

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES.-

1.1. El Problema.- El Hogar Nueva Esperanza, funciona ya hace 26 años, fundado el 6 de octubre de 1981, como Centro de Educación Integral⁽¹⁾, para adolescentes de 9 a 17 años de edad, se encuentra ubicado en el barrio San Bernardo de la ciudad de Tarija.

Este centro de acogimiento busca la formación integral de niños y adolescentes en situación de riesgo (huérfanos, maltratos y abandonos), con el objetivo de reinsertarlos a la sociedad a través de una fuente laboral o a su familia, la infraestructura actual no tuvo un adecuado mantenimiento y en su interior presenta una construcción en estado de severo deterioro, actualmente no está en uso, llegando a la decisión que se debe de trasladar a los niños a otro centro de acogimiento, porque la infraestructura actual no se encuentra en buenas condiciones de funcionamiento.

1.1.1. Planteamiento.- La deficiencia de la infraestructura actual “Hogar Nueva Esperanza”, tiene una atención promedio de 80 a 100 niños y adolescentes de la edad 12 a 17 años en “situación de riesgo”, que se presenta en un 70 % de problemas con los padres y madres, violencia intra- familiar y por falta de planificación familiar, el 30 % restante ingresaron al centro por abandono y orfandad.

Las principales causas que originan el maltrato y abandono de niños y adolescentes que se reflejan en la sociedad son:

- El elevado consumo de bebidas alcohólicas y abandono fue una variable para una propuesta con estas características. Ya que en la mayoría de la juventud forman crosapio a temprana edad y no cuentan con el apoyo de los padres ni de los familiares.
- Bajo nivel de ingreso en la parte económica de aquellas familias que se hallan en el sector de los barrios periféricos.
- Falta de apoyo y coordinación de autoridades locales y nacionales en el desarrollo humano.

⁽¹⁾ Información proporcionada por Servicio Departamental de Gestion Social (S.E.D.E.G.E.S.) Directora Carmen Ninoska Coronado Lira

- La infraestructura actual Hogar Nueva Esperanza es deficiente y de menor capacidad además no cumple con las disposiciones de seguridad para los niños.
- Problemas entre padres y madres violencia física.

De mantenerse la situación actual es posible que se incremente la discontinuidad en la formación de la educación de los niños por el deterioro de los ambientes y la inseguridad de las estructura.

1.1.2. Formulación.- Analizando la alternativa de capacitar a los padres de familia para el fortalecimiento de la familia y realizando talleres sobre el alcoholismo, pero el problema no se soluciona porque la falta de ingresos en una familia generan malas condiciones de alimentación, deficiencia en la educación integral de los niños.

La segunda alternativa, en presencia que se halla la infraestructura actual deficiente en pésimo estado estructural, tomando en cuenta la antigüedad de la construcción lo más recomendable es la demolición total del inmueble.

Los menores de 18 años son el 35 % del total de la población del Departamento de Tarija (368.506) habitantes, de los cuáles se estima que cerca de 1.000 niños, niñas y adolescentes se ven en situación de maltrato, en el marco de la pobreza y marginalidad, lo cual implica que cerca del 51,17 % sufren de maltratos. Esta población vive en zonas rurales y periurbanas, donde la indigencia y la pobreza causan bajo desarrollo físico y mental.

En este sentido el proyecto está enfocado a coadyuvar a la niñez brindando una nueva infraestructura en óptimas condiciones.

1.1.3. Sistematización.- La mejor alternativa de solución al problema es la siguiente:

- Construcción de una nueva infraestructura en el lugar de emplazamiento, mejorando la infraestructura actual para brindar un ambiente confortable.

1.2. Objetivos.- Se plantea los siguientes objetivos:

1.2.1. General.- Realizar el diseño estructural del “**HOGAR NUEVA ESPERANZA**” en la ciudad de Tarija, que respondan a las necesidades de los usuarios, dotándoles de una infraestructura estable.

1.2.2. Específicos.-

- ✓ Efectuar los ensayos de suelos para la determinación de la capacidad portante del terreno de fundación de la estructura.
- ✓ Realizar el diseño de la estructura metálica aplicando el método de diseño AISC-LRFD⁽²⁾.
- ✓ Verificar los resultados de la estructura aportada (obtenidos del software CYPECAD 2010), con la aplicación de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87⁽³⁾.
- ✓ Determinar el presupuesto general de la obra.
- ✓ Definir las especificaciones técnicas para la ejecución de la obra.
- ✓ Realizar un cronograma de ejecución del proyecto.
- ✓ Diseñar los planos estructurales.

1.3. Justificación.-

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

1.3.2. Social.- Se contribuirá al mejoramiento de la educación académica y formación integral de la niñez en la sociedad, en el barrio San Bernardo y barrios colindantes, dando una solución adecuada al problema que se presenta en el centro de acogimiento, con la ejecución de una nueva infraestructura que brinde confort y seguridad a los beneficiarios.

1.4. Análisis de Alternativas de la Cubierta.- Se compondrá un análisis técnico, económico y funcional de la cubierta con cercha de madera vs. la cubierta metálica, llegando a la elección de la estructura de sustentación más apropiada para el diseño.

⁽²⁾ Véase: *Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. (1994).*

⁽³⁾ Véase: *Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87*

1.4.1. Análisis Técnico.- En la tabla N°1.1 se efectuará una comparación de ventajas técnicas de la estructura metálica vs. la estructura con cercha de madera.

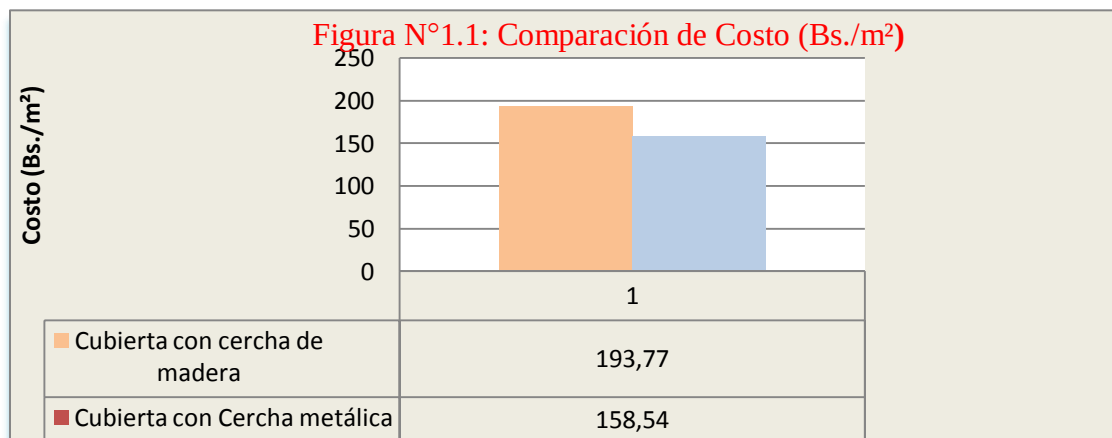
Tabla N°1.1: Comparación de Ventajas Técnicas

Descripción	Estructura Metálica	Estructura -Cercha de Madera
Menos mantenimiento.	√	x
Un material homogéneo.	√	x
Es un material que sufre menos agresiones del clima y la humedad.	√	x
Como un material menos combustible.	√	x
Garantía del material en cuanto a dimensiones y calidad.	√	x
Alta resistencia a tensión y compresión.	√	x
Menor peso propio por las secciones pequeñas.	√	x

Fuente: Elaboración propia

La madera es un material que se extrae de los bosques tropicales o subtropicales, habitualmente la extracción provoca erosiones y cambios en el ecosistema, es un material resistente siempre y cuando se realice el adecuado mantenimiento.

1.4.2. Análisis Económico.- En la comparación económica de la estructura con cercha de madera vs. la estructura metálica, sólo se considera el costo directo (materiales, mano de obra y herramientas), como se muestra en la figura N°1.1



Fuente: “Diseño Estructural del Centro de Capacitación Laboral”, Univ. Iván Alberto Gudiño Sandoval (Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil-Facultad de Ciencias y Tecnología de la U.A.J.M.S. año 2011)

La variación del costo de la cubierta con respecto a la cercha de madera vs. la cubierta con cercha metálica se tiene una diferencia de 35,23 Bs./m², llegando a concluir que la cercha metálica es más accesible y resistente.

1.4.3. Análisis Funcional.- La comparación funcional de la estructura metálica vs. la cubierta con cercha de madera se analiza en la tabla N°1.2 (fácil montaje, dimensiones apropiadas y reaprovechamiento del material después del uso, etc.)

Tabla N°1.2: Comparación Funcional.

Descripción	Estructura metálica	Estructura- cercha de madera
Mejor terminado estético y fácil moldeado.	x	√
Material más liviano para el traslado y montado sobre la estructura.	√	x
Fabricación en taller con técnicas no especializadas.	x	√
Los elementos de acero pueden ser desmontados y reaprovechados.	√	x
Para el montaje de la cercha y fabricación no se necesita personal especializado.	x	√

Fuente: Elaboración Propia

En conclusión la estructura metálica tiene sus ventajas en comparación con la estructura de sustentación - cercha de madera, en el análisis económico la estructura metálica viene a ser la más económica, debido a que se tiene superficie extensa, la estructura de sustentación a elegir es la estructura metálica que es la más viable técnica, económica y funcional.

1.5. Alcance del Proyecto.-

- Recopilar y procesar información proporcionada por la Gobernación Autónoma del Departamento de Tarija (topografía y planos arquitectónicos)
- Determinar la capacidad portante del suelo mediante el ensayo de S.P.T.
- Realizar el diseño estructural en base a los parámetros que rige la norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87⁽³⁾.

- Realizar el diseño de la estructura metálica para la cubierta, aplicando el método de diseño AISC-LRFD.
- Cronograma de ejecución, especificaciones constructivas, cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general de la construcción del acogimiento Hogar Nueva Esperanza.

El proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad, por lo tanto se limita a no hacer referencia a los servicios básicos (instalación de agua potable, alcantarillado sanitario y la red eléctrica).

1.6. Localización.- La infraestructura “Hogar Nueva Esperanza”, se encuentra ubicada en la Provincia Cercado del Departamento de Tarija, en el barrio San Bernardo, que pertenece al Distrito 9, como se muestra en la imagen satelital de la figura 1.2

1.6. 1. Marco Espacial.- El terreno presenta especies arbóreas importantes dentro de su extensión, se han replanteado los principales árboles a fin de preservarlos durante la construcción del edificio.

Colindancias del Terreno.

Norte: calle Jacinto Rodríguez

Oeste: calle la Cueva

Sur: calle la Cueva

Este: sin nombre

Figura 1.2: Ubicación referencial del proyecto



Fuente: Imagen satelital (Google Earth)

El terreno asignado para la construcción del hogar de niños Nueva Esperanza tiene una superficie de 10.538,17 m². En su interior presenta una construcción en estado de severo deterioro, por el inadecuado mantenimiento y un sistema constructivo deficiente para las condiciones de la zona. Esta construcción existente tiene una superficie de 1.615,71 m².

1.6.2. Información Socioeconómica.- Dentro de los aspectos económicos, se analiza las actividades económicas de las familias, los mismos que se describen y detallan a continuación.

-Principales Actividades económicas de las familias.- La mayoría de las familias que viven en la zona rural y periurbanas, donde la pobreza ha causado bajo desarrollo físico, mental y cognoscitivo.

El poblado masculino en su gran parte se dedica a la construcción, plomería y son conductores de movilidad y la población femenina a labores domésticas.

-Población beneficiaria con el proyecto.- De acuerdo al número de huérfanos, se estima que constituye el 1,8 % de la población menor de 18 años. Esto en gran parte se debe a la alta mortalidad materna que afecta sobre todo a la ciudadanía más pobre y hace que los hijos queden desamparados a edad temprana.

En cuanto a un análisis de demanda podemos afirmar que la población en situación de riesgo en todo el departamento de Tarija, de acuerdo a los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística, de 33.680 personas para el 2000 pasará al 64.481 para el año 2030. Toda esta investigación nos sirve para determinar la gran demanda de hogares, para la población en situación de niños y adolescentes que sufren maltratos y abandono, que llegaría a satisfacer la construcción del Hogar Nueva Esperanza.

El estudio se lo hace a nivel Departamental, para coadyuvar en lo mínimo de la demanda existente, por tanto la localidad del Departamento es la beneficiada con el proyecto.

-Población.- La capital más joven se encuentra en las áreas de expansión proyectadas para el crecimiento de la ciudad de Tarija donde el índice de pobreza es elevado, pues en dichos Distritos la mayoría de los habitantes son de escasos recursos.

La población Nacional es de 7.777.053 habitantes (I.N.E. 1997), la población del Departamento de Tarija es de 368.506 habitantes que representa el 4,53 %, en relación con

el total poblacional del país. La ciudadanía urbana representa el 34,84 % en relación con la población del departamento haciendo un total de 128.401 habitantes

Los datos estadísticos, para nuestro análisis son importantes, porque muestra la realidad actual en la que se descubren los tres centros más importantes de la ciudad de Tarija⁽¹⁾.

El " Hogar Melvin Jhonnes ", un centro que no responde en su mayoría a las necesidades de los usuarios en este caso niños de 0 a 6 años, a pesar de esto existen niños de más edad, está administrado por religiosas que tienen a su cargo 57 internos de los cuáles 39 son hombres y 18 mujeres.

El " Hogar Moisés Navajas ", actualmente es el que se halla en mejores condiciones, está bajo la administración de religiosas, con una cobertura actual de 60 niñas, pero sin embargo no deja de ser otra adaptación más de una vivienda a un hogar de niñas, la edad promedio de ingreso al hogar es de los 7-8 años.

El "Hogar Nueva Esperanza" ubicado en el Distrito 9 de la Provincia Cercado, es el único hogar que se encuentra dirigido por una educadora que tiene a su cargo 24 internos, el ingreso a este hogar es a partir de los 8-10 años, la mayoría son transferidos de otros hogares.

1.6.3. Características de la zona.-

1.6.3.1. Clima.- La ciudad de Tarija se caracteriza por tener un clima templado, lo cual la hace un lugar atractivo de veraneo, basándose a las referencias del SENAMHI para la estación pluviométrica de la zona del Aeropuerto según registro del 1962-2010.

Durante la primavera y el verano la temperatura media fluctúa alrededor de los 16,8– 20,2° C variando en otoño de 15 – 17° C para posteriormente alcanzar durante el invierno temperaturas de 13,1 – 13,3° C.

1.6.3.2. Viento.- En el Departamento de Tarija los vientos dominantes son del S.E. a una velocidad de 5,2 Km/h. Las velocidades extremas son las siguiente: Velocidad máxima 83,33 Km/h, velocidad mínima 4,2 Km/h, presentándose desde diciembre a junio, el 90 %

⁽¹⁾ Información proporcionada por Servicio Departamental de Gestion Social (S.E.D.E.G.E.S.) Directora Carmen Ninoska Coronado Lira

del tiempo durante todo el año. La velocidad de estos vientos alcanzan los picos más marcados entre diciembre y enero en la estación de Aeropuerto.

1.6.4. Servicios Existentes.- El lugar de emplazamiento de la obra cuenta con los siguientes servicios:

➤ **Agua potable y alcantarillado sanitario**

La administración de los sistemas de agua potable y alcantarillado, están parcialmente a cargo de la empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Tarija (COSSALT). Respecto a la calidad y estado de la red de alcantarillado sanitario se encuentra en un estado regular debido a que el servicio tiene varios años de uso.

➤ **Energía eléctrica**

La dotación de energía eléctrica al lugar de emplazamiento así como la administración y control del suministro está a cargo de la empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

2. CAPÍTULO II “MARCO TEÓRICO”

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

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

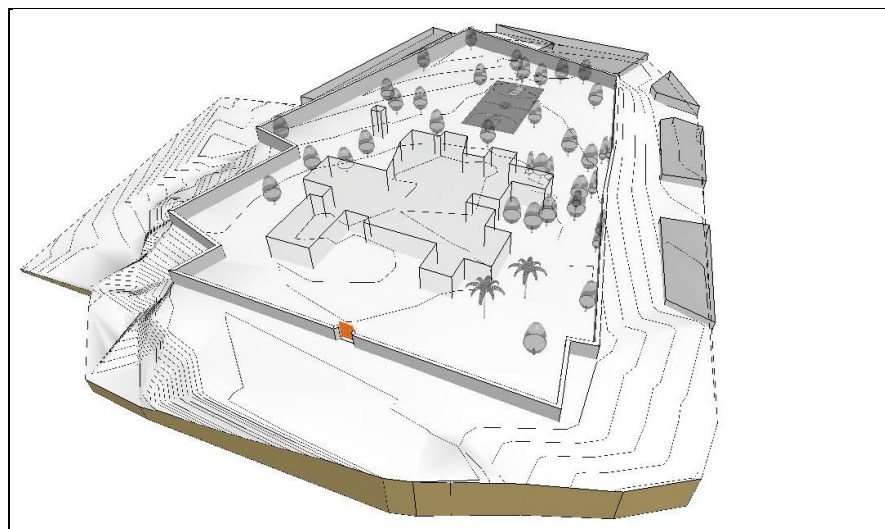
Con la información necesaria de coordenadas y elevaciones se detallarán las características de la zona periurbana.

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

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

Si una área de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuáles al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representarán el relieve del terreno. Generándose la curva de nivel en la figura 2.1 en el lugar de emplazamiento.

