 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 21.33 \approx 22 \text{ barras}$$

Se tendrá una disposición de:

22 Ø6mm c/15cm [Estribo a 2 piernas]

Figura 3.49 Resultados de columna C140

	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)
4	0.3 x 0.25 4 Ø16	+2 Ø12	+2 Ø12	Ø6 15	1.68
3	0.3 x 0.25 4 Ø16	+2 Ø12	+2 Ø12	Ø6 15	1.68
2	0.3 x 0.25 4 Ø16	+2 Ø12	+2 Ø12	Ø6 15	1.68
1	0.3 x 0.25 4 Ø16	+2 Ø12	+2 Ø12	Ø6 15	1.68
Arranques:	4 Ø16	+2 Ø12	+2 Ø12	Ø6	1.68

Fuente: Programa Cypecad v2018.

3.5.2.5 Diseño de Gradería de H°A°

El cálculo de la gradería que compone la estructura del proyecto se calculó con el programa computacional Cypecad v2018. En el que haciendo una Verificación Manual se llegó a los mismos resultados.

a) Datos geométricos y características mecánica de los materiales

Longitud transversal del tramo de la escalera (Ámbito): 3.4 m

- Huella: 0,64 m

- Contrahuella: 0,40 m

- Desnivel = 3.2 m

- N° de escalones garganta 1: 4

- Nº de escalones garganta 2: 2
- Longitud de Descanso: 1.5m
- Espesor: 0,20 m
- Resistencia característica del hormigón a compresión: 25 MPa
- Límite elástico característico del acero: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

a) Armadura longitudinal.

Con una Armadura de diseño de $A_d = 54.69 \text{ cm}^2$

Usando barras de $\emptyset = 20 \text{ mm}$ se hará el diseño

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \quad A_{\emptyset 20} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$N \text{ barras } \emptyset 20 = \frac{A_d}{\phi 20} = \frac{54.688}{3.14} = 17.408 \approx 18 \text{ barras (redondeando)}$$

$$A_c = N b 20 * \emptyset 20 = 56.52 \text{ cm}^2$$

b) Armadura transversal.

Nota: En normativa nos recomienda usar barras transversales con diámetro de $\emptyset t = 8 \text{ mm}$ cuando se tiene $\emptyset = 20 \text{ mm}$ o más, por lo tanto:

$$\emptyset t = 8 \text{ mm}$$

Calculo de separación de estribos:

$$S_{trans} = \begin{cases} b \text{ o } h = 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \\ 12 * \emptyset_{long} = 12 * 20 = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{trans} = 20 \text{ cm}$$

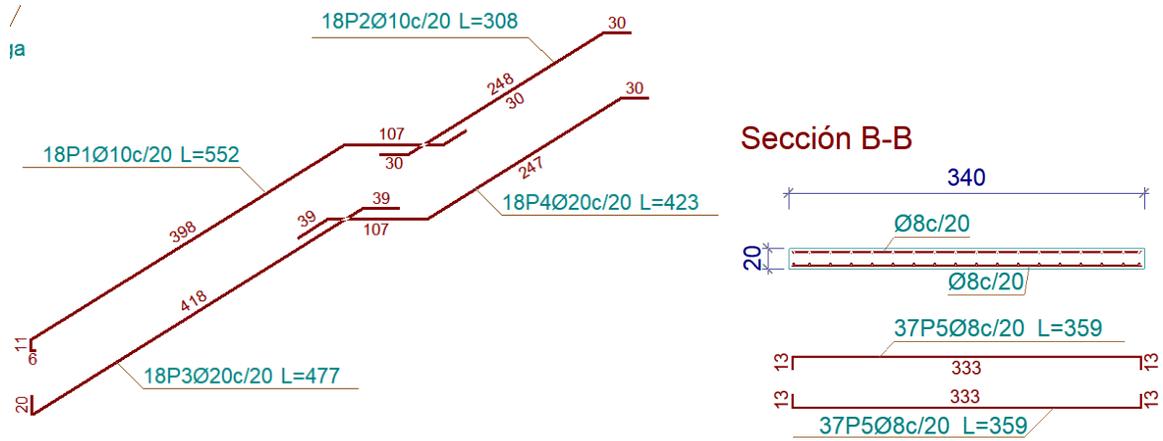
Un numero de estribos de:

$$N_{barras} = \frac{3.4 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} + 1 = 18 \text{ barras}$$

Se tendrá una disposición de:

18 Ø8 mm c/ 20 cm [Estribo a 2 piernas].

Figura 3.50 Dimensiones en planta de Gradería



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Se usará 18Ø20 y también se verificará conjunto el programa CypeCad sobre las armaduras longitudinales.

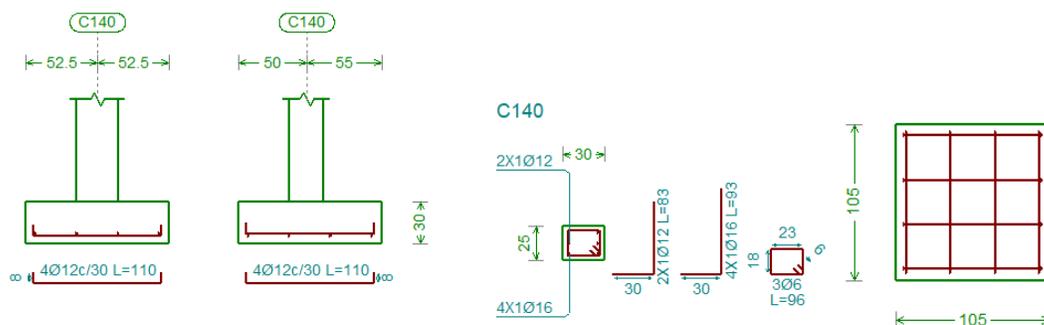
3.5.2.6 Diseño de Fundación (Zapata Aislada).

En el proyecto se tiene 149 fundaciones de zapatas aisladas. De las cuales son Zapatas cuadradas y Zapatas excéntricas las cuales se mostrarán en el Anexo 4.

Se hizo una verificación manual con el programa CypeCad v.2018.

En lo cual nos salió una Área requerida de 4.605 cm² con una disposición de 4Ø12 c/30cm.

Figura 3.51 Armadura Zapata Aislada



Fuente: Programa Cypecad v2018.

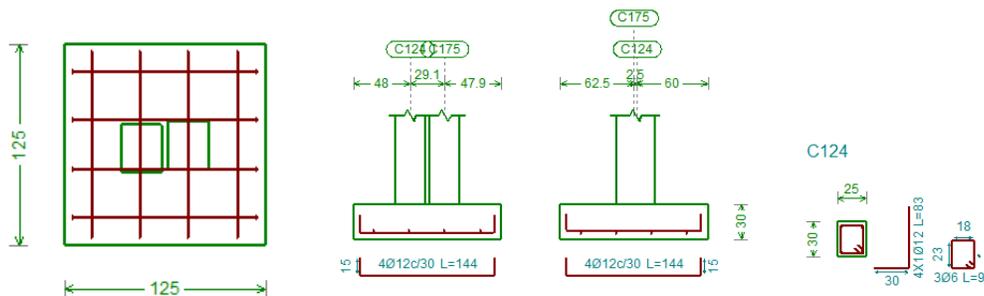
3.5.2.7 Diseño de Fundación para junta de Dilatación (Zapata Combinada).

El proyecto cuenta con unas juntas de dilatación debido a su arquitectura y su amplitud de este, por lo cual cuenta con zapatas combinadas.

Se hizo una verificación manual con el programa CypeCad v.2018

En lo cual nos salió una Área requerida de 5.06 cm^2 con una disposición de $4\text{Ø}12 \text{ c}/30\text{cm}$

Figura 3.52 Armadura Zapata Combinada



Fuente: Programa Cypecad v2018.

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

3.6.1. Especificaciones Técnicas.

Para las especificaciones técnicas tendrán 5 puntos cada uno de ellos, de los cuales son:

- 1.- Definición
- 2.- Materiales, Herramientas y equipo
- 3.- Procedimiento para la ejecución
- 4.- Medición.
- 5.- Forma de Pago

Cada uno de estos puntos será desarrollado de forma que se explicará el procedimiento y todo lo que se necesita para poder realizar cada Ítem en Anexo 5.

3.6.2. Precios unitarios.

El análisis de precios unitarios para cada ítem se hizo como se definió en el marco teórico, en que se tomó en cuenta cada insumo dependiendo el ítem, que se mostrara Anexo 6.

Se obtuvo las cuantías de acero para cada elemento estructural tomando datos del programa CYPECAD 3D en el cual nos exporta una tabla de cantidad de acero por cada elemento:

Para Fundaciones:

Cantidad de Acero estructural : 2214.66 kg

Cantidad de Hormigón simple $f_c=25\text{MPa}$: 60.94 m³

$$\text{Cuantia Fundaciones} = \frac{2214.66}{60.94} = 36.34 \text{ kg/m}^3$$

Para Vigas de Atado:

Cantidad de Acero estructural : 261.81 kg

Cantidad de Hormigón simple $f_c=25\text{MPa}$: 111.46 m³

$$\text{Cuantia Fundaciones} = \frac{261.81}{111.46} = 2.35 \text{ kg/m}^3$$

Para Columnas:

Cantidad de Acero estructural : 7243 kg

Cantidad de Hormigón simple $f_c=25\text{MPa}$: 81.08 m³

$$\text{Cuantia Fundaciones} = \frac{7243}{81.08} = 89.33 \text{ kg/m}^3$$

Para Vigas:

Cantidad de Acero estructural : 16890 kg

Cantidad de Hormigón simple $f_c=25\text{MPa}$: 128.59 m³

$$\text{Cuantia Fundaciones} = \frac{16890}{128.59} = 131.55 \text{ kg/m}^3$$

Para Escaleras:

Cantidad de Acero estructural : 4405 kg

Cantidad de Hormigón simple $f_c = 25\text{MPa}$: 27.23 m³

$$\text{Cuantia Fundaciones} = \frac{4405}{27.23} = 161.77 \text{ kg/m}^3$$

Uno de los Insumos importantes para la realización del Hormigón Armado es el componente del Agua, el cual se pudo investigar y realizar una verificación en el lugar de “Las Lomas” no cuentan con medidores de agua, el cual tiene un costo fijo de 18 bs por mes.

Los parámetros tomados en cuenta para el análisis de precios unitarios para el presente proyecto se mencionan a continuación:

Cargas Sociales: 71.18 % De la mano de Obra.

IVA: 14.94 % De la mano de Obra.

IT: 3.09 % Del costo directo del Item.

Gastos Generales: 10.00 % Del costo directo del Item.

Utilidad: 10.00 % Del costo directo del Item.

Herramientas menores: 5% De la mano de Obra.

A continuación, se mostrará una tabla resumen de parámetros de cálculo:

Figura 3.53 Parámetros de cálculo para P.U.

Parámetros de cálculo:		Orden = Posicion en la impr	
	Parámetro	%	Fórmula
A	MATERIAL		*
B	OBRA		*
C	EQUIPO		*
D	TOTAL MATERIALES		A
E	Mano de obra indirecta	0.00	B
F	Beneficios Sociales	71.18	B
G	TOTAL MANO DE OBRA		B+E+F
H	Herramientas menores	5.00	B
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO		C+H
J	SUB TOTAL		D+G+I
K	Imprevistos	0.00	J
L	Gastos Generales	10.00	J
M	Utilidad	10.00	J
N	PARCIAL		J+K+L+M
O	IVA	14.94	N
P	IT	3.09	N
Q	TOTAL ITEM		N+O+P

Fuente: Prescom 2013.

3.6.3. Cálculos Métricos.

Los cálculos métricos se realizaron según se mostro en el marco teórico, los cuales se pueden ser a detalle en Anexo 7.

3.6.4. Presupuesto

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando todos los cálculos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem, costo total del proyecto es 7 555 826,22 Bs.

Ese presupuesto contempla solamente obra gruesa. Se mostrará en Anexo 8.

Tomando en cuenta la superficie del proyecto que son unos 2193.76 m².

El precio por metro cuadrado del proyecto es:

$$\text{Precio por } 1\text{m}^2 = \frac{\text{Precio total}}{\text{Area}} = \frac{7\ 555\ 826,22\ \text{bs}}{2193,76\ \text{m}^2} = 3444,24\ \frac{\text{bs}}{\text{m}^2}$$

Se tiene como un resultado de 3444,24 bs/m².

En el Item 4 Excavación con Maquinaria S.semiduro se tiene una cantidad considerable ya que tiene 29378.22 m³ de excavación en el que tiene un presupuesto solo de este ítem de 4693327.67bs.

3.6.5. Planificación y cronograma.

El plan del programa de obras se realizó aplicando el método de barras de Gant y se lo hizo como se definió en el marco teórico. El plazo de ejecución es de 519 días calendario, se puede ver a detalle en el Anexo 9.

CAPITULO IV
APORTE ACADEMICO

4. APORTE ACADEMICO

4.1. Marco teórico.

4.1.1 Definición.

4.1.1.1 Sistema atirantado.

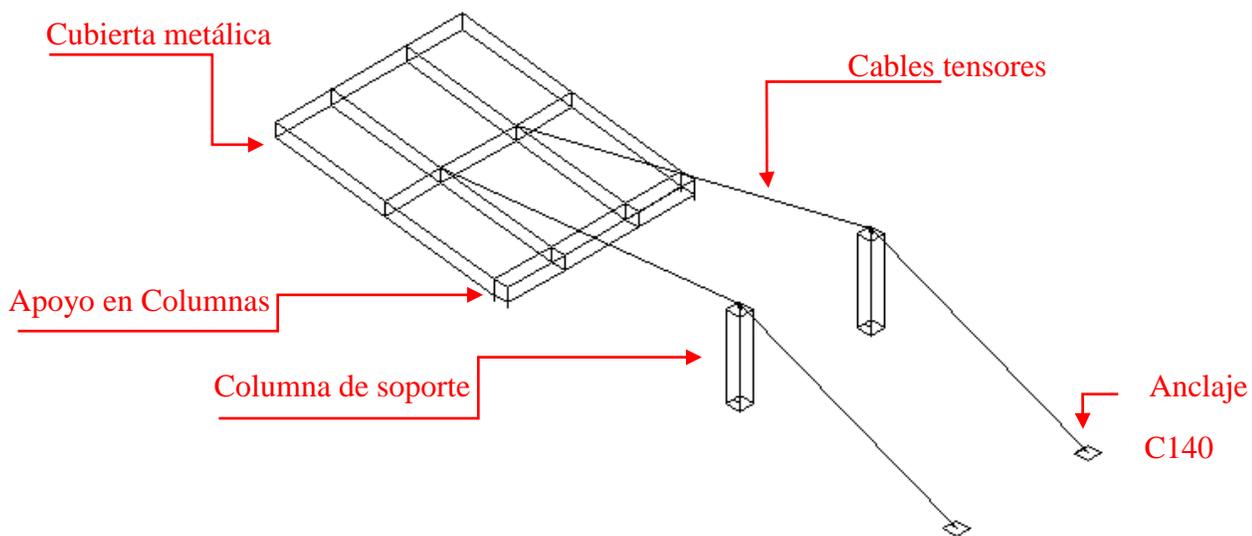
son tipos de estructuras que usan cables, tirantes y otros elementos sometidos a tracción. Suelen referirse casi en exclusiva a estructuras cuyo tablero estará suspendido de estructuras de H°A° de la misma edificación.