Figura 2.1: Curva de nivel del Proyecto



Fuente: Información de la Gobernación del Departamento de Tarija “Dirección de Proyectos Especiales” Arq. Rubén Reynoso

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

2.2.1. Clasificación.- Se catalogará el suelo mediante el ensayo de granulometría usándose el método de lavado que es el utilizado para suelos arcillosos⁽⁺⁾. Esta práctica abarcará el procedimiento para especificar el tamaño de partículas del suelo, empleando tamices N°10 ,40 y 200

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

2.2.2. Límites de Atterberg.- Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. El nombre de esto es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg. (1846- 1916).

Estos se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino sólo pueden existir 3 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se halla en estado sólido, cuando

⁽⁺⁾ Ref.: Guía del Laboratorio de Suelos y Hormigones de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología.

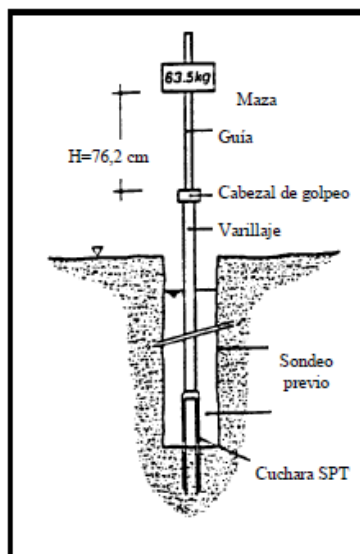
está seco, al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

- a) **Límite Líquido.**- el límite líquido de un suelo es aquel contenido de humedad bajo el cual el suelo pasa de un estado plástico a un estado semilíquido. Para la determinación de este límite se maneja la cuchara de Casagrande ⁽⁺⁾.
- b) **Límite Plástico.**- Por plasticidad se entiende la propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse.

Se amasa rollitos del suelo obteniendo un diámetro de 3 mm, aproximadamente y 10 cm de longitud sin que presente signo de ruptura.

2.2.3. Ensayo de Penetración Normal (S.P.T.).- El ensayo de Penetración Estándar (S.P.T. del inglés, Standard Penetration Test), que es una prueba in situ que se realiza en el fondo de una perforación, que consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso 63,5 kg (140 lb) y 762 mm (30 in) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado como indica en la figura 2.2, un toma muestras partido normal en distancia de 305 mm (1,0 ft), cuyos diámetros normalizados son 36,8 mm de diámetro interior.

Figura 2.2: Esquema generalizado del ensayo de S.P.T.



Fuente: "libro Ensayos Geotecnicos in situ" Devincenzi y Frank, pág. 6, año 1999

El procedimiento se realiza de la siguiente manera:

- Contemplar un lugar plano, donde pueda mantenerse en equilibrio el trípode.
- Una vez terminada la excavación armar el equipo con sumo cuidado.
- Se deja caer libremente, el martillo con una altura de 76,2 cm.
- El procedimiento de la caída del martillo se repite hasta obtener el número de golpes para que el muestreador penetre 30 cm y se debe de registrar los números de golpe del martillo.
- Una vez determinado el número de golpes para cierta penetración se procede al desensamblado del equipo y luego se comienza a excavar en el lugar de la perforación y dicha muestra será manejada para hacer la granulometría respectiva y definir los límites de Atterberg.

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

Tabla 2.1: Relación de Resistencia para las Arcillas

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple kg/cm ²
2	Muy blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 – 0,50
3 - 8	Media	0,50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Fuente: “Principios de Ingeniería de Cimentaciones” Braja M. Das, 4ª Edición, pág. 100 año 2001

2.3. Arquitectura.- El diseño arquitectónico es uno de los principales inicios para el predimensionamiento de la infraestructura y también se la proyecta considerando: La morfología, funcionalidad y estética. Siendo plena responsabilidad del arquitecto.

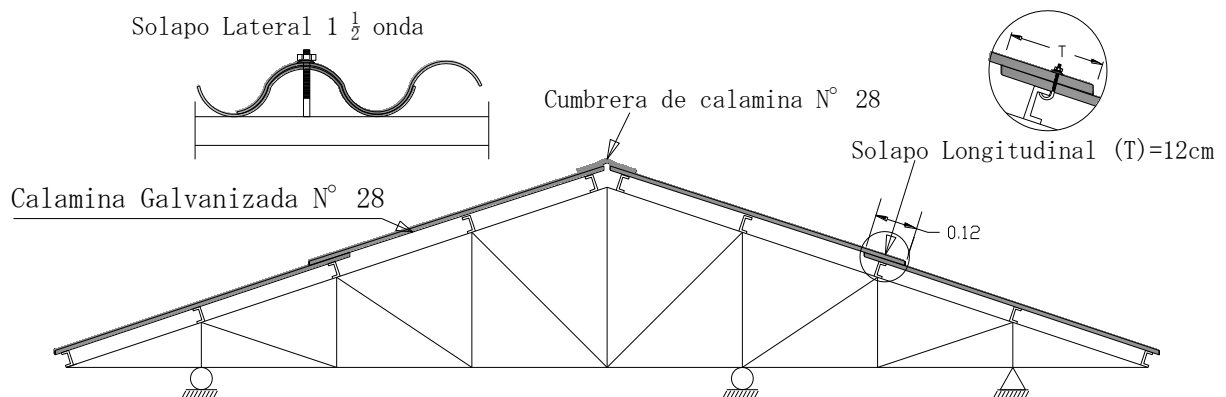
En la actualidad se busca utilizar los materiales nuevos que enfoque una construcción moderna que cumplan los requisitos técnicos, ofrecer posibilidades para crear formas nuevas, tanto en los detalles como en el conjunto

2.4. Idealización de la Estructura.- La forma para esquematizar las estructuras es indispensable tener en cuenta la topografía, los estudios geotécnicos del terreno y la arquitectura que nos muestra la forma de la infraestructura, para el análisis minucioso de cada uno de los elementos estructurales que contempla el proyecto.

2.4.1. Estructura de Sustentación de la Cubierta.- La idealización estructural de la cubierta está ligada a la geometría donde estará dispuesta y sobre todo a la arquitectura.

- Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar del tramo de un elemento o en los nudos.
- Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Sólo existen fuerzas normales (fuerzas internas perpendiculares a la sección).

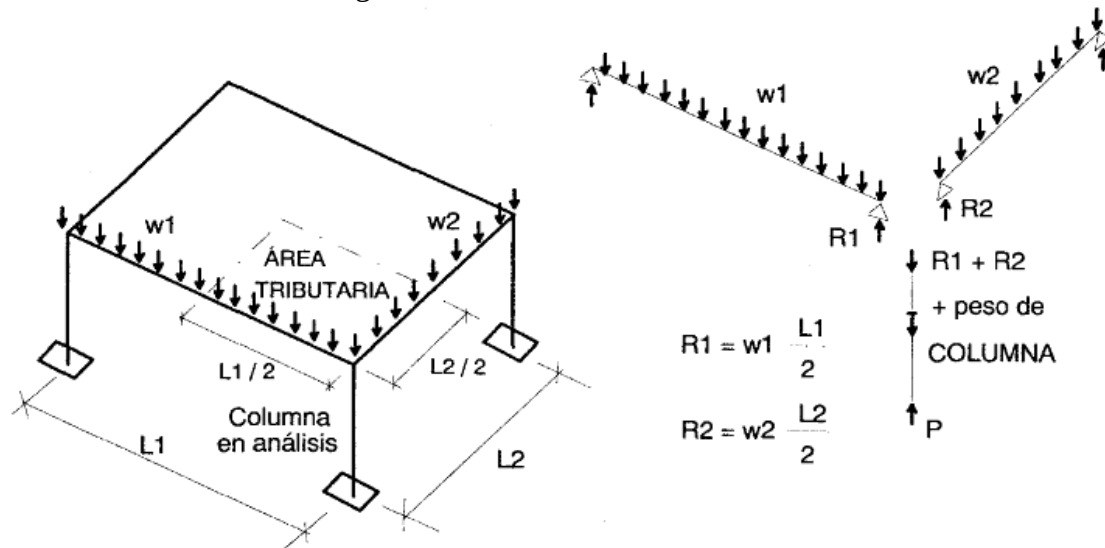
Figura 2.3: Estructura metálica con caída de dos aguas.



Fuente: Elaboración propia

2.4.2. Estructura de Sustentación de la Edificación.- La estructura de sustentación de la edificación está formado por varios pórticos así mismo los cuales están constituidos por columnas de sección cuadrada y vigas de sección rectangular, ambas de HºAº, así como también de forjado compuesto por viguetas pretensadas y sobrecimiento de hormigón armado para evitar el pandeo en las columnas de la planta baja dada su longitud de éstas. Para consideración como actúan las cargas en la estructura aporticada nos esquematiza la siguiente figura.2.4.

Figura 2.4: Idealización de la estructura



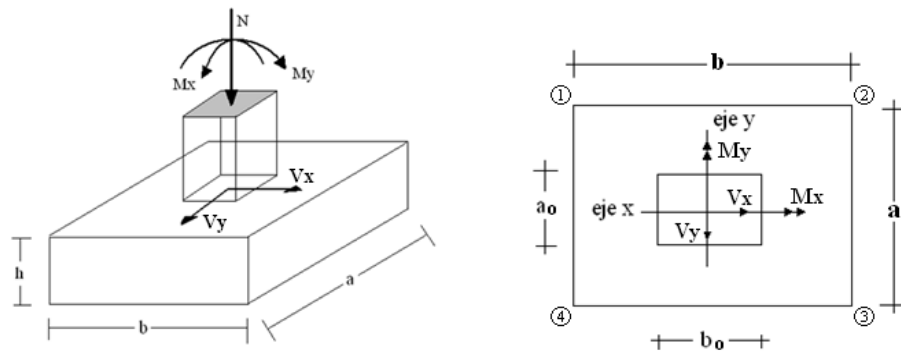
Fuente: “Análisis de Edificios” Ángel San Bartolomé, 1ª Edición, 1998 pág. 5

2.4.3. Estructura de Fundación.- La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

Por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además se establecerá el tipo de fundación apropiada, de modo que sea suficientemente resistente.

Las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos a comparación de una losa de cimentación.

Figura 2.5: Zapata aislada



Fuente: Elaboración propia

2.5. Diseño Estructural.-

2.5.1. Estructura de Sustentación de Cubierta.- El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el sistema de diseño por factores de carga y resistencia o LRFD⁽²⁾, Por otro lado, el techo o cubierta es la parte del edificio que mayores dificultades presenta en cuanto a su trazo y construcción. Además de soportar su peso propio, el del cielo raso y los materiales de recubrimiento o cubierta, así como las cargas permanentes y accidentales que pudieran presentarse, las cubiertas deben protegerse los espacios interiores contra la intemperie, en especial contra la lluvia. Debe considerarse también el aislamiento térmico. La apariencia es sin duda otro aspecto fundamental.

Combinaciones de carga para la cubierta.- La nomenclatura a manejarse en la especificación LRFD es la mostrada a continuación:

- Carga Permanentes = D
- Carga variable de piso = L
- Carga variables de techo = L_r
- Carga viento = W
- Carga por sismo = E
- Carga de nieve = S
- Carga de lluvia o hielo sin incluir encharcamiento = R

⁽²⁾ Ref.: *Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac. Capítulo 2.*

El manual LRFD plantea las siguientes combinaciones:

Tabla 2.2: Combinación de Cargas (1,2)

$U=1,4D$	(1)
$U=1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(2)

Fuente: Jack C. McCormac “Diseño de Estructuras de Acero método LRFD”, 2ª Edición pág. 53

Las cargas de impacto se incorporan sólo en la segunda de esas combinaciones.

Si comprende las fuerzas de viento (W) y sismo (E) es necesario practicar las siguientes combinaciones.

Tabla 2.3: Combinación de carga (3,4,5)

$U=1,2D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0L \text{ o } 0,8W)$	(3)
$U=1,2D + 1,3W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$U=1,2D \pm 1,0E + 1,0L + 0,2 S$	(5)

Fuente: Jack C. McCormac “Diseño de Estructuras de Acero método LRFD”, 2ª Edición pág. 54

Es necesario considerar otra combinación para tomar en cuenta la posibilidad de levantamiento. Esta composición se incluye en los casos donde se presenta las fuerzas de tensión debido a momentos de volteo, que regirá en edificios altos con fuertes cargas laterales. En esta combinación las cargas muertas se reducen en un 10 % para tomar en cuenta situaciones en las que se hayan sobreestimado.

Tabla 2.4: Combinación de carga (6)

$U=0,9D \pm (1,3W \text{ o } 1L \text{ o } E)$
--

(6)

Fuente: Jack C. McCormac “Diseño de Estructuras de Acero método LRFD”, 2ª Edición pág. 54

2.5.1.1. Factores de resistencia.- Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse

exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor ϕ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que la unidad.

Tabla 2.5: Factores de reducción de resistencia

Factor de Reducción	SITUACIÓN
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0,9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0,85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0,80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0,75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0,65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)
0,60	Aplastamiento en cimentaciones de hormigón.

Fuente: Jack C. McCormac “Diseño de Estructuras de Acero método LRFD”, 2ª Edición pág. 57

Clasificación de perfiles.- El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho – espesor. Para los perfiles W, la razón para el patín proyectante (un elemento atiesado) es $b_f / 2t_f$ y la razón para el alma (un elemento atiesado) es h / t_w . La clasificación de los perfiles se encuentra en el AISC, llamada “pandeo local”.

Está puede resumirse de la siguiente manera:

λ = Razón ancho – espesor.

λ_p = Límite superior para la categoría de compactas.

λ_r = Límite superior para la categoría de no compactas.

Entonces,

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

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

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

La categoría se basa en la peor razón ancho – espesor de la sección transversal. Por ejemplo, si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se cataloga como no compacta.

Tabla 2.6: Parámetros ancho espesor

Sección	Elemento	λ	λ_p	λ_r
I o W	Patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

Fuente: Jack C. McCormac “Diseño de Estructuras de Acero método LRFD”, 2ª Edición pág. 267

Resistencia por flexión de perfiles compactos.- Una viga puede deteriorarse al alcanzar en ella el momento M_p y volverse totalmente plástica, o puede fallar por lo siguiente:

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

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

Por conveniencia clasificaremos primero las vigas compactas y esbeltas y luego determinaremos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral. El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas: perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil; y canales flexionados respecto al eje fuerte y cargados a través del centro del cortante o restringidas contra torsión. (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión).

El énfasis será los perfiles W. Las vigas (aquellas con aceros de grados diferentes en el alma y en los patines) no serán consideradas y algunas de las ecuaciones del AISC serán ligeramente modificadas para reflejar esta especialización; F_{yf} y F_{yw} , las resistencias por fluencia del patín y alma, serán reemplazadas por F_y .

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

– espesor para el patín y el alma

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

El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente dados en el manual, por lo que sólo el patín debe revisarse. La mayoría de los perfiles cumplirán también los requisitos del patín y por lo tanto serán clasificados como compactos ¹⁽²⁾. Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia nominal por momento M_p del perfil. Para miembros con soporte lateral inadecuado, la resistencia por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea este elástico o inelástico.

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

¹⁽²⁾ Ref.: *Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac. Capítulo 9, pág. 247*

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p$$

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

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

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

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

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

2.5.1.2. Diseño de Miembros en Compresión.- Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir, las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con $f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad, este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable. Se tendrá entonces flexión que puede valorarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable.

La relación entre cargas y resistencia toma la forma³⁽²⁾.

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Donde:

$$P_u = \text{Suma de las cargas factorizadas.}$$

³⁽²⁾ Ref.: *Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac. Capítulo 6.*

P_n = Resistencia nominal por compresión = $A_g F_{cr}$

F_{cr} = Esfuerzo crítico de pandeo.

ϕ_c = Factor de resistencia para miembros en compresión = 0,85

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

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

Para $\lambda_c \leq 1,5$ [Columnas Inelásticas] $\longrightarrow F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$

Para $\lambda_c > 1,5$ [Columnas Elásticas] $\longrightarrow F_{cr} = \frac{0,877}{\lambda^2} F_y$

2.5.1.3. Diseño de Miembros en Tracción.-

$$f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y \qquad f_{t2} = \frac{P_u}{A_{cr.}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

Condiciones que debe de cumplir: factores de resistencia según LRFD ²⁽²⁾ para elementos a tensión $\phi_1=0,90$ y $\phi_2=0,7$

2.5.1.4. Diseño de Uniones.- Los dos tipos de tornillos que se emplean para las conexiones de miembros estructurales son los tornillos ordinarios (A307) y los tornillos de alta resistencia (A325 y A490). Los tornillos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados ³⁽²⁾.

²⁽²⁾ Ref.: Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac. Capitulo 4.

³⁽²⁾ Ref.: Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac. Capitulo 12.2

El espesor de las planchas conectar determina a en cada caso la longitud necesaria de los pernos. De la longitud total de la rosca y la longitud de apriete depende si la rosca se halla o no incluida en los planos de corte⁽⁷⁾.

Figura 2.6: Longitud de los pernos.