4.1.1.2 Cubierta metálica atirantada.

como una estructura que es un componente de una construcción con el objetivo de proteger nuestra edificación de inclemencias climatológicas el cual tiene un soporte de cables tensores metálicos los cuales están sometidos a tensión.

El sistema arquitectónico ofrece una solución flexible al arquitecto y una construcción sencilla al ingeniero. Para el usuario es un sistema técnicamente con una instalación fácil y cómoda. Todos los componentes son de acero galvanizado y acero inoxidable con acabados.

Figura 4.1 Partes de la cubierta



Fuente: Elaboración Propia.

4.1.1.3 Análisis de Diseño

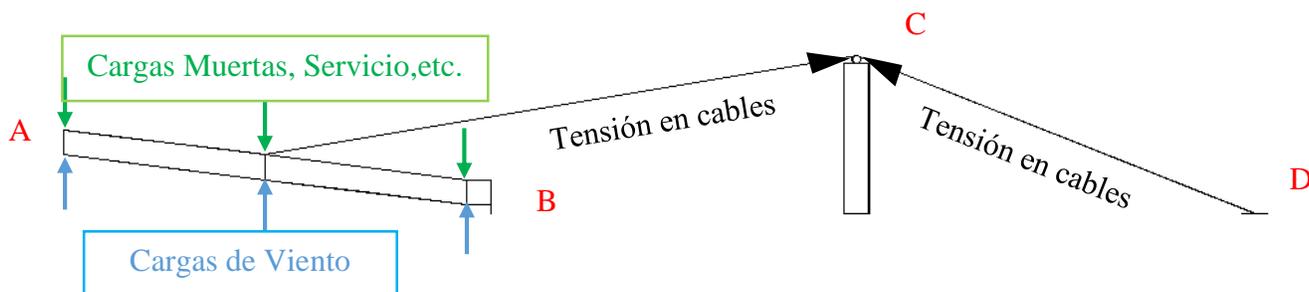
Para analizar este tipo de cubierta se considera como un pórtico que cuenta un tensor en la parte del medio para poder sujetar la estructura, de las cuales los tensores estarán sometidos a tracción debido a que soportará la estructura metálica y transmitirá el esfuerzo a la parte de su anclaje.

En el Punto A se irán situando las cargas de viento a barlovento y sotavento, como también cargas muertas en las que estarán la calamina, cielo falso, etc.

En el Punto B estarán apoyada la estructura metálica, sobre columnas de H°A°. En el punto C estará una roldana la cual se encarga de cambio de dirección del cable para direccionarlo hasta el anclaje.

En el punto D, estará situado el anclaje de la estructura, la cual se hará sobre columnas de H°A°.

Figura 4.2 Análisis de Aporte Académico.



Fuente: Elaboración Propia.

4.2. Alcance del aporte.

El diseño de la cubierta Atirantada Metálica sustentada por la estructura de H°A° fue analizada en el Programa Sap2000 V20.

4.1.1 Normas de Diseño

El diseño y cálculo de los elementos estructurales de acero conformado en frío estarán a base de la Norma AISI S100-2016 (LRFD).

4.1.2.1 Bases de Calculo

4.1.2.1.1 Resistencias de los Materiales

Para acero conformado y siguiendo lineamientos de la normativa de aceros tenemos las siguientes resistencias de Limite de fluencias (F_y) y Limite de tensión mínima (F_r) para diferentes tipos de aceros.

Tabla 4.1 Tipos de acero y resistencias.

ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima F_r (Ksi)
A - 36	36 – 32	58 – 80
A – 529	42	60 – 85
A – 441	40 – 50	60 – 70
A – 572	42 – 65	60 – 80
A – 242	42 – 50	63 – 70
A – 588	42 – 50	63 – 70
A – 514	90 – 100	100 – 130

Fuente: Norma AISI S100-2016 (LRFD).

4.1.2.1.2 Coeficientes de Minoración de Resistencias

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales en los estados limites últimos que nos indica la Norma AISI S100-2016 (LRFD) son lo que se indican a continuación:

Tabla 4.2 Factor de reducción de resistencias.

Factor de Reduccion (ϕ)	Situacion
1	Aplasteamiento en areas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas encontradas, cortante en tornillo en juntas de tipo de friccion
0.9	Vigas sometidas a flexion y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldadas de ranura en el metal de base, fluencia de la seccion totalde miembros a tension
0.85	Columnas, aplastamiento del alma distancia al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros
0.8	Cortante en el area afectiva de soldaduras de ranura con penetracion completa, tension normal ala area efectiva de soldadura de ranura con penetracion parcial
0.75	Tornillos a tension soldadura de tapon o muesca, fractura en la seccion neta de miembros a tension.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea Tipo A307)
0.6	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Fuente: Norma AISI S100-2016 (LRFD).

4.1.2 Materiales para el diseño

4.1.2.1 Perfiles Conformados en Frio.

Son perfiles que están fabricados a partir de flejes laminados en frio que cumplen con los requisitos de dimensione, tolerancias, etc. Son producto de sección transversal en forma de C. cumplen la norma *ASTM A – 36* en la que la ficha técnica presente en ANEXO 1 en Tabla A1.17 Perfiles Costanera Conformado en frio y A1.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frio.

Estos tienen características físicas de:

$F_y = 250 \text{ MPa}$. Límite de Fluencia.

$F_u = 363 \text{ MPa}$. Limite Elástico.

$Y = 77.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Peso Específico de Acero.

$E = 200000 \text{ MPa}$ Módulo de Elasticidad.

$U = 0.3$ Poisson

4.1.2.2 Cables Tensores.

Son cordones de siete alambres de acero para hormigón pretensado que se deslizan libremente en el interior de una vaina plástica, donde el espacio entre el cordón y la vaina se halla íntegramente relleno de una grasa anticorrosiva. Con ello se logra reducir las pérdidas de pretensado por fricción y asegurar al mismo tiempo una protección eficaz contra la corrosión.

Su ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla A1.27 Tabla Características de acero ACINDAR.

Estos tienen características físicas de:

$F_y = 270 \text{ MPa}$. Límite de Fluencia.

$D_n = 12.7 \text{ mm}$ Diámetro nominal del cordón desnudo

$P_m = 8.53 \text{ N/m}$ Peso por longitud².

$C_a = 166 \text{ kN}$ Carga al 1% del alargamiento.

$C_r = 235 \text{ kN}$ Carga de rotura mínima.

4.1.3 Cargas Actuales.

El análisis de los resultados debe ser una de las tareas más importantes ya que en esta se analizará todas las cargas y acciones que llegaran a presentarse en la vida útil de la estructura.

Las cargas que actuaran en las cubiertas son:

- Carga de Viento
- Cargas de peso propio de la estructura.
- Cargas de peso de cielo falso.
- Cargas de peso de Calamina galvanizada.
- Carga de Servicio o mantenimiento.
- Carga de granizo

4.1.4 Combinaciones de Carga.

Se tomará en cuenta las combinaciones que nos indica la Norma AISI S100-2016 (LRFD) para el caso más desfavorable.

$$\text{Estructura vacía: } U = 1,4 (D + F) \quad (9-1)$$

$$\text{Estructura con sobrecargas: } U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$\text{Estructura de cubierta: } U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W) \quad (9-3)$$

$$\text{Acción de viento: } U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$\text{Acción sísmica: } U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S \quad (9-5)$$

$$\text{Acción de Viento + empujes de suelo: } U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H \quad (9-6)$$

$$\text{Acción sísmica + empujes de suelo: } U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H \quad (9-7)$$

Donde:

D = Cargas muertas.

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

L = Cargas vivas.

Lr = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

W = Carga por viento.

4.3. Producto – Aporte.

a) Datos Geométricos

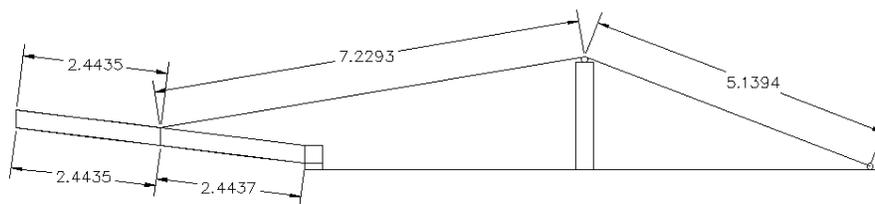
Distancia Longitudinal: 4.85 m.

Distancia Transversal: 4.15 m.

Espesor: 0.3 m

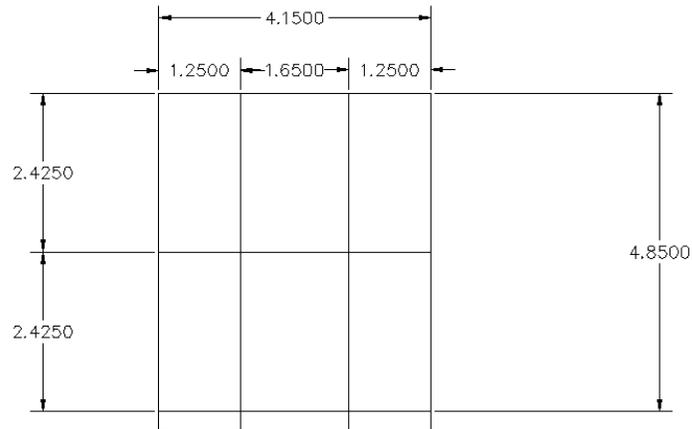
Pendiente: 13%

Figura 4.3 Geometría de Cubierta Atirantada, Vista en Perfil.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 4.4 Geometría de Cubierta Atirantada, Vista en planta.



Fuente: Elaboración Propia

4.3.1 Determinación de cargas.

El análisis de los resultados debe ser una de las tareas más importantes ya que en esta se analizará todas las cargas y acciones que llegaran a presentarse en la vida útil de la estructura.

Las cargas que actuarán en las cubiertas son:

4.3.1.1 Cargas de Viento

Se tiene una presión Dinámica:

$$qh = 0.73 \frac{kN}{m^2}$$

Una vez determinada la carga dinámica de viento, se procede a calcular la carga de Barlovento y sotavento en función del ángulo de la cubierta y coeficiente de exposición.

La sobre carga de Viento viene dada por la siguiente fórmula:

$$P_b = qh * G * C_p \quad [Barlovento] \quad P_s = qh * G * C_p \quad [Sotavento]$$

Obteniendo los valores para:

$$\text{Barlovento } C_p = -0.9 \quad \text{Sotavento } C_p = -0.55 \quad G = 0.85$$

Para Barlovento.

$$P_b = qh * G * C_p = 0.73 * 0.85 * -0.9 = -557.14 \frac{N}{m^2}$$

Para Sotavento.

$$P_s = qh * G * C_p = 0.73 * 0.85 * -0.55 = -340.48 \frac{N}{m^2}$$

4.3.1.2 Cargas Muertas

a) Cargas por peso propio de las armaduras.

El peso propio de las cerchas lo determina el programa al momento del análisis estructural tomando en cuenta las secciones de nuestros elementos metálicos multiplicados por el peso específico,

$$\gamma_{acero} = 77.01 \frac{kN}{m^3}$$

b) Cargas por peso de las correas.

Se tiene separación entre cerchas desde 2.5 m a 2.7 m, dependiendo la arquitectura del edificio.

En los que se usó Acero conformado, de los cuales los perfiles serian:

$$\text{Perfil CF } 80 \times 40 \times 15 \times 2 \text{mm} \quad P_p = 27.19 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil CF } 100 \times 50 \times 15 \times 2 \text{mm} \quad P_p = 33.345 \frac{N}{m}$$

$$\text{Perfil Cajón } 80 \times 40 \times 2 \text{mm} \quad P_p = 50.827 \frac{N}{m}$$

El catálogo de los perfiles se mostrará en Anexo 1 en Tabla A1.17 Perfiles Costanera Conformado en frío y Tabla A1.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frío.

c) Cargas por peso del material de cubierta.

Se utilizó calamina galvanizada trapezoidal tomando en cuenta el tipo según catalogo que se mostrara en Anexo 1.

$$\text{Calamina N}^\circ 26: 44.13 \text{ N/m}^2.$$

$$\text{Recubrimiento} : 3.92 \text{ N/m}^2.$$

d) Cielo Falso.

Para el cielo falso este compuesto por placas de PVC, el peso de está aproximadamente a los 58.84 N/m^2 , a eso sumando accesorios de soporte se adoptó:

Cielo falso: 64.72 N/m^2 .

Su ficha técnica se mostrará en Anexo 1.

4.3.1.3 Cargas Vivas

Como Carga de servicio y para mantenimiento se tomará un valor del peso propio de una persona adulta para que pueda realizar estos trabajos de limpieza que será

$$Q_{viva} = 1 \frac{kN}{m^2}$$

Este valor se adoptó tomando en cuenta la Tabla A1.13 Cargas Gravitaciones Norma AISI S100-2016 (LRFD) en Anexo 1.

4.3.1.4 Carga de Granizo

Para la carga de granizo se tomará en cuenta el peso específico de este el cual tiene un valor de:

$$q_g = 700 \frac{kg}{m^3} = 6.865 \frac{kN}{m^3}$$

Se tomó en cuenta de datos de Senahmi como alturas de granizo registrada en la zona de Entre Ríos, nos dio alturas de granizo registradas desde los 10 cm hasta los 15 cm.

Por lo que tuviéramos como Carga de Granizo de:

$$Q_g = 6.865 \frac{kN}{m^3} * 0.15 \text{ m} = 1.03 \frac{kN}{m^2}$$

4.3.2 Distribución de cargas sobre la cubierta

Para cargar a nuestras correas se tomará en cuenta la separación de estas para el cálculo de peso $s_1=2.45 \text{ m}$ (espaciamiento entre correas) esto para usar mediante áreas de distribución sobre las correas de la cercha y $s_2=1.25 \text{ m}$ (espaciamiento entre cerchas).

a) Determinación de Cargas sobre la Correa superior

Carga muerta: $Q_{muerta} = (Q_{calamina} + Q_{recubrimiento}) * S_{correa} + P_p =$

$$Q_{muerta} = \left(44.13 \frac{N}{m^2} + 3.92 \frac{N}{m^2} \right) * 2.45m + 30.8 \frac{N}{m} = 148.523 \frac{N}{m}$$

Carga de viento: $Q_{viento} = (Q_{sotabento} + Q_{barlovento}) * Scorrea =$

$$Q_{viento} = \left(-557.14 \frac{kN}{m^2} - 340.48 \frac{kN}{m^2} \right) * 2.45m = -2199.169 \frac{N}{m}$$