Donde:

d_b : Diámetro nominal del perno

L : Longitud total del perno

c : Longitud del cuerpo

a : Longitud de apriete

b : Longitud de rosca

T : Agarre

e : Espesor de la arandela

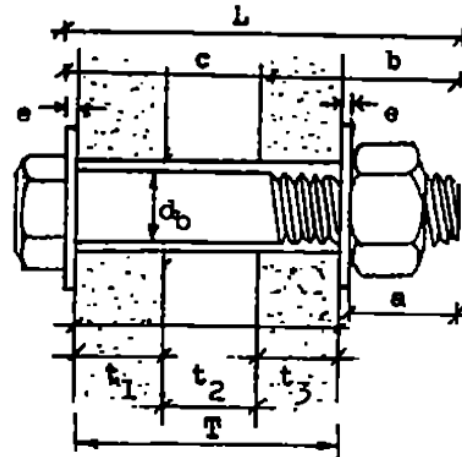


Tabla 2.7: Longitudes de los pernos de alta resistencia A 325 y A 490.

d_b		a mínimo		b mínimo	
mm	pulgadas	mm	pulgadas	mm	pulgadas
13	1/2	18	11/16	25	1
16	5/8	22	7/8	32	1 1/4
19	3/4	25	1	35	1 3/8
22	7/8	29	1 1/8	40	1 1/2
25	1	32	1 1/4	45	1 3/4
29	1 1/8	40	1 1/2	50	2
32	1 1/4	42	1 5/8	50	2
35	1 3/8	45	1 3/4	55	2 1/4
40	1 1/2	50	1 7/8	55	2 1/4

Fuente: “Diseño de estructuras metálicas” Dra. Ing. María Graciela Fratelli, capítulo 3.6.3.

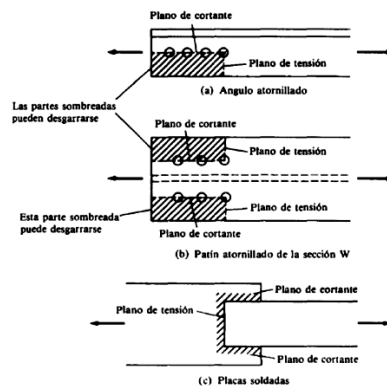
Verificación al bloque de cortantes.- El procedimiento se basa en la hipótesis de que una de las dos superficies de falla se fractura y la otra fluye.

La resistencia nominal en tracción es $F_u A_{nt}$ por fractura y $F_y A_{gt}$ por fluencia, donde A_{nt} y A_{gt} son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de tracción.

⁽⁷⁾ Ref.: Diseño de Estructuras Metálicas: Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 3.6.3.

Tomando el esfuerzo cortante de fluencia y el esfuerzo ultimo como el 60 % de los valores para tracción, la resistencia nominal por fractura cortante es $0,6 F_u A_{nv}$ y la resistencia por fluencia cortante es $0,6 F_y A_{gv}$, donde A_{nv} y A_{gv} son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de contacto.

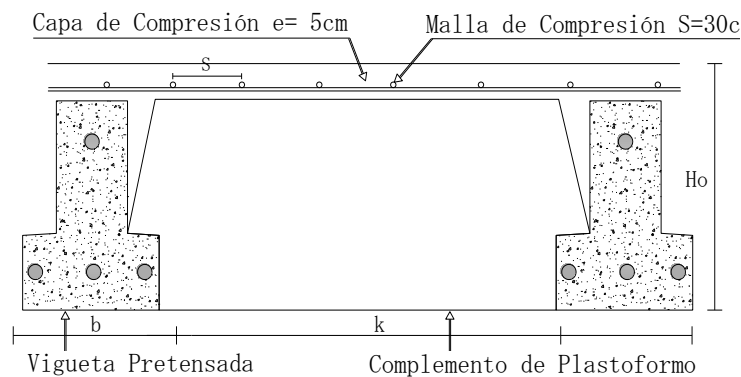
Figura 2.7: Cortantes y tracciones combinadas



Fuente: Jack C. McCormac "Diseño de Estructuras de Acero método LRFD", pág. 84

2.5.2. Diseño de Losa Aliviada.- El sistema estructural formado por componentes portantes prefabricados denominados viguetas pretensadas, con un componente aligerante (plastoformo), una malla de compresión y una losa de compresión.

Figura 2.8: .Partes constitutivas de la losa aliviada



Fuente: Elaboración propia

Hay que tener en cuenta que, en general, los hormigones para elementos pretensados deben alcanzar resistencias mecánicas elevadas $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, en particular, los hormigones que vayan a ser utilizados en obras expuestas a ambientes muy agresivos.

Pretensado.- El término pretensado se usa para describir el método de preesforzado en el cual los tendones se tesan antes de colocar el hormigón.

2.5.2.1. Esfuerzos admisibles.- Son esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico, los esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio.

Esfuerzo de compresión en fibras extremas $\sigma_{ti} = -0,6 * f'_{ci}$

Esfuerzo de tensión de fibras extremas $\sigma_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}}$

Esfuerzo de compresión en fibras extremas $\sigma_{cf} = -0,45 * f'_c$

Esfuerzo de tensión de fibras extremas $\sigma_{tf} = 1,60 * \sqrt{f'_c}$

2.5.2.2. Pérdidas de Preesfuerzo.- Se dividen en dos grupos que son: ⁽⁴⁾

a) Las Pérdidas Instantáneas.- Son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio.

- **Acortamiento Elástico.-** A medida que la fuerza del tendón se transfiere al concreto, se presenta una deformación de compresión elástica e instantánea en el concreto, que tiende a reducir el esfuerzo en el acero de preesfuerzo adherido.

$$\Delta AE = \left(\frac{E_p}{E_{cpi}} \right) \cdot f_{cgp}$$

E_p : Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

E_{cpi} : Módulo de deformación longitudinal del concreto para la edad j correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

⁽⁴⁾ Ref. : *Diseño de Estructuras de Hormigón (Arthur H. Nilón). Capítulo 19, pág. 624*

b) Pérdidas Diferidas.- Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras y se evalúa a detalle con las siguientes pérdidas:

- **Contracción del Hormigón.-** La contracción del hormigón es el resultado de la pérdida de humedad, debido a la relación de agua-cemento, contenido de agregados, condiciones del medio ambiente, adictivos, la cantidad de refuerzo y tipo de cemento.

$$\Delta Cc = 1.193 - 10,5 * H$$

H = El promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%).

- **Flujo Plástico.-** Es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga.

$$\Delta FP = 12 * fcgp - 7 * fc ds \geq 0$$

Donde:

fc ds = Esfuerzo en el hormigón en el centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del preesforzado.

- **Relajación del acero en la transferencia.-** Es la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante, esta varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

$$\Delta AE1 = \frac{1}{10} * \log(t) * \left(\frac{ft}{fpu} - 0,55 \right) * ft$$

Donde:

t = Tiempo estimado en días desde el esforzado hasta la transferencia (horas).

ft = Esfuerzo en el tendón al final del esforzado (kg/cm²).

fpu = Resistencia del acero de preesfuerzo (kg/cm²).

2.5.3. Estructura de Sustentación Viga.- Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que por lo general, están solicitadas principalmente a flexión.

Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

Proceso de cálculo a flexión simple.-

1.- Se mayor el momento de diseño por un coeficiente de seguridad ($\gamma_s=1,6$) de acuerdo con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

$$M_d = M * \gamma_s$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

3.- De este modo el valor del momento reducido ($\mu_{lim}=0,252$), es independiente del tipo de acero utilizado⁽⁶⁾.

$$si \rightarrow \mu_{lim} > \mu_d \text{ no necesita armadura a compresión}$$

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

a) Con el valor del momento reducido se entra a la tabla 2.8 y se consigue la cuantía

⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jimenez Montoya (14ª edición), tabla 14.3.

mecánica de la armadura

b) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

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

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

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

c) Calcular la armadura mínima y el valor de $w_{\min}$ (cuantía geométrica mínima), se obtiene de la tabla 2.9

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

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares.

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para (A_s), como para ($A_s \min$.)

4.- Cuando el momento reducido es mayor que el momento reducido límite.

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

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión y se deberá seguir los pasos que se menciona a continuación:

a) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión.

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

Donde:

W_{lim} = momento reducido límite

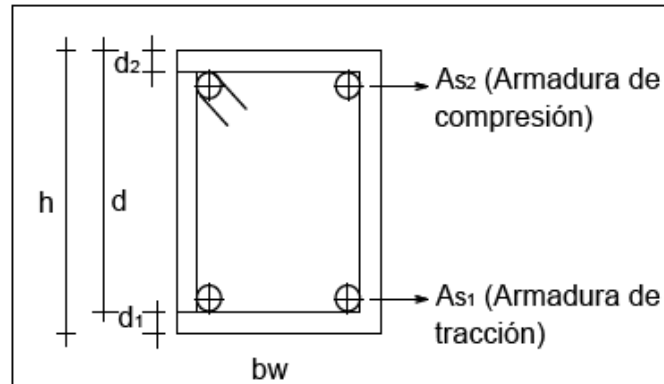
W_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

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

ζ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

Figura 2.9: Viga de hormigón armado



Fuente: Elaboración propia

b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

$$A_{s1} = \frac{W_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_y d} \quad A_{s2} = \frac{W_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_y d}$$

Donde:

A_{s1} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

A_{s2} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

c) Calcular la armadura mínima⁽⁶⁾, la cuantía geométrica mínima es $w_{mín}=0,0033$, se obtiene de la tabla 2.9

$$A_{s_{mín}} = w_{mín} * b * h$$

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados

⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jimenez Montoya (14ª edición), pág. 235

Tabla 2.8: Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	Ω	$\frac{w}{f_{yd}} * 10^3$	
0,0891	0,03	0,0310		D O M I N I O 2
0,1042	0,04	0,0415		
0,1181	0,05	0,0522		
0,1312	0,06	0,0630		
0,1438	0,07	0,0739		
0,1561	0,08	0,0849		
0,1667	0,0886	0,0945		
0,1684	0,09	0,0960		
0,1810	0,10	0,1074		
0,1937	0,11	0,1189		
0,2066	0,12	0,1306		
0,2198	0,13	0,1426		
0,2330	0,14	0,1546		
0,2466	0,15	0,1669		
0,2590	0,159	0,1782		
0,2608	0,16	0,1795		D O M I N I O 3
0,2796	0,17	0,1924		
0,2988	0,18	0,2056		
0,3183	0,19	0,2190		
0,3383	0,20	0,2328		
0,3587	0,21	0,2468		
0,3796	0,22	0,2612		
0,4012	0,23	0,2761		
0,4234	0,24	0,2913		
0,4461	0,25	0,3069		
0,4696	0,26	0,3232		
0,4939	0,27	0,3398		
0,5188	0,28	0,3570		
0,5450	0,29	0,3750		
0,5721	0,30	0,3937		
0,6006	0,31	0,4133		
0,6283	0,3193	0,4323	0,0994	D O M I N I O 4
0,6305	0,32	0,4338	0,1007	
0,6476	0,3256	0,4456	0,1114	
0,6618	0,33	0,4554	0,1212	
0,6681	0,3319	0,4597	0,1259	
0,6788	0,3352	0,4671	0,1343	
0,6952	0,34	0,4783	0,1484	
0,7310	0,35	0,5030	0,1860	
0,7697	0,36	0,5296	0,2408	
0,7788	0,3623	0,5359	0,2568	
0,7935	0,3658	0,5460	0,2854	
0,8119	0,37		0,3280	
0,8597	0,38		0,4931	
0,9152	0,39		0,9251	
0,9848	0,40		5,9911	

Fuente: Jiménez Montoya “Hormigón Armado”, 14ª Edición, año 2000 pág. 331

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

En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.²⁽³⁾

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2)$$

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

$$V_d > V_{cu}$$

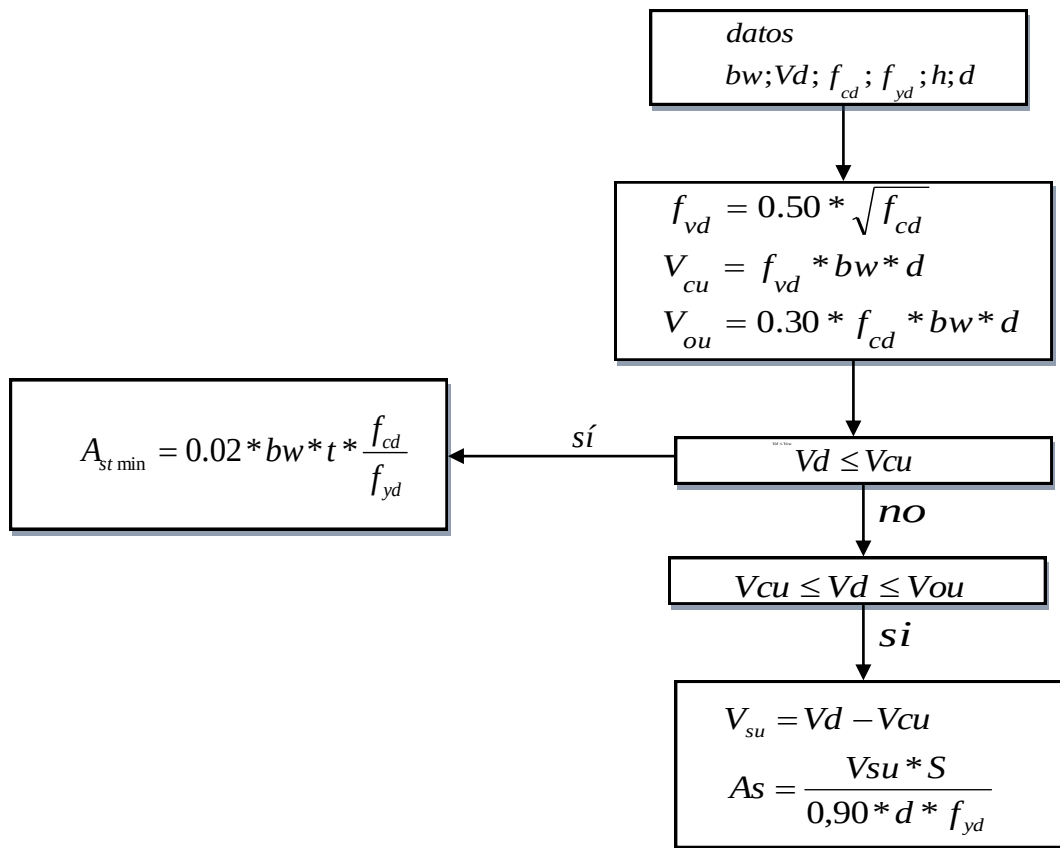
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

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

$$A_{st\min} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 4200 kg/cm². A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo

²⁽³⁾ Ref.: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.2.



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

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

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

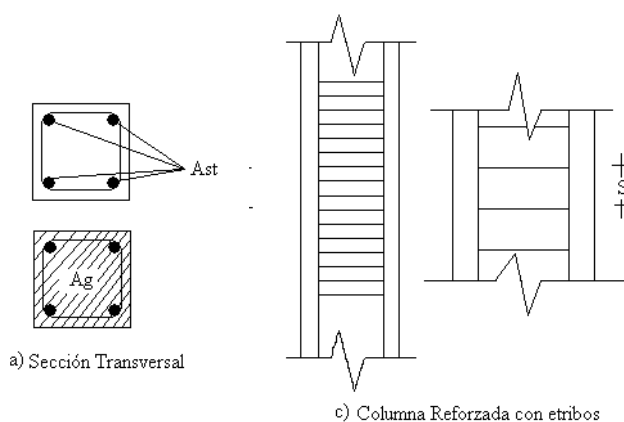
La misión principal de las columnas es la de canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la estructura, y en último extremo, al terreno de cimentación por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente ¹⁽⁶⁾.

¹⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (14ª edición), pág. 327

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

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

Figura 2.10: Columnas de hormigón armado



Fuente: Jiménez Montoya “Hormigón Armado”, 14ª Edición, 2000 pág. 331

La armadura es constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, que tienen la función de prevenir la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorbiendo los esfuerzos cortantes.³⁽³⁾

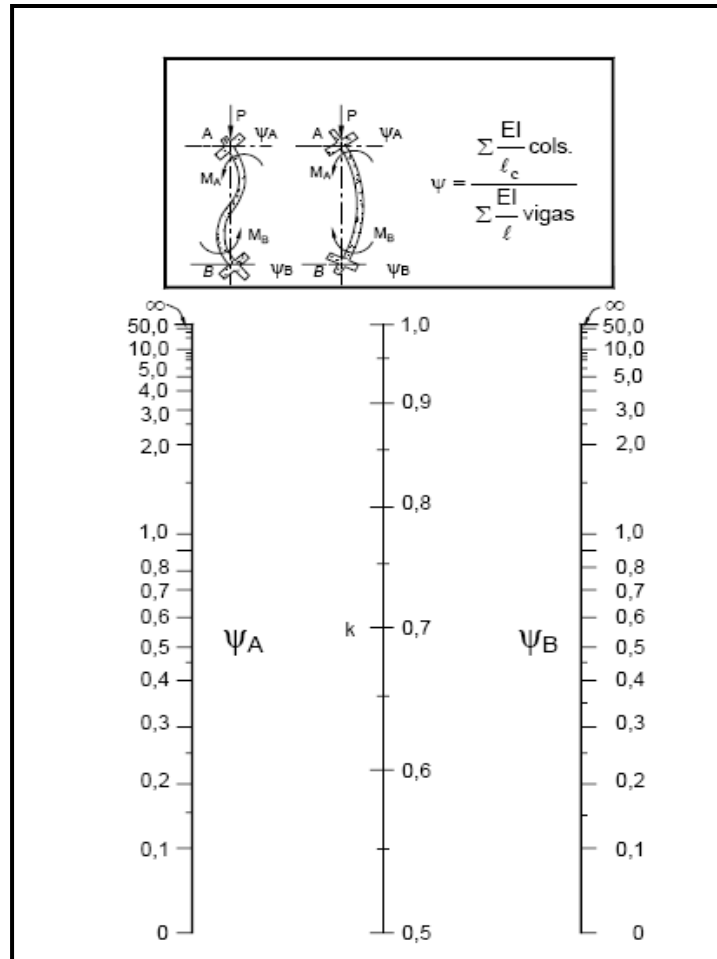
Para poder determinar la longitud de pandeo se emplea la siguiente ecuación:

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

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

³⁽³⁾ Ref.: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Capítulo 8, pág. 80.

Figura 2.11: Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k)



Fuente: Norma Boliviana CBH-87 “Hormigón Armado”pág.88

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

-Esbeltez geométrica y mecánica.- Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro (i_c), de la sección en el plano de pandeo. Recuerdese que $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$,

siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

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

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

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 casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las seccionas en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran la mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

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

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

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:

l_o = Longitud de pandeo que es igual a $(l * k)$

k = Coeficiente de pandeo para la pieza en la dirección en que estamos haciendo el cálculo.

A = Área transversal de la columna

I = Inercia de la sección en la dirección en que estamos analizando.

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

$$e \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

-Resistencia del hormigón.- A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede precisar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción; así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

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

2.5.4.1. Cálculo de las armaduras.-Armadura longitudinal.- Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial en caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:

$$\gamma_m * N_d = 0,85 * f_{cd} * b * h + A_s * f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1,15$$

Despejando A_s de la ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_m * N_d - 0,85 * f_{cd} * b * h}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

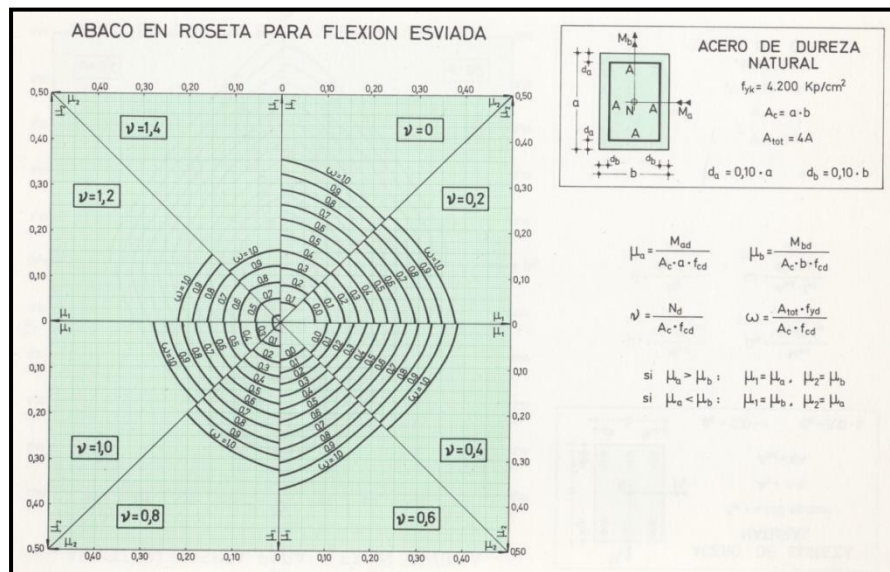
$$A_s = 0,006 * A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 * A_c$$

Para piezas con pandeo se calculará la armadura longitudinal con el ábaco de flexión esviada

Figura 2.12: Ábaco en roseta para flexión esviada



Fuente: Jiménez Montoya "Hormigón Armado", 14ª Edición, 2000

Cuantías límites.- La norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

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

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

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

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

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

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

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

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

N_d = Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

-Armadura transversal.-

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

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

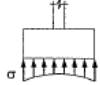
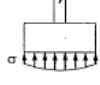
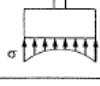
El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \frac{\frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}}}{6 \text{ mm}} \right.$$

2.5.5. Estructura de Fundaciones.- Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente; se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

La distribución de las presiones del terreno sobre la base de una zapata, depende fundamentalmente del tipo de suelo y del tipo de zapata (figura 2.13).

Figura 2.13: Esfuerzos en zapatas aisladas

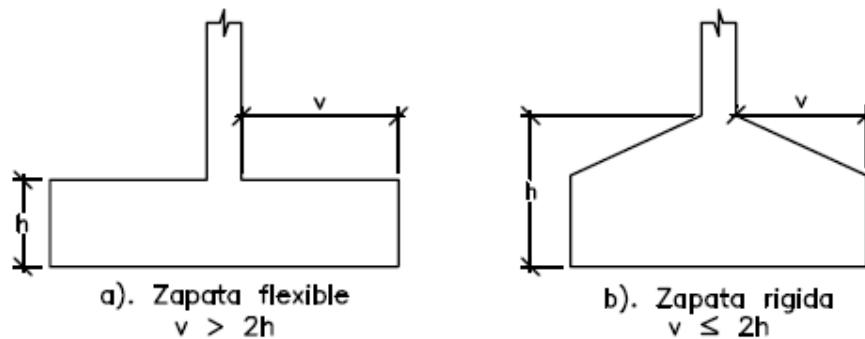
TIPO DE SUELO	TIPO DE ZAPATA	
	RÍGIDA	FLEXIBLE
COHESIVO		
GRANULAR		
ROCA		

Fuente: José Calavera Ruiz “Cálculo de Estructuras de Cimentación”, 3ª Edición, 1991, pág. 21.

Los criterios de diseño de zapatas, son los que se describen a continuación:

1) Bajo la zapata se dispone de 10 cm de hormigón, que sirve para evitar el contacto de la armadura con el terreno (suelo).

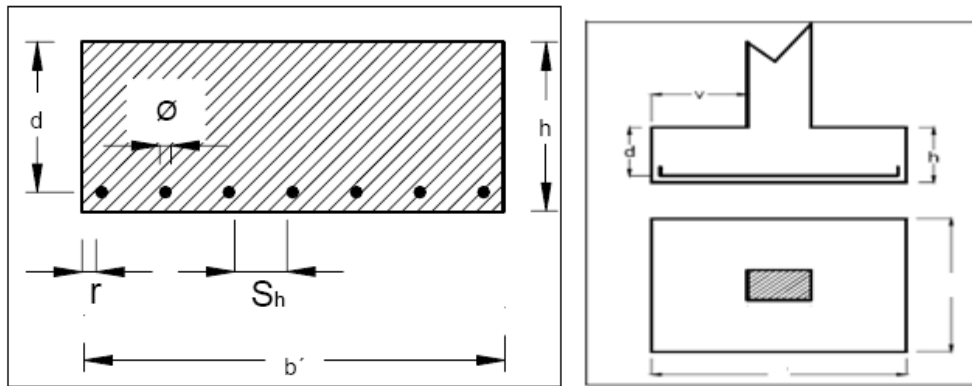
Figura 2.14: Tipos de zapatas



Fuente: Jiménez Montoya “Hormigón Armado”, 14ª Edición, 2000, pág. 492.

2) Las zapatas flexibles son más económicas en comparación de las zapatas rígidas. Por la relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo), pueden ser rígidas y flexibles (figura 2.15.), según que la relación del mayor vuelo al canto sea o no menor de 2, respectivamente.

Figura 2.15: Criterios constructivos para zapatas aisladas



Fuente: Jiménez Montoya “Hormigón Armado”, 14ª Edición, 2000, pág. 492.

3) La separación “Sh” entre armaduras será de: $10\text{ cm} < Sh < 30\text{ cm}$

4) Se toma una cuantía mínima geométrica en el sentido principal y lo mismo en el sentido transversal de 0,0018 es decir:

$$A_{\min} = 0,0018 bh \text{ (eje de } b \text{)}$$

$$A_{\min} = 0,0018 ah \text{ (eje de } a \text{)}$$

5) Disponer de zapatas de tal manera que formen cuadrículas, buscando luces mínimas de 4 metros para las viguetas prefabricadas.

6) No emplear diámetros de aceros menores a 12 mm, por el problema de la oxidación de las barras.

7) El recubrimiento de las barras de acero debe ser mayor a: $r > 5\text{ cm}$.

8) El canto mínimo en el borde será de:

$d = 35\text{ cm}$ para zapatas de hormigón en masa.

$d = 25\text{ cm}$ para zapatas de hormigón armado.

9) Es aconsejable modular las dimensiones horizontales y verticales en múltiplos de 25 cm y las alturas en múltiplos de 10 cm por lo que, ya descrito el inciso 8, tenemos:

$h_{\text{mínima}} = 40 \text{ cm}$ para zapatas de hormigón en masa.

$h_{\text{mínima}} = 30 \text{ cm}$ para zapatas de hormigón armado.

10) En la obtención de las dimensiones en planta de las zapatas es necesario comprobar que las presiones sobre el terreno y los asientos del mismo no superen sus valores admisibles. Como tanto las presiones y asientos, como sus valores admisibles dependen de las dimensiones de la zapata, desconocidas a priori, en general debe procederse por tanteos:

- Estimación de las dimensiones de la zapata y la obtención de la presión de hundimiento y de la presión admisible del terreno.
- Cálculo de las presiones sobre el terreno.
- Comprobación de que las presiones no superan las admisibles y reajuste, en su caso, de las dimensiones de la zapata.
- Cálculo de los asientos del terreno.
- Constatación de que los asientos no superan las admisibles y reajuste, en su caso, de las dimensiones de la zapata.

En la práctica, sin embargo, se simplifica este proceso utilizando valores aproximados de las presiones admisibles y valores estimados de los asientos.

Proceso de cálculo: Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (M_x)

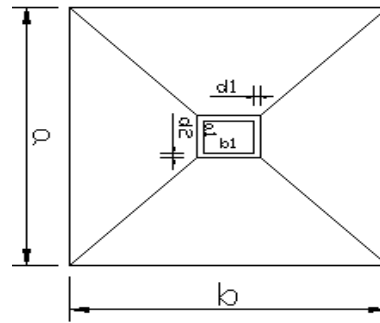
Momento en el eje y (M_y)

Cortante en el eje x (V_x)

Cortante en el eje y (V_y)

Carga vertical que llega a la zapata (N).

Figura 2.16: Vista en planta de una zapata centrada.



Fuente: Elaboración propia

1.- Se calculará el peso propio de la zapata, asumiendo un valor igual al 5% del total de la carga N .²⁽⁶⁾

$$p \cdot p_{zapata} = 1.05 * N$$

2.- Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima.- Necesaria que deberá tener y en función a esta área se encuentra los valores de a y b :

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

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

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

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M_a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M_b}{a * b^2}$$

3.- Para estimar la altura de la zapata, se emplea la siguiente fórmula.-

$$d_1 = \sqrt{\frac{a'_1 * b'_1}{4} + \frac{a'_2 * b'_2}{2k-1}} - \frac{(a'_1 + b'_1)}{4} \quad f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a'_2 - a'_1)}{4+k} \\ \frac{2(b'_2 - b'_1)}{4+k} \end{cases} \quad k = \frac{4 * f_{vd}}{j_f * \sigma_{adm}}$$

²⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (13ª edición), pág. 478

Se asumirá un recubrimiento de la zapata de 3 a 5 cm.

Por lo tanto la altura de la zapata será igual a $(d + 5 \text{ cm})$.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 25 cm.

De las ecuaciones anteriores se selecciona el mayor canto útil.

Donde:

f_{vd} : Resistencia convencional del hormigón a corte.

j_f : Coeficiente de seguridad de la sollicitación. ($j_f : 3$)

f_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

d : Canto útil de la zapata (d_1, d_2) se escoge el mayor.

4.- Cálculo del peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula.-

$$P.P._{zapata} = \gamma_{H^o} \cdot Volumen$$

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

Dichos momentos serán:

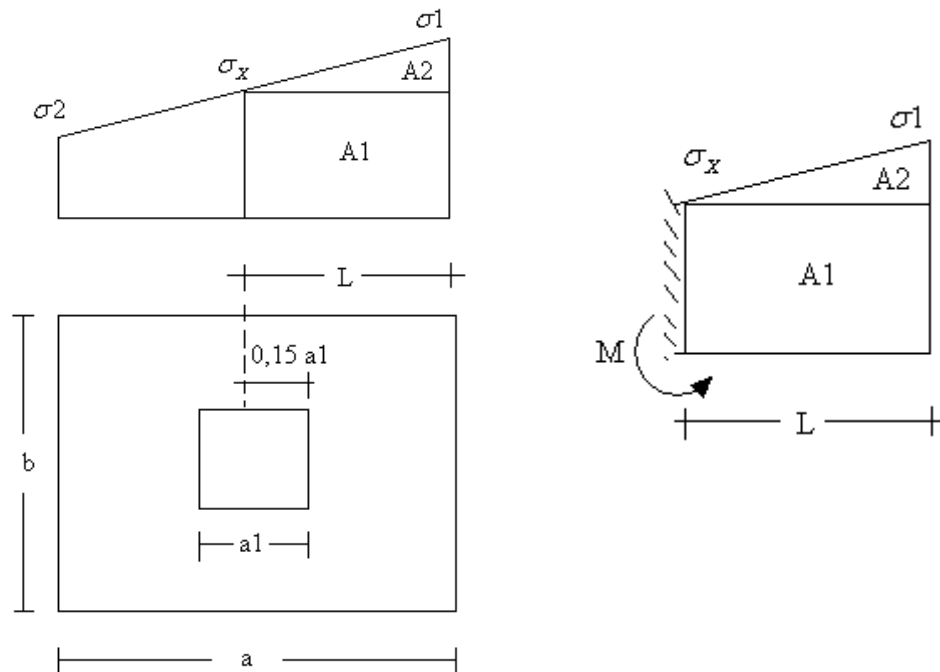
$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

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

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

5.- Cálculo del momento de diseño.- Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido, y se halla el momento a una distancia del 0,15 de a_1

Figura 2.17: Momento de diseño



Fuente: Elaboración propia

De la figura 2.16 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a_1}{2} + 0,15a_1$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \frac{L}{a}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A_1.D_1 + A_2.D_2 = \sigma_x L.(L/2) + (\sigma_1 - \sigma_x)L/2 (2L/3) = L^2/3 (\sigma_1 + \sigma_x/2)$$

Finalmente el momento de diseño es: $M_d = 1,6 M * b$

6.- Cálculo de la armadura.- La determinación de la armadura de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de bielas y, para zapatas flexibles por el método de flexión. Pero dadas las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas.³⁽⁶⁾

³⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (13ª edición), pág. 479

Luego el momento mayorado será:

$$M_d = 1,6 * M_e$$

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

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

El área de armadura será:

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

De la siguiente tabla 2.9 escogemos la cuantía mínima $w_{s \text{ min}}$ y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

Tabla 2.9: Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total de hormigón.

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE DE ACERO	
	B 420 S	B 500 S
Pilares	0,006	0,005
Losas (1)	0,0018	0,0015
Vigas (2)	0,0033	0,0028
Zapatas (3)	0,0018	0,0015

Fuente: Pedro Jiménez Montoya "Hormigón Armado", 14ª Edición, 2000 pág. 235

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal, repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.
- (2) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 33 % de la indicada en la tabla 2.9
- (3) La cuantía mínima de 18% se dispone para el cálculo de la armadura mínima, de la que se indica en la tabla 2.9

Para calcular la armadura longitudinal.- Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados.

Donde:

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{As_1}$$

As = Área de la armadura

As_1 = Área de un barra de acero

Recubrimiento. = Se asumirá (3 cm)

Para calcular la armadura transversal.- Se trabaja con $As_{mín}$ para completar la armadura de la zapata:

Donde:

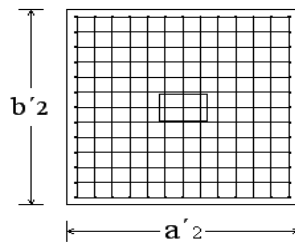
$$N^{\circ}barras = \frac{As_{mín}}{As_2}$$

$As_{mín}$ = Área de la armadura mínima

As_2 = Área de un barra de acero

Recubrimiento. = Se asumirá (3 cm)

Figura 2.18: Armadura de la zapata centrada.



Fuente: Elaboración propia

Se sugiere que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm y separación mínima de 10 cm.

7.- Verificaciones

Verificación de la adherencia en dirección (x-x).- Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá comprobarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right) + 0.15 * a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \rightarrow k = 2 \text{ (flexible)}$$

$$\quad \rightarrow k = 0,95 \text{ (rigida)}$$

Donde:

τ_b = Tensión tangencial de adherencia

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

V_{d1} = Fuerza cortante mayorada en la sección.

d = Canto útil

n = Número de barras

u = Perímetro de cada barra

σ_{t1} = Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm²)

γ_{t1} = Coeficiente de mayoración de cargas.

K = Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexible.

Se define como zapatas flexibles cuyo vuelo máximo es superior a 2 h, en alguna de las direcciones principales.

Se determina como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, desde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2 h.

Verificación de la adherencia en dirección (y-y).- Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá demostrarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * a_2 * \left[\left(\frac{b_2 - b_1}{2} \right) + 0.15 * b_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \rightarrow k = 2 \text{ (flexible)}$$

$$\rightarrow k = 0.95 \text{ (rigida)}$$

Verificación al vuelco.- Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales, deberá comprobarse su seguridad al vuelco.

Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * (a_2 \div 2)}{(M_y + V_x * h)} \geq 1,50$$

Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * (b_2 \div 2)}{(M_x + V_y * h)} \geq 1,50$$

Donde:

Np1 = Es la carga de servicio transmitida al soporte.

Mx y My = Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

Vx y Vy = Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a2 y b2 = Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

Nc1 = El peso propio de la zapata medianera.

h = Altura total del elemento de cimentación.

Esta verificación se practicará para la zapata centrada, de la misma manera que se realizó para la zapata medianera.

Verificación al deslizamiento.- Como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. Se verifica que cumpla las siguientes sugerencias:

Para suelos sin cohesión (arenas).-

$$\frac{(N_{P1} + N_{C1}) * \tan \varphi_d}{V_x} \geq 1,50$$

$$\frac{(N_{P1} + N_{C1}) * \tan \varphi_d}{V_y} \geq 1,50$$

Para suelos cohesivos (arcillas).-

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq 1,50$$

$$\frac{A * C_d}{V_y} \geq 1,50$$

Donde:

A = Área de la base de la zapata medianera.

$\Phi_d = (2 * \varphi / 3)$ = Valor de cálculo del Ángulo de rozamiento interno.

$C_d = 0,50 * C$ = Valor de cálculo de la cohesión.

2.5.6. Estructuras Complementarias.-

2.5.6.1. Escaleras.- La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: Escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

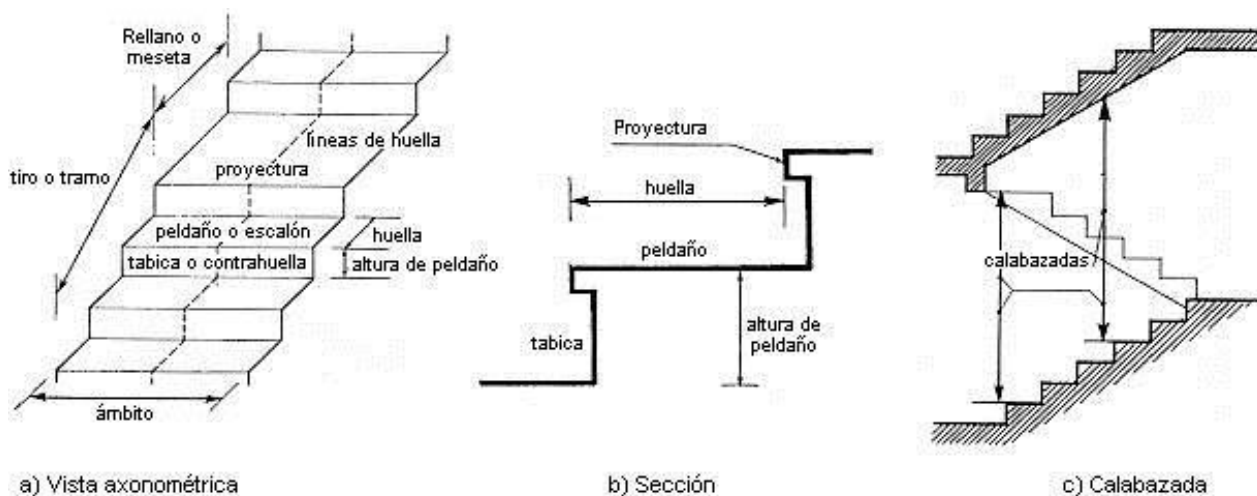
Una escalera se compone de las siguientes partes:

- **Peldaño:** Es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella o tabica”.
- **Tramo:** Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama Desembarco.
- **Caja de escalera:** Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama Escalera Ciega; y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de ojo de Escalera.
- **Arranque de escalera:** Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

Las barandillas: son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En la siguiente figura 2.19 se pueden observar los elementos de una escalera.

Figura 2.19: Partes constitutivas de una escalera



Fuente: Elaboración propia.

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.5.6.2. Diseño de juntas de dilatación.- El tema de las juntas en las estructuras de hormigón es de esencial importancia en su calidad y, muy especialmente, en su durabilidad. La documentación sobre este asunto es escasa y dispersa y las propias normas de los diferentes países lo tratan sólo de forma superficial.

Las variaciones de temperatura ocasionan cambios dimensionales, tanto en la estructura como el resto de los componentes de la construcción.

El proyectista se ve obligado a disponer juntas de dilatación que permitan la contracción y la expansión de la estructura y reduzcan los esfuerzos de dichos movimientos.

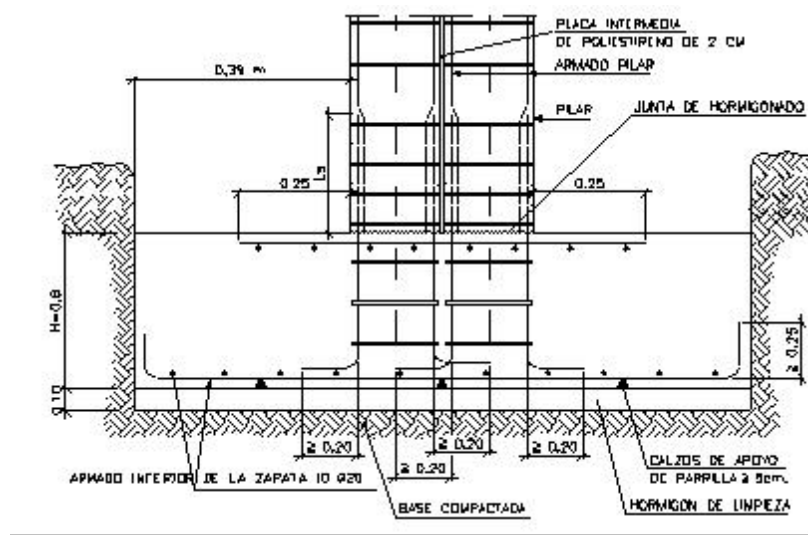
El hecho de que los métodos actuales de cálculo permitan calcular las construcciones con mayor precisión que en otros tiempos conduce, en definitiva, a estructuras más afinadas y ello hace que muchas reglas empíricas sobre el tema de las juntas de dilatación no resulten ya válidas y sea necesario un análisis más racional del tema.

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

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C), 25 metros.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C), 50 metros.¹⁽³⁾

¹⁽³⁾ Ref.: Norma Boliviana de Hormigón Armado. Capítulo 10, pág. 194

Figura 2.20: Junta de dilatación en estructura



Fuente: Normativa, Problemas, Bases de cálculo y Estados Límite “Angel Couto Yáñez”, pág. 43

- a) Cierre máximo de las juntas.-** El máximo cierre teórico de una junta de un edificio, sometido a una variación de temperatura en grados centígrados es: ⁽⁵⁾

$$\Delta_t = T_e - T_m$$

Donde:

T_e = temperatura máxima media, durante los meses de verano.

T_m = temperatura media anual.

Con una distancia L entre juntas, viene dado por: ⁽⁵⁾

$$C_t = (T_e - T_m) * L * 1.1 \times 10^{-5}$$

En la expresión debe tomarse como L, el valor medio de las dos distancias entre juntas de los bloques contiguos a la junta considerada.

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón es: $\alpha_T = 10^{-5}$ por grado centígrado. ¹⁴⁽³⁾

- b) Ancho de las juntas.-** Para tener en cuenta las tolerancias de construcción y las características de deformabilidad del material de sellado de la junta, se dispondrá de un ancho de:

¹⁴⁽³⁾ Ref.: Norma Boliviana de Hormigón Armado. Capítulo 5, pág. 44

⁽⁵⁾ Ref.: Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado. J. Calavera Capítulo 24 pág. 476

$$a = K_i * C_t$$

Donde los valores de K_i son:¹⁽⁵⁾

$K_i = 2$ para edificios sin calefacción.

$K_i = 1.7$ para edificios con calefacción pero sin aire acondicionado.

$K_i = 1.4$ para edificios con calefacción y aire acondicionado.

El ancho mínimo de la junta debe ser, en cualquier caso de 25 mm.

2.5.6.3. Diseño de Rampa.- Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se efectúa en losas macizas manejando los mismos parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH-87.¹⁽³⁾

2.6. Estrategia para la ejecución del Proyecto.-

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

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

¹⁽³⁾ Ref.: Norma Boliviana de Hormigón Armado.

¹⁽⁵⁾ Ref.: Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado. J. Calavera. Capítulo 24, pág. 477

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

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

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

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

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 60% de la mano de obra; como herramientas menores el 5%, de la mano de obra, IVA será 14,94%, como gastos generales el 10% y como utilidad el 5%, IT se toma 3,10%.

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

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

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

2.6.5. Planeamiento y cronograma.- Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

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

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

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

3. CAPÍTULO III “INGENIERÍA DEL PROYECTO”

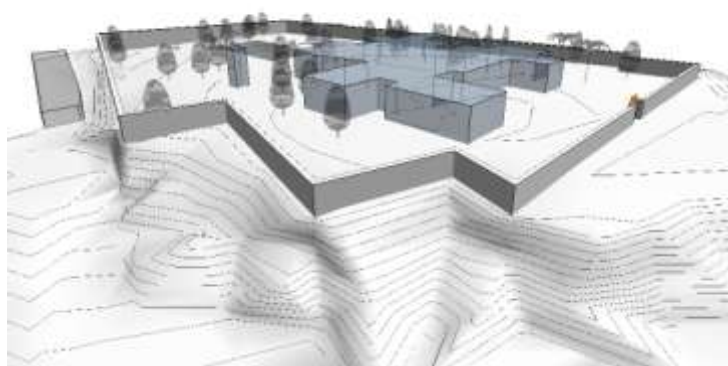
3.1. Levantamiento Topográfico.- Toda la información obtenida del levantamiento topográfico fue realizado con equipo óptimo, como es la Estación Total (Sokkia), el cual permite determinar las curvas de nivel del terreno y los puntos más representativos, mismas que servirán para la ubicación y emplazamiento de las estructuras configurando un entorno espacial para el diseño en planta.

-Datos relevantes del levantamiento topográfico.- El terreno asignado para la construcción del hogar de niños Nueva Esperanza, tiene una superficie de 10.538,17 m².⁽⁸⁾

En su interior presenta una edificación en estado de severo deterioro, producto de asentamientos de terreno, falta o inadecuado mantenimiento y un sistema constructivo deficiente para las condiciones de la zona.

Esta obra existente tiene una superficie de 1.619,25 m² y un perímetro de 269,47 m.

Figura 3.1: Curvas de nivel de la zona de emplazamiento.



Fuente: Información de la Gobernación del Departamento de Tarija “Dirección de Proyectos Especiales” Arq. Rubén Reynoso.

⁽⁸⁾ Información proporcionada por el Gobierno Autónomo del Departamento de Tarija “Dirección de Proyectos Especiales” Arq. Rubén Reynoso.

Características propias del lote.- El lote se encuentra sobre una explanada regular y casi plana, tal como se aprecia en las fotografías y planos mostrados en anexo, tiene una altitud promedio de 1899 m.s.n.m. y exhibe un descenso hasta 1895 m.s.n.m. en la calle lateral oeste.

Del plano topográfico obtenido se puede concluir que el terreno de emplazamiento ostenta características de planicie, con muy pocas variaciones de cota, dado que el desnivel más alto es de 0,70 m.

3.2. Análisis del Ensayo de Suelo.- Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo del “S.P.T.” en el área de emplazamiento. Se exploró dos pozos, con una profundidad de 2 m (pozo N°1) y 1,70 m (pozo N°2).

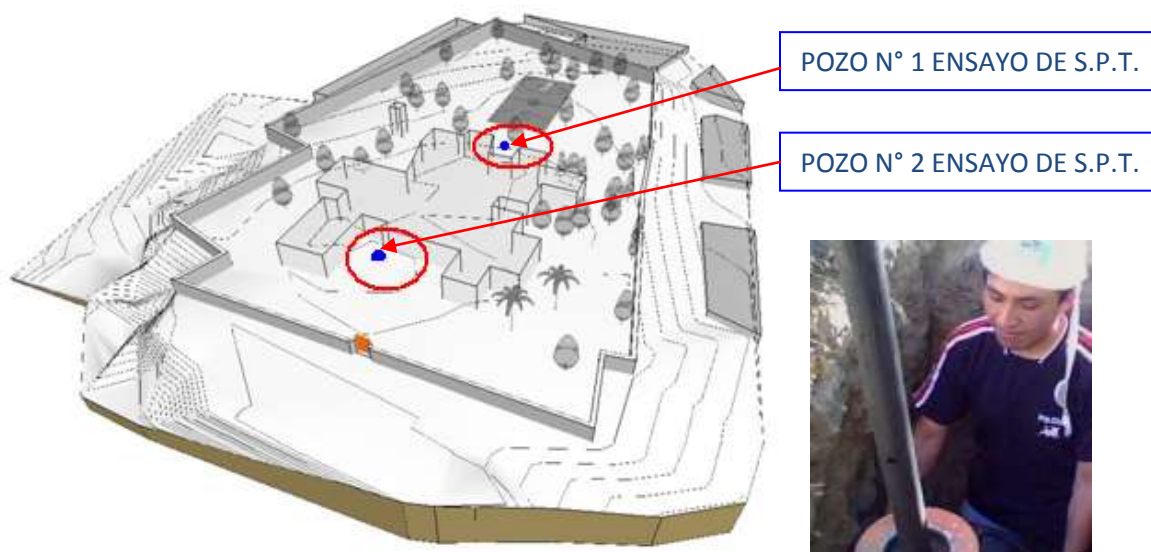
Se realiza el análisis a dichas profundidades, debido a que se trata de suelos firmes, que poseen cohesión entre sus partículas, la ubicación del lugar donde se ejecuto los ensayos se indica en la figura 3.3.

Figura. 3.2: Vista panorámica del lugar de emplazamiento.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.3: Ubicación de los pozos de ensayos.



Fuente: Elaboración propia

También se extrajo el material necesario para realizar todos los ensayos correspondientes, para la clasificación del extracto, determinando que es un suelo CL = arcilla inorgánica. ⁽⁺⁾

a) Pozo N° 1.- Los parámetros en la cual se halla el suelo son los siguientes:

Parámetros A.A.S.H.T.O. (T27-88)

Tabla 3.1: Resultados de los ensayos del pozo N°1

Pasa tamiz N° 200	Min. 36	Límite Líquido (%)	44,18
Límite Líquido	Min. 41	Límite Plástico (%)	26,93
Índice Plástico	Min. 11	Índice Plástico (%)	17,25
Índice de Grupo	11,74	% que pasa por el tamiz N° 10	99,71
		% que pasa por el tamiz N° 40	95,76
		% que pasa por el tamiz N° 200	91,48

Tipo de suelo: A-7-6 (12) “Arcilla inorgánica” según clasificación A.A.S.H.T.O.

Tensión admisible del suelo: 1,00 kg/cm² profundidad del pozo: 2 m

b) Pozo N°2.- Los resultados obtenidos del ensayo de suelo son los siguientes:

Tabla 3.2: Resultados de los ensayos del pozo N°2

Límite Líquido (%)	43,68
Límite Plástico (%)	27,85
Índice Plástico (%)	15,83
% que pasa por el tamiz N° 10	99,69
% que pasa por el tamiz N° 40	92,90
% que pasa por el tamiz N° 200	89,19

Tipo de suelo: A-7-6 (11) “Arcilla inorgánica” según clasificación A.A.S.H.T.O.

Tensión admisible del suelo: 1,33 kg/cm² profundidad del pozo: 1,70 m

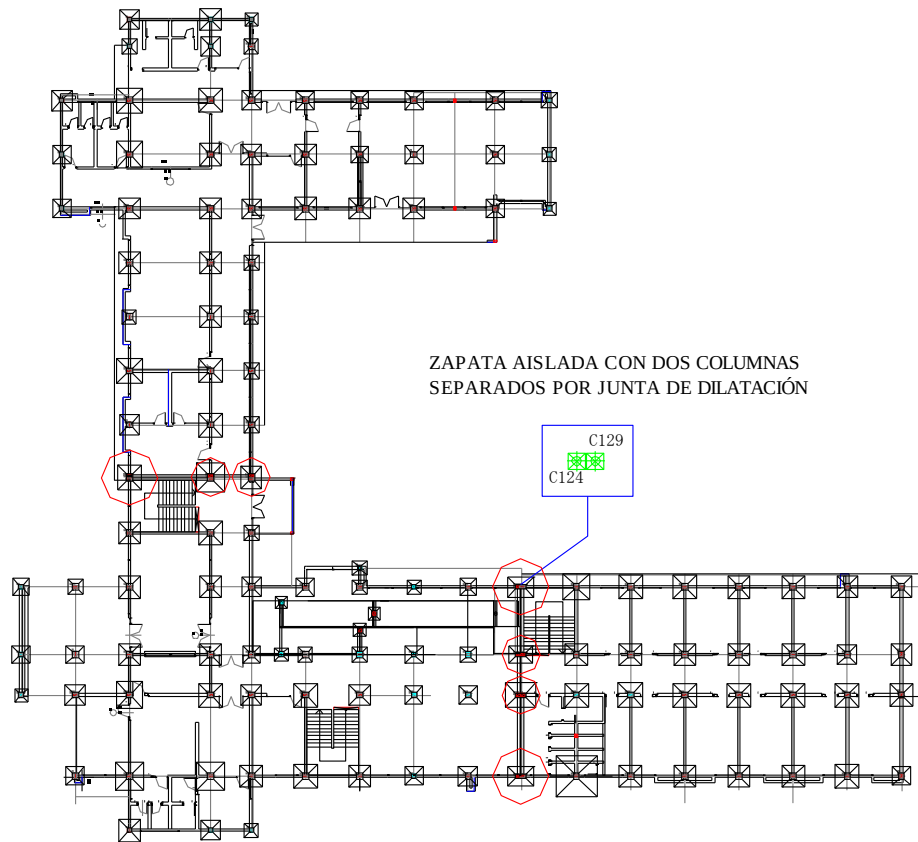
Las planillas del análisis de suelos se encuentran detalladas en el Anexo A-1.