Carga Viva $Q_{viva} = Q_{viva} * Scorrea =$

$$Q_{viva} = 1 \frac{kN}{m^2} * 2.45m = 2.45 \frac{kN}{m} = 2450 \frac{N}{m}$$

Carga Granizo $Q_{granizo} = Q_g * Scorrea =$

$$Q_{granizo} = 1.03 \frac{kN}{m^2} * 2.45 m = 2523.5 \frac{N}{m}$$

b) Determinación de Cargas sobre la Correa inferior

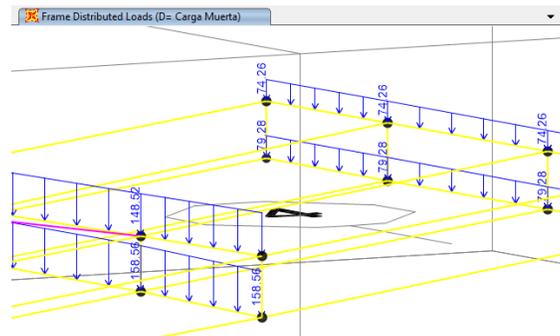
Carga muerta $Q_{muerta} = Q_{cielo\ falso} * Scorrea =$

$$Q_{muerta} = 64.72 \frac{N}{m} * 2.45m = 158.56 \frac{N}{m}$$

c) Introducción de los Valores al programa SAP 2000 v.20.

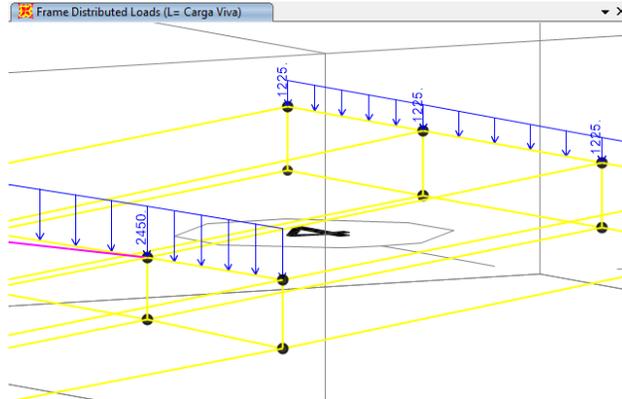
Una vez obtenidas los valores de los diferentes tipos de cargas que se presentan a la estructura, se procede a introducir las mismas al programa Sap 2000 v20, para realizar el análisis estructural de los elementos, en base a las combinaciones la Norma AISI S100-2016 (LRFD), indicado en el punto 4.1.4 Combinaciones de Carga del Cap.4, se calcularán los máximos esfuerzo que puedan presentarse.

Figura 4.5 Cargas Muertas sobre correas.



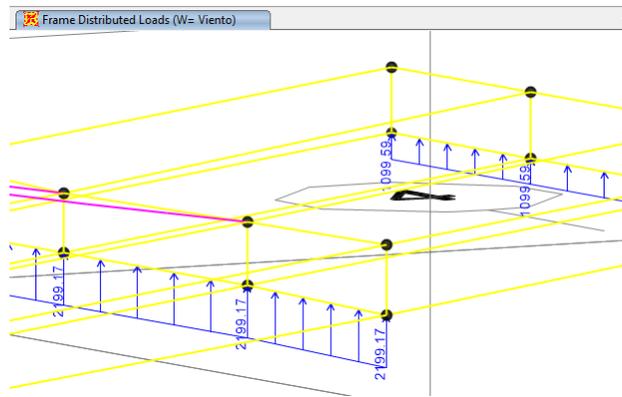
Fuente: Sap2000 v.20

Figura 4.6 Cargas Vivas sobre correas.



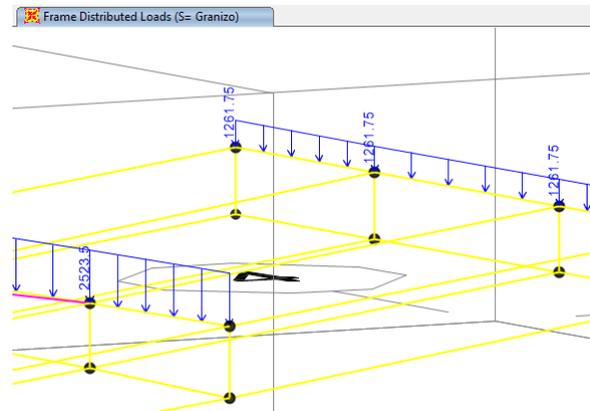
Fuente: Sap2000 v.20

Figura 4.7 Cargas de Viento sobre correas superiores.



Fuente: Sap2000 v.20

Figura 4.8 Carga de Granizo

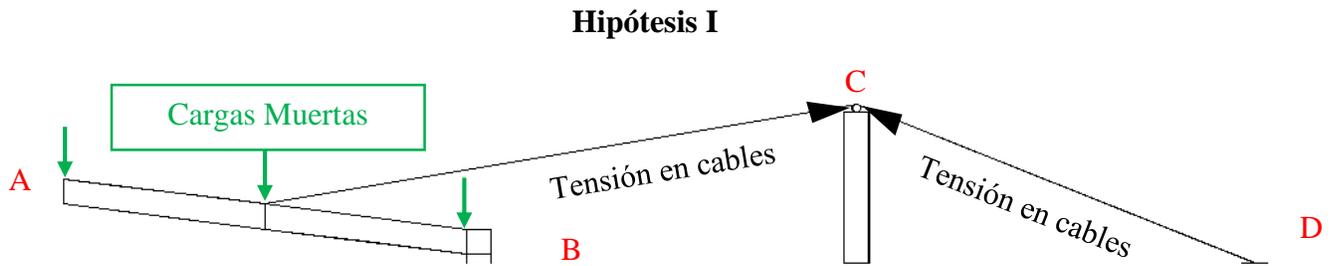


4.3.2 Análisis Estructural de estructuras metálicas.

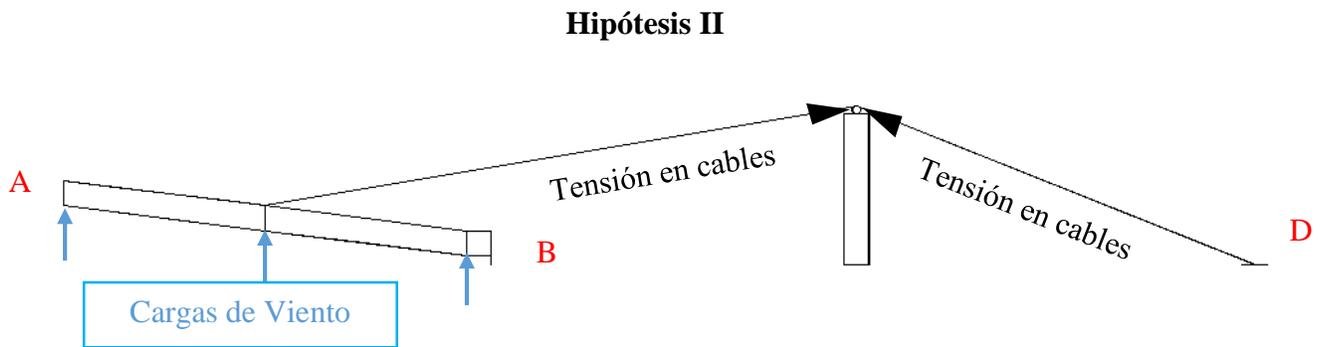
Tomando en cuenta las combinaciones más desfavorables para la estructura metálica de la cubierta, se adoptará las Combinaciones de carga de la Norma AISI S100-2016 (LRFD), esto para tener un correcto análisis de la estructura metálica que están en el punto 4.1.4 Combinaciones de Carga de este capítulo.