3.3. Análisis arquitectónico del proyecto.- El diseño arquitectónico del hogar Nueva Esperanza fue elaborado por el cuerpo técnico de la Gobernación del Departamento de Tarija. ¹⁽⁺⁾

⁽⁺⁾ Véase: Anexo A-1. Ensayos de Suelo.

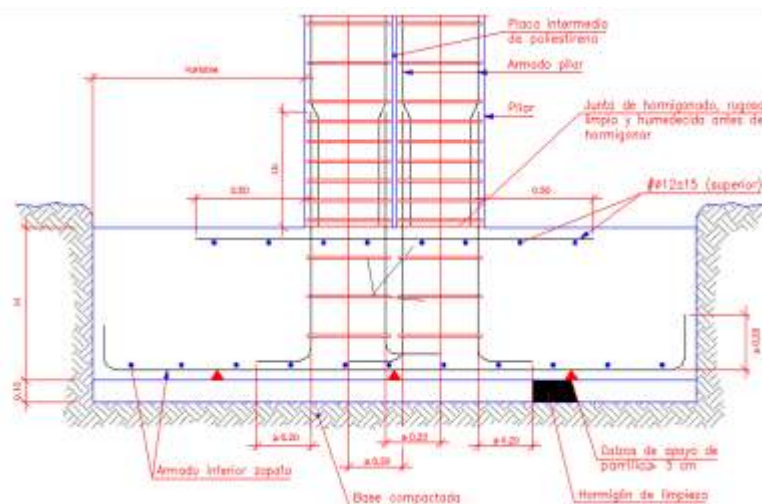
¹⁽⁺⁾ Véase: Anexo A-9. Planos Arquitectónicos.

Figura 3.4: Separación en bloques por la junta de dilatación.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.5: Armado de zapata bajo junta de dilatación.



Fuente: Elaboración propia

Se compone la infraestructura en tres bloques independientes (bloque A, B y C), esto debido por las juntas de dilatación que debe tener toda estructura, para evitar fisuraciones.

Serán bloques separados, por una junta de dilatación de 2,5 cm, se aumentarán columnas y vigas para la disminución de los esfuerzos internos.

Los componentes de la infraestructura serán:

- **Área educativa.-** Contemplan salas de estudio, aulas educativas 1-2-3, sala de computación, talleres de especialidades 1-2-3 y biblioteca.
- **Área de servicio.-** Incumbe a los espacios de servicio, tales como el comedor, cocina, despensa, batería de baños, depósitos, lavandería y vestidor personal.
- **Área de residencia.-** Corresponde al área de vivienda de los internos del albergue, consta de dormitorios dobles, dormitorio de tutor, sala de estar, sala de juegos.
- **Área administrativa.-** Constituyen a los espacios administrativos como hall de ingreso, recepción, sala de esperas y oficina.
- **Área técnica.-** Destinada al trabajo profesional de apoyo a los internos, se trata de gabinetes psicólogo, consultorio médico, trabajadora social y seguridad.

3.4. Memoria de cálculo del proyecto estructural.-

3.4.1. Descripción del modelo estructural.- El modelo estructural de la edificación se calculó utilizando el programa computarizado CYPE CAD 2010, considerando cargas estáticas, cargas por peso propio y cargas por peso eventual, la sumatoria de estas es el peso total que actúa en la estructura del diseño.

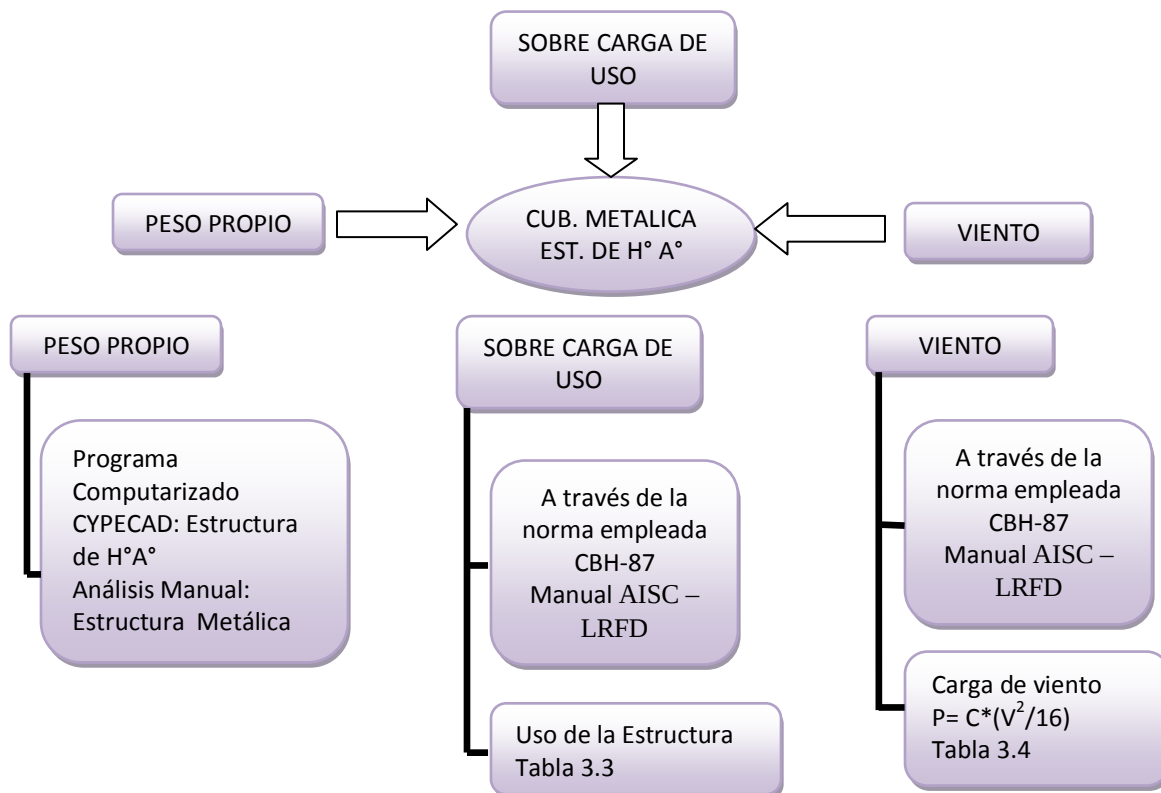
Los reportes de análisis y diseño se adjuntan según la siguiente relación:

- **Fundaciones:** Las fundaciones del edificio están compuestas por zapatas aisladas céntricas, a una profundidad de 2 metros, con una resistencia admisible en el suelo de 1 kg/cm².
- **Vigas:** Están compuestas de vigas rectangulares, entre las luces mayores se tiene de 6 m.

- **Columnas:** Está compuesta de columnas de sección cuadrada.
- **Cubierta:** Está constituido por estructura metálica, con cubierta de calamina galvanizada.
- **Normas aplicadas:** En el cálculo de diseño se aplicaron las normas y reglamentaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87). Además del Manual de Diseño AISC – LRFD.

3.4.2. Determinación de cargas.- Para determinar las cargas que deberá soportar la estructura, es importante analizar los siguientes puntos.¹⁽⁺⁾

Figura 3.6: Acciones adoptadas en el cálculo.



Fuente: Elaboración propia

Resumen de cargas que se utilizaron en la estructura de H°A°.

Carga de muro = 600 kg/m

Sobrecarga de uso = 300 kg/m²

Presión del viento = 33,50 kg/m²

Carga de acabado de piso = 90 kg/m²

¹⁽⁺⁾ Véase: Anexo A-3. Análisis de Cargas.

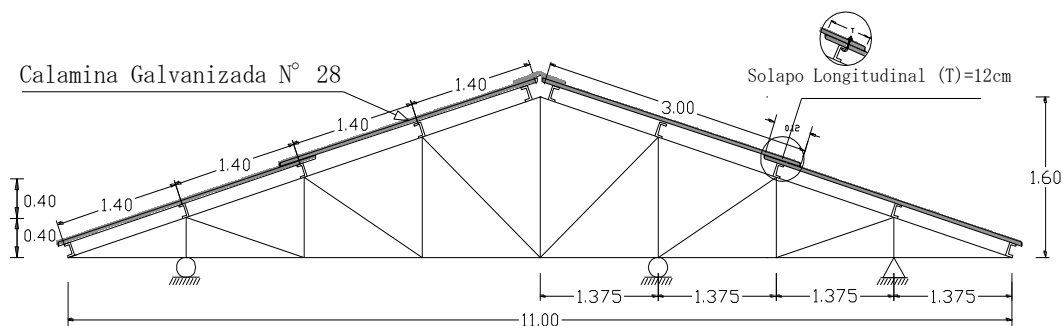
Tabla 3.3: Sobrecargas de Uso (Estructuras de H°A°)

Uso del elemento	Sobrecarga kg/m ²
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3,5
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3,5

Fuente: Jiménez Montoya “Hormigón Armado”, 13ª Edición, Tabla 3.1, pág. 684

3.4.3. Planteamiento Estructural.- En consecuencia con lo establecido en el proyecto, en el diseño de elementos estructurales, tanto como en el análisis de suelo del presente proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan para el Hogar Nueva Esperanza del barrio San Bernardo de la ciudad de Tarija.

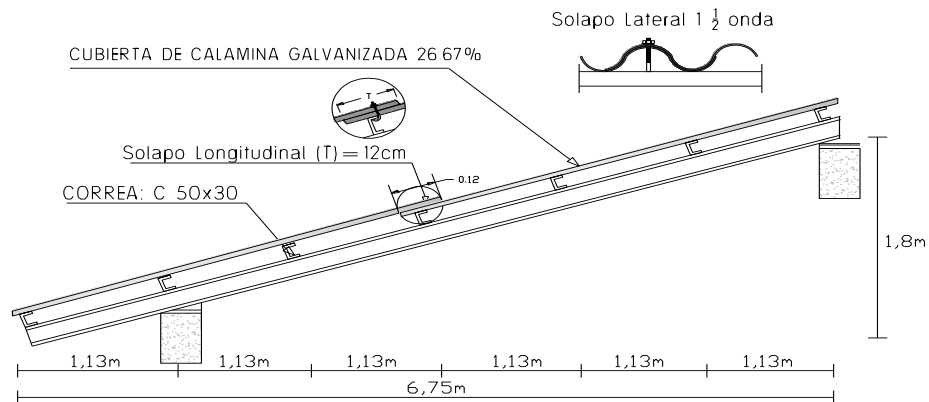
Figura 3.7: Cercha metálica tipo I.



Fuente: Elaboración propia.

En la cubierta del “Tipo II”, se tiene vigas inclinadas de sección W que se apoyan sobre la viga de hormigón Armado como se indica en la figura 3.8 (Cubierta de soporte del Tipo II)

Figura 3.8: Estructura metálica “viga”



Fuente: Elaboración propia.

- Estructura de sustentación de la edificación aporticada con elementos estructurales de H°A°.
- Losa alivianada con viguetas pretensadas.
- Cimentación superficial de zapatas aisladas de H°A°.

Figura 3.9: Planteamiento estructural de la estructura aporticada.



Fuente: Elaboración propia.

3.4.4. Diseño de cubierta.- La cubierta está compuesta por la cercha tipo I, II y III, que para las mismas se usarán perfiles metálicos. El elemento del tipo I estará apoyado sobre las

Figura 3.10: Estructura de cubierta metálica.



Pp: 3,3 kg/m ²	Peso del material de la cubierta (calamina galvanizada).
Lr: 100 kg/m ²	Sobrecarga de uso.
h: 1,60 m	Altura de la cercha de diseño.
L: 11 m	Longitud de la cercha del tipo I.
V: 23,15 m/s	Velocidad del viento.
S: 4 m	Separación de las cerchas
Fy: 36 Ksi	Resistencia de fluencia del perfil.

Cubiertas planas, horizontales o con pendiente y curvas ^{*(+)}

$$L_r = 0,96 \cdot R_1 \cdot R_2 \quad \text{siendo} \quad 0,58 \leq L_r \leq 0,96 \quad (4.2)$$

Donde:

L_r : Sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal en (kN/m²)

Los factores de reducción R_1 y R_2 se determinarán como sigue:

$$\begin{aligned} R_1 &= 1 && \text{Para} && A_t \leq 19 \text{ m}^2 \\ R_1 &= 1,2 - 0,01076 && && 19 \text{ m}^2 < A_t < 56 \text{ m}^2 \\ R_1 &= 0,6 && \text{para} && A_t \geq 56 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

A_t : Área tributaria en metros cuadrados que soporta la estructura.

$$\begin{aligned} R_2 &= 1 && \text{para } F \leq 4 \\ R_2 &= 1,2 - 0,05 F && \text{para } 4 < F < 12 \\ R_2 &= 0,6 && \text{para } F \geq 12 \end{aligned}$$

$A_t = 1.362,05 \text{ m}^2$ área total de la cubierta

$Y = 29\%$ pendiente

$R_2 = 1$; $R_1 = 0,6$

$F = 0,12 \cdot 29 = 3,48$

$$L_r = 0,96 \cdot 0,6 \cdot 1 = 0,576 \text{ KN/m}^2 = 60 \text{ kg/m}^2$$

Para realizar el mantenimiento es necesario realizar el análisis de que el peso de una persona promedio se encuentra entre 55 kg a 65 kg y el área a ocupar es de 0,95 m²
 $0,65 \text{ m} = 0,617 \text{ m}^2$

$$L_r = 60 / 0,617 = 97,24 \text{ kg/m}^2 \approx 100 \text{ kg/m}^2$$

Propiedades del acero

- Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$
- Límite de fluencia $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

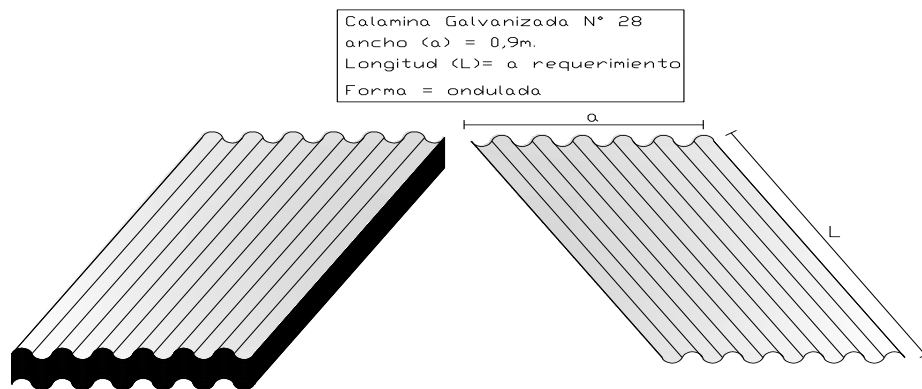
*Especificaciones de la calamina galvanizada

- Longitud total = 3 m

^{*(+)} Ref.: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras, CIRSOC, Edición Julio 2005, pág. 30

- Longitud a requerimiento, forma de calamina ondulada, (Fuente: Sucursal Fabricación de calaminas en la ciudad de Tarija Av. Froilán Tejerina Esq. G. Silvetty “ Ing. Arturo Mendoza)
- Ancho = 0,9 m.
- Peso = 3,30 kg/m²
- La pendiente para cubiertas de calamina está entre $5^{\circ} \leq \alpha \leq 30^{\circ}$

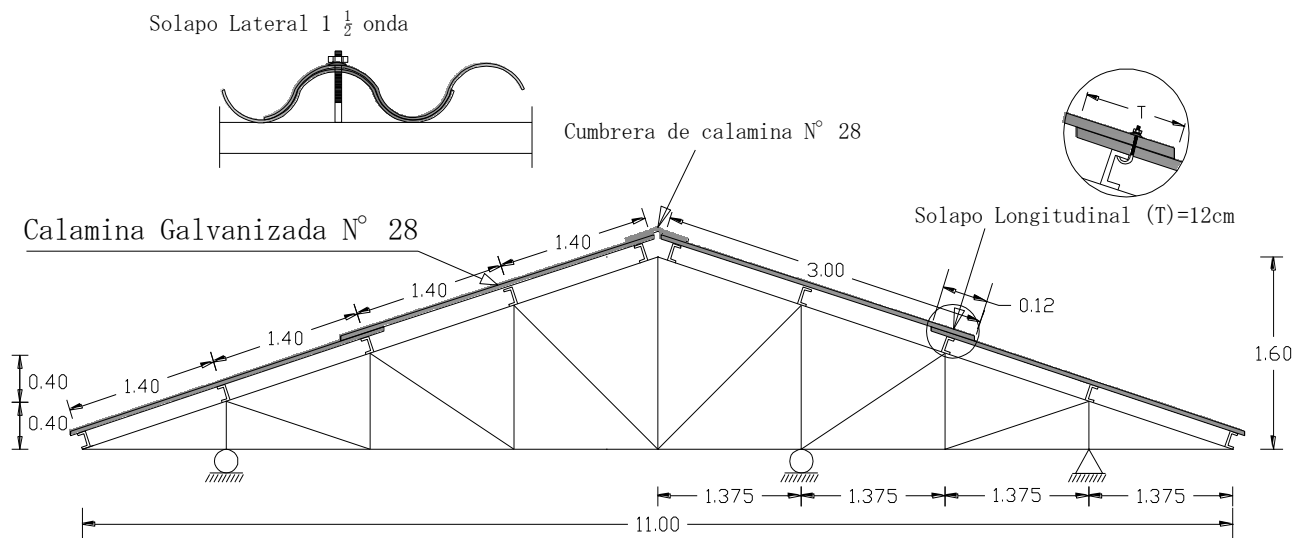
Figura 3.11: Cubierta de calamina galvanizada N°28



Fuente: Elaboración Propia

***Esquema geométrico de la cubierta metálica.-**

Figura 3.12: Elección de la cercha



Fuente: Fuente: Elaboración Propia.

Como dato se tendría la longitud de la cercha $L = 11\text{ m}$, se determina la altura

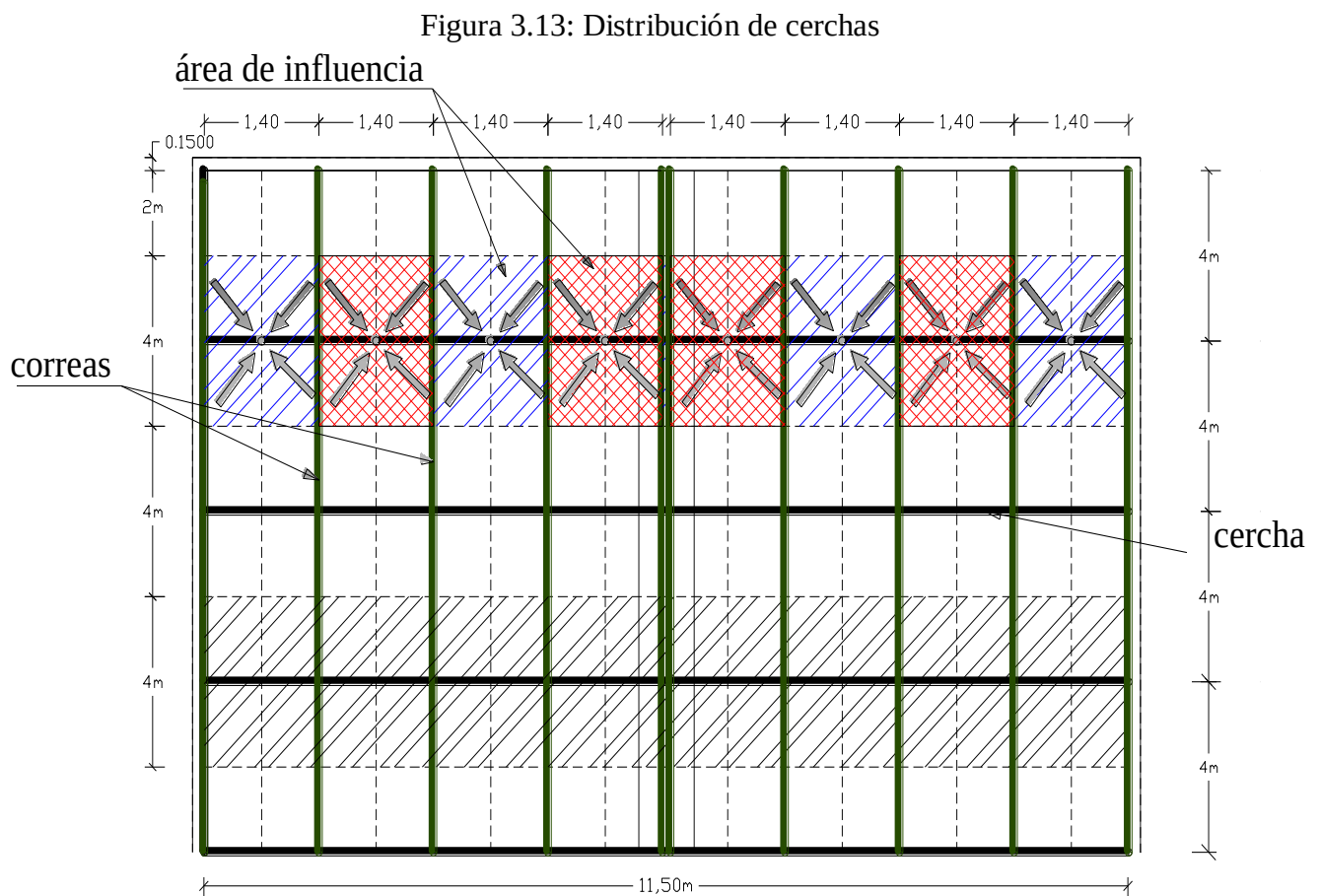
$$h = 5,5 * \tan 16^\circ = 1,57 \quad \text{se adopta una } h = 1,60 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1,60}{5,5} \right) = 16,22^\circ$$

***Especificaciones de la cercha.-**

- Ángulo de inclinación = $16,22^\circ$
- Longitud de la cercha = 11 m

La separación de las cerchas es de 4 m, con un espaciamiento de correas de 1,40 m como se prueba en la figura 3.13



Fuente: Elaboración Propia

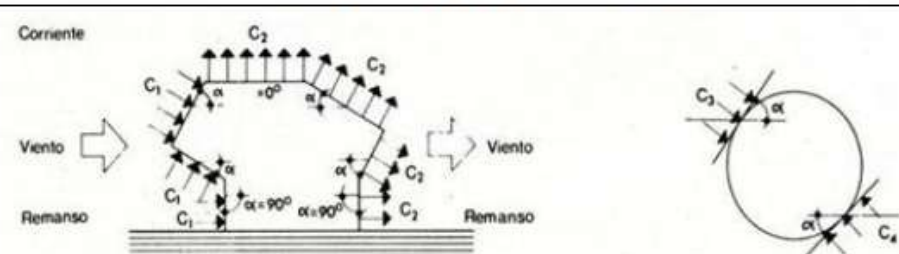
3.4.4.1. Cargas que actúan en la cercha.- Para lograr la carga que actúa en el nudo debido al peso propio de la cercha, correa y sobrecarga de diseño, se cuenta con los siguientes datos:

- Peso propio de la cercha (asumido) = 25 kg/m^2 ^{ζ(+)}
- Peso propio de la correa = 5 kg/m^2
- Sobrecarga de diseño: Sobrecarga de uso para mantenimiento = 100 kg/m^2
- Presión dinámica del viento $P = V^2/16$

Velocidad del viento $V = 45 \text{ nudos} = 83,33 \text{ km/h} = 23,15 \text{ m/s}$. (fuente: SENAMHI, estación Aeropuerto, se encuentra en anexos)

$$\text{Presión dinámica del viento } P = (23,15 \text{ m/s})^2 / 16 = 33,50 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 3.4: Coeficiente Eólico de Sobrecarga

COEFICIENTE EÓLICO DE SOBRECARGA						
						
Situación: Ángulo de incidencia del viento	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento C1	A sotavento C2	A barlovento C3	A sotavento C4	A barlovento C3	A sotavento C4
En remanso 90° - 0°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
En corriente						
90°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
80°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
70°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.4	-0.4
60°	+0.8	-0.4	+0.4	-0.4	0	-0.4
50°	+0.6	-0.4	0	-0.4	-0.4	-0.4
40°	+0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.8	-0.4
30°	+0.2	-0.4	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4
20°	0	-0.4	-0.8	-0.4	-1.6	-2.0
10°	-0.2	-0.4	-0.8	-0.4	-2.0	-2.0
0°	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-2.0	-2.0
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente						

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 13ª edición “tabla 5.2” año 1969

- Sobrecarga del viento $W = C \cdot P$

^{ζ(+)} Ref.: El Hierro en la Construcción: Arq. Mariano Hernández “19ª Edición 1990, pág.101”

Para cuantificar el barlovento y sotavento se utiliza la tabla 3.4, para interpolar el valor de $\alpha = 16,22^\circ$ se obtiene los valores de $C_1 = -1,75$ $C_2 = -2$. Por lo que el barlovento y sotavento valen:

$$\text{Barlovento (w)} = C_1 * P = -58,62 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sotavento (w)} = C_2 * P = -67 \text{ kg/m}^2$$

- Carga de Granizo: Para el caso del granizo se podría suponer un espesor probable de 5 cm por lo que adoptando un peso específico del hielo de 900 kg/m^3 , se obtiene la carga del granizo por metro cuadrado $0,05 \text{ m} * 900 \text{ kg/m}^3 = 45 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Proyectando al plano horizontal: } 45 * \cos \alpha = 43,21 \text{ kg/m}^2$$

- **NOTA:** *Está claro que la carga de granizo no actuará al mismo tiempo que la sobrecarga de uso, por lo que se adopta el mayor de los dos.*

***Factores de carga.-** Combinaciones usuales de carga consideradas según el manual LRFD:

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

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

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

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

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

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

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r : Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

La solicitación máxima del elemento se obtiene de la combinación de carga más desfavorable.

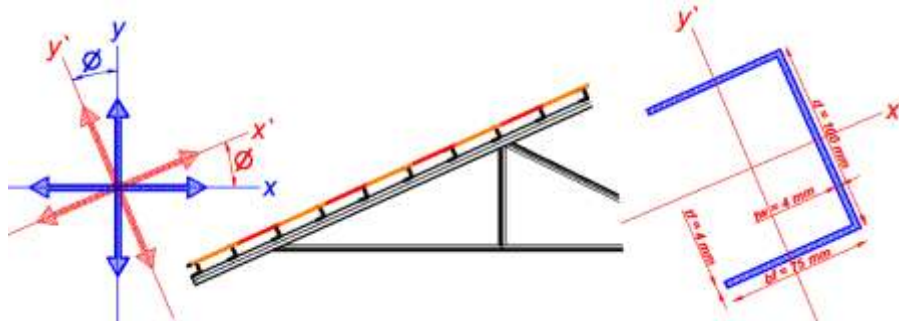
Tabla 3.5: Datos de la cubierta metálica.

Manual de diseño	AISC - LRFD
Material para la estructura de sustentación	Perfiles de Acero ASTM 36
Material de cubierta.	Calamina Galvanizada N°28
Resistencia de Fluencia de los perfiles.	2530 Kg/cm ²
Sobrecarga de uso	100 Kg/m ²
Velocidad del viento	23,15 m/s

3.4.4.1.1. Diseño de la correa.-

a) Considerando el diseño por flexión asimétrica.- En general cuando la carga de viento actúa en dirección perpendicular a la superficie del techo y a los ejes x de la correa, por lo que ocasionan flexión asimétrica. ⁴⁽²⁾

Figura 3.14. Cargas sobre los ejes globales (x-y) y locales (x'-y') del elemento



b) Descomposición de cargas.- Las cargas que se toman en cuenta para el diseño de correas son: Peso de la cubierta de 3,3 kg/m², peso propio de 5 kg/m² y la sobrecarga de 100 kg/m².

$$\text{➤ } D = 3,3 + 5 = 8,3 \text{ kg/m}^2$$

$$D_x = 8,3 * \cos 16,22 = 7,97 \text{ kg/m}^2$$

$$D_y = 8,3 * \sin 16,22 = 2,32 \text{ kg/m}^2$$

⁴⁽²⁾ Ref.: Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac. Capítulo 10.6, pág. 298

- $L_r = 100 \text{ kg/m}^2$

$$L_x = 100 * \cos 16,22 = 96,02 \text{ kg/m}^2$$

$$L_y = 100 * \sin 16,22 = 27,93 \text{ kg/m}^2$$
- $W = -58,62 \text{ kg/m}^2$

$$W_x = -56,29 \text{ kg/m}^2$$

$$W_y = -16,37 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto las consideraciones de cargas a usarse en la combinación son las siguientes:

Tabla 3.6: Determinación de la carga crítica en la correa (eje x)

COMBINACIÓN DE CARGA EN (X)	CARGA MUERTA "D _x "	CARGA EN TECHO "L _{r_x} "	CARGA DE VIENTO "W _x "	CARGA CRÍTICA "U _x "
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
$U_x = 1,4 D_x$	7,97	96,02	-56,29	11,16
$U_x = 1,2 D_x + 0,5 L_{r_x}$				57,57
$U_x = 1,2 D_x + 1,6 L_{r_x} + 0,8 W_x$				118,16
$U_x = 1,2 D_x + 0,5 L_{r_x} + 1,3 W_x$				15,60
$U_x = 0,9 D_x - 1,30 W_x$				80,35

Se obtiene la carga última $U_x = 118,16 \text{ kg/m}^2$

Tabla 3.7: Determinación de la carga crítica en la correa (eje y)

COMBINACIÓN DE CARGA EN (Y)	CARGA MUERTA "D _y "	CARGA EN TECHO "L _{r_y} "	CARGA DE VIENTO "W _y "	CARGA CRÍTICA "U _y "
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
$U_y = 1,4 D_y$	2,32	27,93	-16,37	3,25
$U_y = 1,2 D_y + 0,5 L_{r_y}$				16,75
$U_y = 1,2 D_y + 1,6 L_{r_y} + 0,8 W_y$				34,38
$U_y = 1,2 D_y + 0,5 L_{r_y} + 1,3 W_y$				4,532
$U_y = 0,9 D_y - 1,30 W_y$				23,37

Se obtiene la carga última $U_y = 34,38 \text{ kg/m}^2$

Carga lineal sobre la correa:

$$Q_{uy} = 34,38 \text{ kg/m}^2 * 1,40 \text{ m} = 48,13 \text{ kg/m}$$

$$Q_{ux} = 118,16 \text{ kg/m}^2 * 1,40 \text{ m} = 165,43 \text{ kg/m}$$

Carga que influyen en la correa

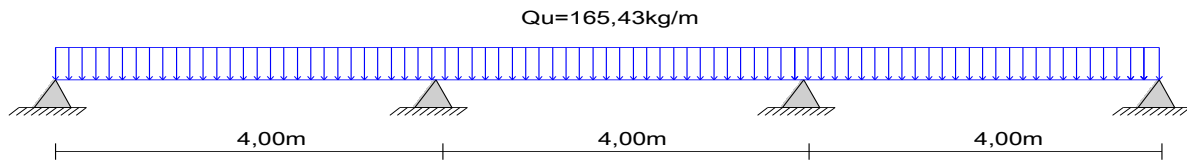
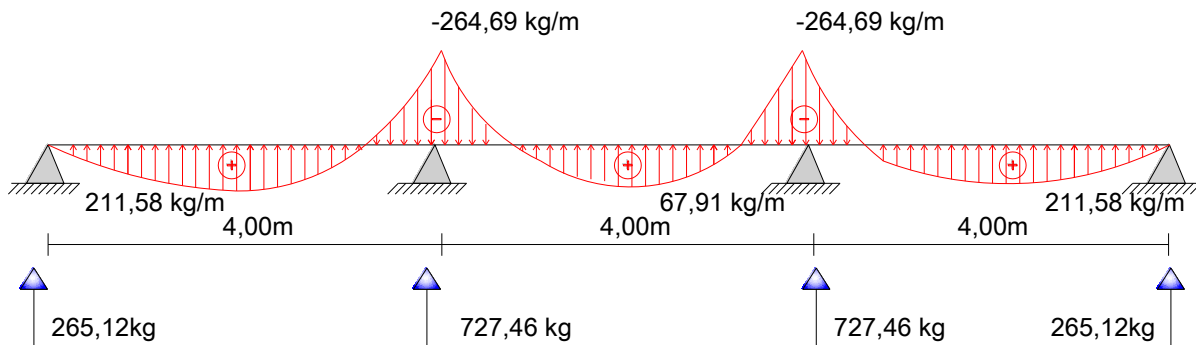


Diagrama de momentos flector



Fuente: Elaboración Propia

Momento último.- Se obtiene el momento máximo en cada uno de los ejes.

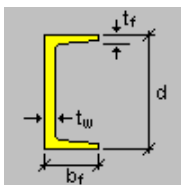
$$M_{ux} = 264,69 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = 77,00 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se toma en cuenta el mayor de los dos momentos calculados para la selección del perfil.

$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\phi_b * F_y} = \frac{26.469}{0,9 * 2530} = 11,62 \text{ cm}^3$$

b) Verificando la sección C 90 x 50 de propiedades.-



bf = 5 (cm) Ancho
d = 9 (cm) Altura o profundidad
tf = 0,55 (cm) Espesor de ala
tw = 0,40 (cm) Espesor de alma

Área = 8,15 (cm²)

I x = 150,5 (cm⁴)

I y = 45,86 (cm⁴)

Z y = 9 (cm³)

Z x = 28 (cm³)

Área bruta de la sección.

Inercia alrededor del eje local 3.

Inercia alrededor del eje local 2.

Módulo de sección superior respecto al eje local 2.

Módulo de sección superior respecto al eje local 3.