Para determinar los máximos esfuerzos positivos en la cubierta metálica se realizará la alternativa de sobre cargas, mientras que para evaluar los máximos momentos negativos se sobrecargará todos los tramos de manera simultánea.

Figura 4.9 Hipótesis de Carga



Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia

Hipótesis III



Fuente: Elaboración Propia

Para realizar el análisis estructural de la cubierta se lo hará en el programa **Sap2000 v.20** basado en el método de elementos finitos modelando la estructura como un elemento “Truss” donde analizaremos cada hipótesis

Donde se obtiene el valor de la carga para la combinación más deformable que se presenta en Norma AISI S100-2016 (LRFD), con la que se estará usando para las estructuras de Acero.

$$\text{Estructura vacía: } U_1 = 1,4 (D + F) \quad (9-1)$$

$$U_1 = 1,4 * \left(148.52 \frac{N}{m} + 0 \right) = 207.932 \frac{N}{m}$$

$$\text{Estructura con sobrecargas: } U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$U_2 = 1,2 * \left(148.52 \frac{N}{m} + 0 + 0 \right) + 1,6 * (0) + 0,5 * \left(2523.5 \frac{N}{m} \right) = 1439.98 \frac{N}{m}$$

$$\text{Estructura de cubierta: } U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W) \quad (9-3)$$

$$U_3 = 1,2 * 148.52 \frac{N}{m} + 1,6 * 2523.5 + 0,5 * 0 = 4215.827 \frac{N}{m}$$

$$\text{Acción de viento: } U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

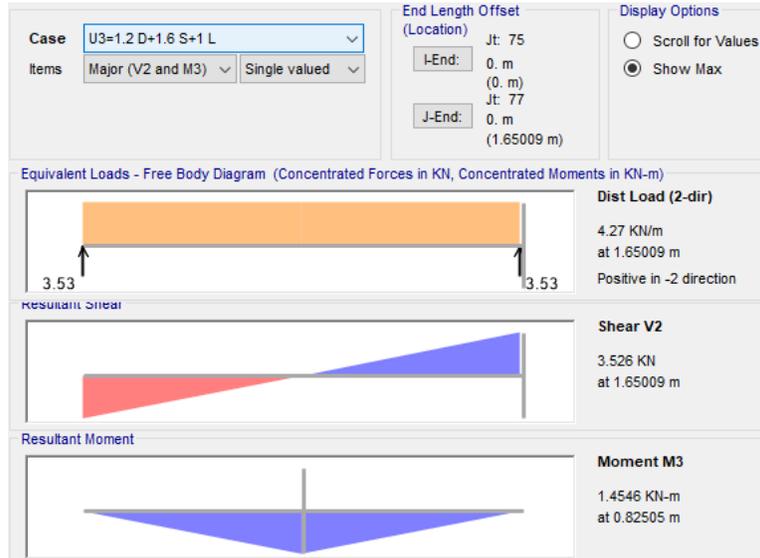
$$U_4 = 1,2 * 148.52 \frac{N}{m} + 1 * \left(-2199.17 \frac{N}{m} \right) + 0 + 0,5 * \left(2523.5 \frac{N}{m} \right) = -759.19 \frac{N}{m}$$

La “Combinación 3” es la combinación más deformable que se presenta en Norma AISI S100-2016 (LRFD), con la que se estará usando para las estructuras de Acero.

4.3.2.2 Resultado del análisis Estructural

Se utilizó el programa Sap2000 v.20 todo el análisis estructural del aporte académico, donde se discretico tomando en cuenta la arquitectura.

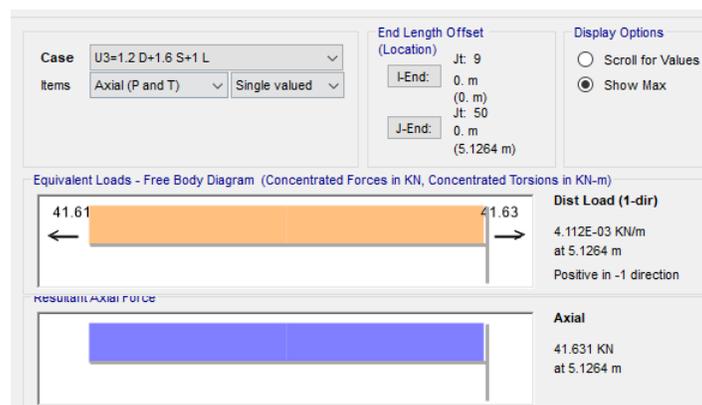
Figura 4.10 Resultados de esfuerzos en correa



Fuente: Sap2000 v.20

$$M_{max} = 1.45 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad V_{max} = 3.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

Figura 4.11 Resultados de esfuerzos en tirante



Fuente: Sap2000 v.20

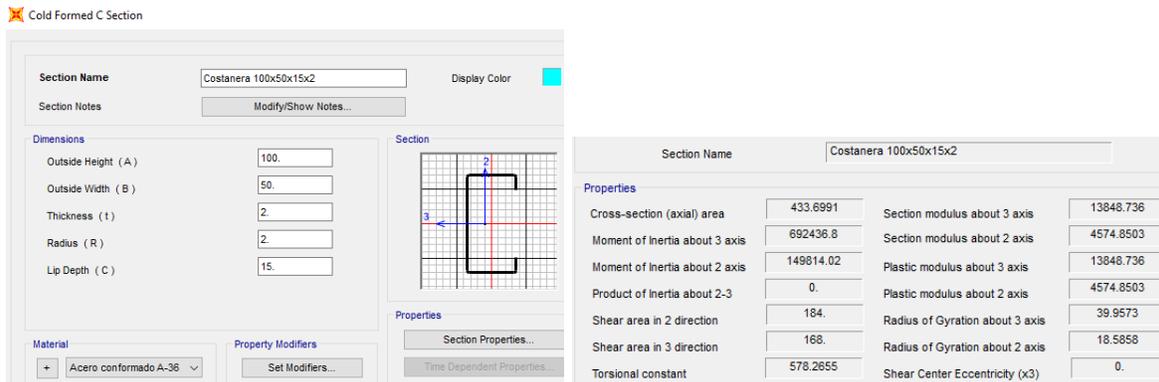
$$Axil = 41.63 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

4.3.4 Diseño de elementos.

4.3.4.1 Diseño de Correa.

Para la cubierta se usó un perfil *CF 100x50x15x2mm* ya que este es el más comercial en nuestro medio. Una vez aplicando nuestras cargas en nuestra estructura se hizo un análisis mediante el programa Sap2000 v.20 y los perfiles de la cubierta si nos cumple los esfuerzos de tracción.

Figura 4.12 Sección Perfil Conformado



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

1) Diseño de Flexión.

$F_y = 250\text{MPa}$ Limite Elástico del Acero.

$Y = 50\text{mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$X = 13.25\text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$I_{ex} = 69.17\text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$I_{ey} = 14.96\text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$I_{exy} = 0.00\text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{69.17 * 14.96 - 0^2}{14.96 * 5 - 0 * 1.3} = 13.83\text{ cm}^3$$

$$Mn = Sex * Fy = 25 \frac{kN}{cm^2} * 13.83 cm^3 = 3.46 kN * m$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$Mc = \phi * Mn = 3.29 kN * m$$

$Mf = 1.45 kN * m$ Resistencia a flexión critica se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$nb = \frac{Mf}{Mc} < 1 = \frac{1.45}{3.29} = 0.44 < 1$$

¡Si cumple!!!

2) Diseño a Corte

$Fy = 250 MPa$ Limite elástico del acero

$$Fv = 0.6 * fy = 0.6 * 250 = 150 MPa$$

Donde:

$t = 2 mm$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante

$E = 203000 MPa$ Modulo de Young

$h = 92 mm$ Altura del tramo recto del alma

$kv = 5.34$ Coeficiente de Abolladura [Para Almas no reforzadas].

Verificación por Abolladura según AISI-S100

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ekv}{Fv}} = \frac{88mm}{3mm} \leq \sqrt{\frac{203000 MPa * 5.34}{150MPa}}$$

$$29.33 \leq 85,011$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$Aw = h * t = 92 mm * 2 mm = 1.84 cm^2$$

$Aw =$ Area de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w * F_v = 1.84 * 150 = 27.60 \text{ kN}$$

V_n = La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$\phi = 0.95$$

Factor de resistencia para cortante

$$V_c = V_n * \phi = 27.60 * 0.95 = 26.22 \text{ kN}$$

$$V_f = 3.53 \text{ kN}$$

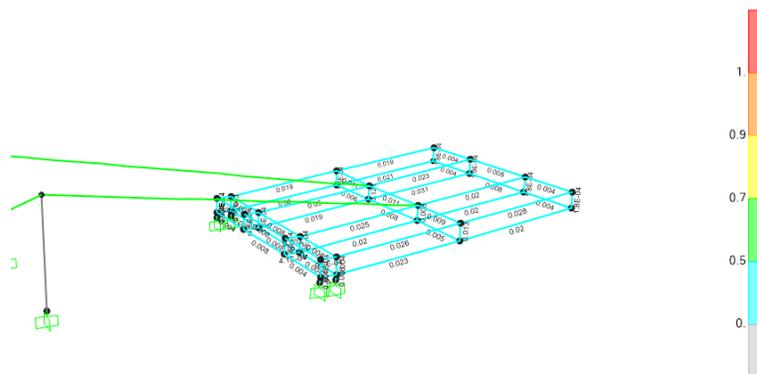
Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

V_f = Resistencia a cortante ultima.

$$n = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 = \frac{3.53}{26.22} = 0.135 \leq 1$$

¡Si cumple!!!

Figura 4.13 Verificación de perfiles de Acero



Fuente: Sap2000 v.20

4.3.4.2 Diseño de Cables de Acero

Se hará una verificación con el resultado que se tuvo en el programa con el Catalogo ACINDAR para este tipo de cables:

Estos tienen características físicas de:

$F_y = 270 \text{ MPa}$. Límite de Fluencia.

$D_n = 12.7 \text{ mm}$ Diámetro nominal del cordón desnudo

$Pm = 8.53 \text{ N/m}$ Peso por longitud².

$Ca = 166 \text{ kN}$ Carga al 1% del alargamiento.

$Cr = 235 \text{ kN}$ Carga de rotura mínima.

Para saber cuánto nos resiste nuestro cable:

$Pu = 41.63 \text{ kN}$ Resistencia Axial requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

Del programa podemos determinar el esfuerzo de tracción que se produce en el cable de acero.

$Pn = 166 \text{ kN}$ Resistencia ultima que resiste el cable de acero.

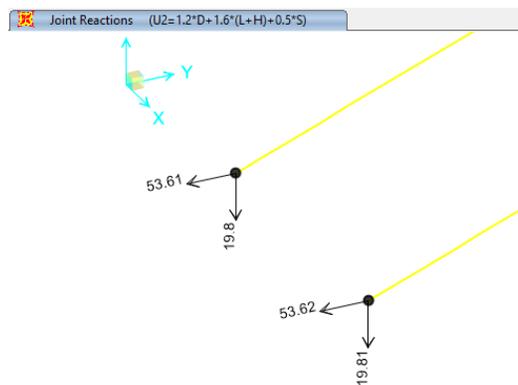
$$n = \frac{Pf}{Pc} \leq 1 = \frac{41.63}{166.00} = 0.25 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

4.3.4.3 Diseño apoyos de cubierta

En nuestros apoyos de las columnas C140 y C144 tenemos

Usando la combinación de cargas más desfavorable que se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$ se obtuvo los siguientes esfuerzos en los siguientes apoyos en:

Figura 4.14 Esfuerzos en apoyos.



Fuente: Sap2000 v.20.

$$Pu \text{ max} = 19.81 \text{ kN} \text{ ; } Vmax = 53.61 \text{ kN [Sap 2000 v. 20]}$$

1) Area requerida para la placa

Para el diseño de la placa de apoyo tenemos los siguientes datos Perfil C 100x50x15x2

La Resistencia a compresión del hormigón $f_{cd} = 25 \text{ MPa}$. y la resistencia de fluencia del acero $F_y = 500 \text{ MPa}$, la carga axial última $P_u = 19.81 \text{ kN}$

$$A_{req} = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f_{cd}} = \frac{19.81}{0.6 * 0.85 * 16.67} = 23.30 \text{ cm}^2$$

Las placas de apoyos que asumiremos será de 20 cm x 15 cm puesto que la viga en la que se apoyaran las cerchas son de 20 cm de ancho y el área requerida es mucho menor que el área de apoyo del perfil.

$$B \cdot N = 20 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 300 \text{ cm}^2$$

2) Espesor mínimo requerido para las placas:

$$n = \frac{B - 0.8 * d}{2} = \frac{20 - 0.8 * 8}{2} = 6.8 \text{ cm}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 * P_u * l^2}{0.9 * B * N * F_y}} = \sqrt{\frac{2 * 19.81 * 6.8^2}{0.9 * 20 * 15 * 500}} = 0.37 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

Utilizar un espesor de placa $t_p = 1.00 \text{ cm}$.

El tamaño y la cantidad de pernos debido a una carga axial basta con la sujeción de 4 pernos $\phi 12 \text{ mm}$ y una longitud de 20 cm de anclaje a la viga o columna

b) Apoyo fijo de la cercha

Se hará el diseño del apoyo fijo el cual tendrá su respectivo anclaje con la columna de H°A°, conectada a un pedestal de hormigón de 30cm x 30cm y una profundidad de 15cm

Las solicitaciones se sacaron de las cerchas se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$P_u \text{ max} = 19.81 \text{ kN} ; \quad V_{\text{max}} = 53.62 \text{ kN}$$

Las dimensiones de la placa de base son:

$$B = 20 \text{ cm} \quad H = 15 \text{ cm} \quad A_1 = B * H = 300 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones de la columna son:

$$bc = 30cm \quad hc = 30cm \quad A2 = bc * hc = 900cm^2$$

1) Diseño a Compresión:

Se determina la capacidad por aplastamiento del hormigón:

$$\phi f_{pmax} = 0.65 * 0.85 * f_c * \min \left(\sqrt{\frac{A2}{A1}}, 1 \right) = 23.924 MPa.$$

Se determina también la excentricidad crítica:

$$e_{cr} = \frac{B}{2} - \frac{Pu}{2 * \phi f_{pmax} * B} = \frac{20}{2} - \frac{19.81}{2 * 23.92 * 20} = 9.79 cm.$$

Por tanto, el diseño se hará siguiendo el procedimiento de grandes momentos flectores:

$f = 5cm$ Distancia del centro e los anclajes al centro de la placa

$$X = \left(f + \frac{H}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{H}{2} \right)^2 - \frac{2 * Pu * (e_{cr} + f)}{\phi f_{pmax} * B}} = 0.5 cm.$$

$$C = X * \phi f_{pmax} * B = 23.92 kN.$$

Por la sumatoria de fuerzas verticales se obtiene la fuerza en la fila de anclajes

$$T = C - Pu = 23.92 - 19.81 = 4.11 kN.$$

Se proponen anclajes F1554 Gr 36 de 1/2 in

Las características del acero de los anclajes:

$$Fu = 58 ksi = 399.89 MPa \quad Fy = 36 ksi = 248.21 MPa$$

$$nt = \frac{10}{in} \quad da = \frac{1}{2} in = 1.59 cm$$

Numero de hilos por pulgada

$$Ab = \frac{\pi * \left(da - \frac{0.9743}{nt} \right)^2}{4} = 1.41 cm^2$$

$$\phi N_{sa} = 0.75 * \min(F_u, 1.9 * F_y, 125000\text{psi}) * A_b = 42.30 \text{ kN}$$

$P_u = 19.81 \text{ kN}$ Resistencia normal última se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

$$n_p = \frac{P_u}{\phi N_{sa}} = \frac{19.81}{42.30} = 0.47 \leq 1 \quad ; \text{ Si cumple!!!}$$

2) Diseño a Corte:

$$A_b = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_{sa} = 0.65 * 0.6 * \min(F_u, 1.9 * F_y, 125000\text{psi}) * A_b = 21.99 \text{ kN}$$

$V_u = 53.62 \text{ kN}$ Resistencia cortante última se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

Considerando que cada anclaje se lleva el cortante en la misma proporción:

$$V_a = \frac{V_u}{2 * N} = \frac{53.62 \text{ kN}}{2 * 2} = 13.405 \text{ kN}$$

La relación demanda capacidad para un anclaje:

$$n_v = \frac{V_a}{\phi V_{sa}} = \frac{13.405}{21.99} = 0.61 \text{ kN} \leq 1 \quad \text{ Si Cumple!!!}$$

De los cuales se transmitidos al programa Cypecad v.2018 en los que serán cargados en las directamente a las columnas como Carga muerta.

4.4 Presupuesto

El presupuesto para esta cubierta atirantada con un apoyo en la estructura de H°A° es de 8722.73 Bs.

Su precio unitario de 433.43 bs por m2 es:

Análisis de Precios Unitarios						
Item: Cubierta Tirantada de calamina Galvanizada 0.6mm c/estructura met					Unidad: m ²	
Proyecto: CENTRO INTEGRAL SOCIAL Y CULTURAL DEL MUNICIPIO DE					Lugar: Entre Rios - Tarija	
Cliente: Andres Fernandez Figueroa					Tipo de cambio: 6,96	
Análisis de Precios Unitarios	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIAL				
1	-	T.Rec 40x80x2mm	m	1.5226	20.167	30.7058
2	-	Perfil C 80x40x15x2mm	m	2.2191	20.167	44.7514
3	-	Cable de Alta resistencia fy=70ksi	m	0.9737	71.521	69.6379
4	-	Pernos	kg	0.3000	28.600	8.5800
5	-	Placa ondulada	m ²	0.1000	52.400	5.2400
6	-	Calamina galvanizada # 28	m ²	1.1000	65.300	71.8300
	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	230.7451
	B	OBRERO				83.7500
1	-	Ayudante	hr	3.7000	12.500	46.2500
2	-	Albañil	hr	2.0000	18.750	37.5000
	E					
	F	Beneficios Sociales		71.18%	(B) =	59.6133
	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	143.3633
	C	EQUIPO				
	H	Herramientas menores		5%	(B) =	4.1875
	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	4.1875
	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	378.2959
	K					
	L	Gastos Generales		10%	(J) =	37.8296
	M	Utilidad		10%	(J) =	37.8296
	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	453.9551
	O	IVA		14.94%	(N) =	67.8209
	P	IT		3.09%	(N) =	14.0272
	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	535.8032
PRECIO ADOPTADO:						535.80

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- La utilización de la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, asegura que el diseño de la estructura cumpla con los requisitos necesarios de seguridad, durabilidad y estabilidad en relación a las cargas que soportara la estructura, para lo cual se utilizó una resistencia característica de 25 MPa para el hormigón y 500 MPa para el acero estructural.
- La utilización de la Norma AISI S100-2016 (LRFD) para la cubierta metálica, asegura la adecuada resistencia de la estructura ante las cargas solicitadas, siendo las más importantes Carga viva: 1 kN/m^2 y Carga Muerta: 0.14 kN/m^2 por lo que el diseño garantizara su durabilidad y estabilidad, se utilizara un acero Conformado en Frio de A-36ksi con un límite de fluencia $F_y=250\text{ MPa}$ y $F_u= 440\text{ MPa}$, las secciones utilizadas son Perfil C100x50x15x2mm, Perfil C80x40x15x2mm y una sección tipo Cajón 80x40x3mm.
- Se validó y verificó el levantamiento topográfico en el área de emplazamiento del proyecto, resultando una superficie de 4001.42 m^2 , con un total de 91 puntos topográficos.
- El estudio de suelos revela que el tipo de material se clasifica como CL (suelo arcilloso) y la capacidad portante del suelo es de 106 kN/m^2 (1 kg/cm^2) con un coeficiente de seguridad de $F=3$, a una profundidad de muestra de hasta 1.95m.
- Se verifico la arquitectura del proyecto a base a planos arquitectónicos y se tiene un área de emplazamiento de 2193.76 m^2 , con una altura de edificación de 4.5m.
- Se verificaron los resultados del paquete estructural manualmente de 9 elementos estructurales, obteniendo una correlación del 95% con los resultados del software de CYPECAD 3D.
- Se determinó que las losas de viguetas para el proyecto son adecuadas con un espesor de 20 cm y una altura de 25 cm, permitiendo cubrir luces de hasta 6m. Además, se diseñó una losa casetonada con una altura de 40 cm y un complemento de dimensiones de 30x30x35cm, proporcionando una solución estructural resistente y eficiente para el proyecto.

- Se determinó las cuantías de acero para cada elemento estructural: la cantidad de acero utilizado para armadura en fundaciones es de 36.34 kg/m^3 , en vigas de atado es de 2.35 kg/m^3 , en columnas es de 89.33 kg/m^3 , en Vigas es de 131.35 kg/m^3 y para Graderías es de 161.77 kg/m^3 .
- Se llevaron a cabo los cálculos métricos y análisis de precios unitarios, lo que permitió establecer un presupuesto de obra de 7,588,317.38 bolivianos, lo que se traduce en un costo de construcción de 3,459.04 bolivianos por metro cuadrado, se tuvo un incremento considerable en el presupuesto para la obra debido a que se tiene un costo de 4756187.22 bs para el Item 4.

5.2 Recomendaciones

- Tener cuidado en la introducción de los datos iniciales, norma a utilizar, materiales que se usara, hipótesis de carga, ya que en base a esto se realiza los cálculos estructurales y el cual el programa toda en cuenta para el análisis estructural, también tomar en cuenta las limitaciones que nos presenta la Norma Boliviana del Hormigón CBH 87 y para las estructuras metálicas la normativa AISI-LRFD
- En el momento del armado de las vigas del proyecto se recomienda disponer los estribos en función a la distribución de las viguetas pretensadas de la losa alivianada, para no tener percances con los estribos de la viga una vez vaciada la misma.
- Se recomienda uniformizar el tamaño de los elementos estructurales para así sea constructivamente más fácil el trabajo, y rápido de construir.