Propiedades del material: A-36

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$

- Tensión de ruptura $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi} \approx 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Momento nominal:

$$M_{nx} = \Phi_b F_y \cdot Z_x = 63.756 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ny} = \Phi_b F_y \cdot Z_y = 20.493 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Verificando la resistencia:

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

Donde ϕ_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0,9 ³⁽²⁾ “para vigas que están sometidas a flexión), se encuentra en la tabla 2.5 del marco teórico

$$\left(\frac{26.469}{0,9 \cdot 63.756} + \frac{7.700}{0,9 \cdot 20.493} \right) \leq 1$$

$$0,88 \leq 1 \quad \text{!!Cumple la resistencia!!}$$

AISC limita la deflexión de las vigas que soportan techos o losas susceptibles de agrietarse, a $L/360$ y a $L/300$ corresponde a flechas máximas:⁽⁷⁾

Verificando a deflexión en “x”:

$$f_{max} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{L}{300} = \frac{400}{300} = 1,33 \text{ cm}$$

$$f = 1,05 \text{ cm} < 1,11 \text{ cm} \quad \text{OK}_i$$

Verificando a deflexión en “y”:

$$f_{max} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

$$f = 0,98 \text{ cm} < 1,11 \text{ cm} \quad \text{OK}_i$$

-Las cargas que actúan en la cercha son las siguientes:

$$\text{Carga de viento: } W = -58,62 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta: } D = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga de uso: } L_r = 100 \text{ kg/m}^2$$

Según el manual LRFD se manejarán las siguientes combinaciones de cargas:

³⁽²⁾ Ref.: Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac. Capitulo 2, pág. 57

⁽⁷⁾ Ref.: Diseño de Estructuras Metálicas. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 7, pág. 304

Tabla 3.8: Determinación de la carga crítica sobre la cercha

COMBINACIÓN DE CARGA	CARGA MUERTA "D"	CARGA EN TECHO "Lr"	CARGA DE VIENTO "W"	CARGA ÚLTIMA "U"
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²
U = 1,4 D	30	100	-58,62	42
U = 1,2 D + 0,5 Lr				86
U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0,8 W				149,10
U = 1,2 D + 0,5 Lr + 1,3 W				9,79
U = 0,9 D – 1,30 W				103,21

Por lo tanto la carga que actúa sobre los nudos, debido al peso propio de la cercha, correas y sobrecarga de diseño será: 149,10 Kg/m²

La carga total que actúa sobre los nudos es; 149,10 Kg/m² + 3,3 Kg/m² = **152,4 Kg/m²**

Tabla 3.9: Carga crítica sobre los nudos

NUDO	"U" Kg/m ²	ÁREA INFLUENCIA m ²	P. EN NUDO Kg
1	152,4	2,80	426,72
2		5,60	853,44
3		5,60	853,44
4		5,60	853,44
5		5,60	853,44

Carga actuante debido al cielo falso.- La carga debido al cielo falso es una carga distribuida y se la debe idealizar de tal forma que actúe como una carga equivalente en los nudos.

- Peso del cielo falso (con emparrillado de acero⁽¹²⁾ D= 6 mm) = 25 kg/m²
- Separación de las cerchas (S) = 4 m

Carga distribuida debido al cielo falso = Carga del cielo falso · S

$$\text{Carga} = 25 \text{ kg/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 100 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto las cargas puntuales debido al cielo falso serán:

$$P_1 = 100 \text{ kg/m} \cdot 1,37 / 2 = 68,75 \text{ kg}$$

$$P_2 = 100 \text{ kg/m} \cdot (1,37 / 2 + 1,375 / 2) = 137,5 \text{ kg}$$

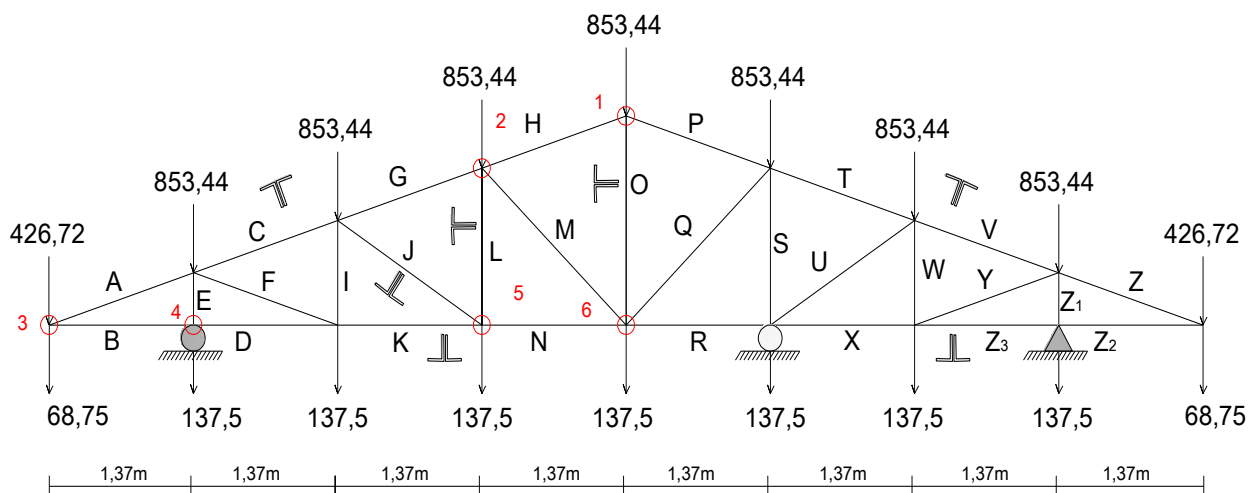
$$P_3 = 100 \text{ kg/m} \cdot (1,37 / 2 + 1,375 / 2) = 137,5 \text{ kg}$$

$$P_4 = 100 \text{ kg/m} \cdot (1,37 / 2 + 1,375) = 137,5 \text{ kg}$$

⁽¹²⁾ Ref.: El Hierro en la Construcción: Arq. Mariano Hernández, 19ª Edición de 1990, pág. 101

Todas las cargas antes mencionadas quedan idealizadas de la siguiente manera sobre la cercha metálica:

Figura 3.15: Cargas actuantes sobre la cercha metálica



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.10: Esfuerzos internos de compresión y tracción

Barra	Unidad	F. axial
b-A	kg	-785,10
b-B	kg	242,49
b-C	kg	-2.689,75
b-D	kg	242,94
b-E	kg	-1.560,01
b-F	kg	1.504,66
b-G	kg	-1.609,78
b-H	kg	-460,43
b-I	kg	-264,17
b-J	kg	-640,95
b-K	kg	1.850,48
b-L	kg	515,20
b-M	kg	-1.451,79
b-N	kg	1.132,45
b-O	kg	-487,34
b-P	kg	-460,39
b-Q	kg	2.233,44
b-R	kg	-1.574,79
b-S	kg	-3.126,24
b-T	kg	1.204,86
b-U	kg	-1.007,63
b-V	kg	293,84
b-W	kg	7,19
b-X	kg	-698,43
b-Y	kg	-48,52

b-Z	kg	249,47
b-Z1	kg	-712,23
b-Z2	kg	-651,71
b-Z3	kg	-651,71

3.4.4.1.2 Comprobación manual de la cercha tipo I- Se analizará la cercha de tipo I, para ello se tomará en cuenta aquél elemento más desfavorable y la posición en la que se encuentra.

a) Diseño del elementó superior: Barra C

- Fuerza axial a compresión (P) = 2.689,75 kg
- Longitud (L) = 1,45 m

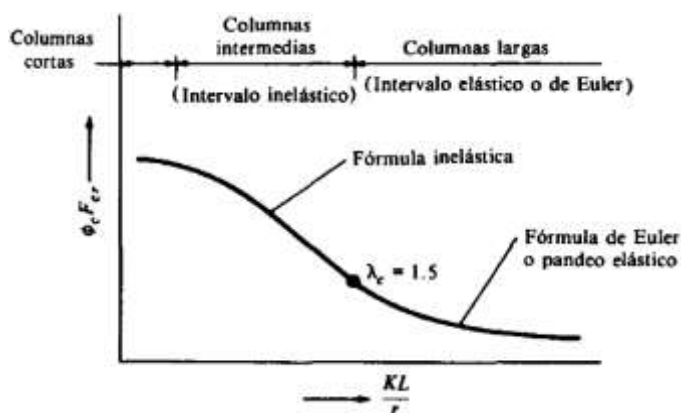
Propiedades del Acero: A-36

- Tensión de fluencia **Fy** = 36 ksi $\approx$ 2530 kg/cm²
- Tensión de ruptura **Fr** = 4080 kg/cm²
- Módulo de elasticidad **E** = 29000 ksi $\approx$ 2100000 kg/cm²

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica.- Se pueden clasificar en tres tipos: columnas cortas, columnas intermedias y columnas largas o esbeltas. Las columnas cortas fallan por aplastamiento. Las columnas largas fallan por pandeo y las columnas intermedias fallan en combinación de pandeo y aplastamiento.

La relación de esbeltez mide la tendencia de una columna a pandearse. La parábola de Euler define la frontera de las columnas, aunque estas ecuaciones se aplican muy bien a las columnas largas.⁴⁽²⁾

Figura 3.16: Tipos de fallas en columnas.



Fuente: Diseño de Estructura de Acero: Jack C. McCormac. Capítulo 5.9, pág. 147

⁴⁽²⁾ Ref.: Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac. Capítulo 5.9, pág. 147

Columna Intermedia o Corta

Columna Larga

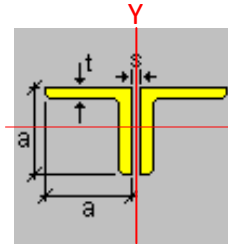
$$\lambda_c \leq 1,5$$

$$\lambda_c > 1,5$$

$$F_{cri} = 0,658^{\lambda_c^2} * F_y$$

$$F_{cri} = \frac{0,877}{\lambda_c^1} * F_y$$

Perfil escogido: 2L 50X50X3



Altura (a) = 5 (cm)

Ancho de ala (a) = 5 (cm)

Separación (s) = 0,5 (cm)

Espesor (t) = 0,3 (cm)

Área (A) = 5,82 (cm²)

Inercia en el eje $I_x = 14,30 \text{ (cm}^4\text{)}$

Inercia en el eje $I_y = 34,46 \text{ (cm}^4\text{)}$

Radio de giro: $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$$r_x = 1,57 \text{ cm} ; r_y = 2,43 \text{ cm}$$

Longitud efectiva.- $l = K * L$ donde (K), está en función en el tipo de unión del elemento en nuestro caso es una articulación donde $K = 1$

Esbeltez máxima: $\lambda_{\max} = \frac{K l}{r_{\min}} < 200$

$$\lambda_{\max} = \frac{1 \times 145}{1,57} = 92,50 < 200 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica:

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

$$\lambda_c = \frac{92,50}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 1,02$$

$$\lambda_c = 1,02 < 1,5 \quad \text{Columna Intermedia o Corta}$$

Esfuerzo crítico para el elemento:

Para columna intermedia o corta: $F_{cr} = 0,658^{\lambda_c^2} \cdot F_y$

$$F_{cr} = 0,658^{1,02^2} 2530 = 1.633,99 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia normal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A$$

$$P_n = 1.633,99 \times 5,82 = 9.509,85 \text{ kg}$$

Suma de las cargas factorizadas.- Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0,85

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 0,85 \times 9.509,85 = 8.083,37 \text{ kg}$$

Verificando solicitaciones.- se debe de cumplir que: $P_u \geq P_{u(sol)}$

$$8.083,37 \text{ kg} > 2.689,75 \text{ kg} \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

Diseño del elemento vertical: Barra S

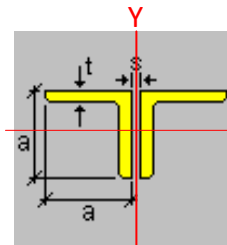
- Fuerza axial a compresión (P) = 3.126,24 kg
- Longitud (L) = 1,35 m

Propiedades del material.- El acero a utilizar es A-36

$$\lambda_c \leq 1,5 \quad \lambda_c > 1,5$$

$$F_{cri} = 0,658^{\lambda_c^2} * F_y \quad F_{cri} = \frac{0,877}{\lambda_c^1} * F_y$$

Perfil escogido: 2L 50X50X3



Altura (a) = 5 (cm)

Ancho de ala (a) = 5 (cm)

Separación (s) = 0,5 (cm)

Espesor (t) = 0,3 (cm)

Área (A) = 5,82 (cm²)

Inercia en el eje $I_x = 14,30 \text{ (cm}^4\text{)}$

Inercia en el eje $I_y = 34,46 \text{ (cm}^4\text{)}$

Radio de giro: $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$$r_x = 1,57 \text{ cm} \quad ; \quad r_y = 2,43 \text{ cm}$$

Longitud efectiva.- $l = K \cdot L$ donde K está en función en el tipo de unión del elemento en nuestro caso es una articulación donde $K = 1$

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

$$\lambda_{\max} = \frac{1 \times 135}{1,57} = 86,12 < 200 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica:

$$\lambda_c = \frac{K l}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \lambda_c = \frac{86,12}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 0,95$$

$$\lambda_c = 0,95 < 1,5$$

Columna Intermedia o corta

Esfuerzo crítico para el elemento:

Para columnas intermedias o cortas $F_{cr} = 0,658^{\lambda_c^2} \cdot F_y$

$$F_{cr} = 0,658^{0,95^2} 2530 = 1.731,95 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia normal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A$$

$$P_n = 1.731,95 \times 5,82 = 10.079,95 \text{ kg}$$

Suma de las cargas factorizadas.- Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0,85

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 0,85 \times 10.079,95 = 8.567,98 \text{ kg}$$

Verificando solicitaciones.- se debe de cumplir que:

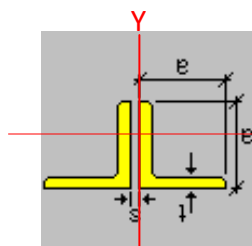
$$P_u \geq P_{u(sol)}$$

$$8.567,98 \text{ kg} > 3.126,24 \text{ kg} \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

Diseño del elemento inferior: Barra K

- Fuerza axial a tracción (P) = 1.850,48 kg
- Longitud (L)= 1,375 m

Propiedades del material: El acero a utilizar es **A-36 (2L 50X50X3)**



Altura	(h) = 5 (cm)
Ancho de ala	(b) = 5 (cm)
Separación	(s) = 0,5 (cm)
Espesor	(t) = 0,3 (cm)

$$\text{Área } (A) = 5,82 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Inercia en el eje } I_x = 14,30 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\text{Inercia en el eje } I_y = 34,46 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r_x = 1,57 \text{ cm} \quad ; \quad r_y = 2,43 \text{ cm}$$

Resistencia por Fluencia:

$$f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y \quad f_{t1} = \frac{1.850,48}{5,82} \leq 0,90 \times 2530$$

$$317,95 \text{ kg/cm}^2 < 2.277,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Satisfactorio}$$

Condiciones que debe de cumplir.- factores de resistencia según LRFD para elementos a tensión $\phi_1 = 0,90$ y $\phi_2 = 0,75$

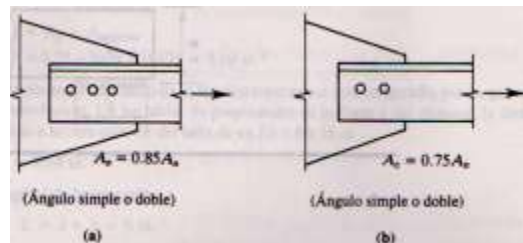
Resistencia por Ruptura.- El esfuerzo en la sección transversal del elemento traccionado aumenta por la presencia de una perforación, para que no se fracture la sección se reduce el área como indica en la figura 3.17

Figura 3.17: Factores de reducción del área neta efectiva.

$$f_{t2} = \frac{P_u}{A_{cr.}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

$$f_{t2} = \frac{1.850,48}{0,85 \times 5,82} \leq 0,75 \times 4080$$

$$374,06 \text{ kg/cm}^2 < 3.060 \text{ kg/cm}^2$$



Fuente: Diseño de Estructuras Metálicas con LRFD
“Dra. Ing. María Graciela Fratelli, pág. 125”

Relación de esbeltez.- Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia de un miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tracción. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez de los miembros en tracción. ⁺⁽⁴⁾

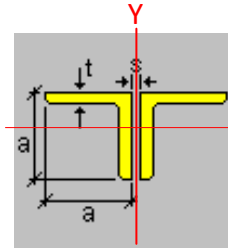
$$\frac{Kl}{r_{\min}} \leq 300 \quad \frac{1 \times 137,5}{1,57} \leq 300 \quad 87,72 < 300 \quad \text{Satisfactorio}$$

⁺⁽⁴⁾ Ref.: Diseño de estructuras de acero con LRFD (2da edición). William T. Segui. Capítulo 3.6

Diseño del elemento inclinado: Barra Q

- Fuerza axial a tracción (P) = 2.233,44 kg
- Longitud (L)= 1,93 m

Perfil escogido: 2L 50X50X3



- Altura (a) = 5 (cm)
- Ancho de ala (a) = 5 (cm)
- Separación (s) = 0,5 (cm)
- Espesor (t) = 0,3 (cm)

- Área de la sección A = 5,82 (cm²)
- Inercia en el eje Ix = 14,30 (cm⁴)
- Inercia en el eje Iy = 34,46 (cm⁴)

Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$$r_x = 1,57 \text{ cm} \quad ; \quad r_y = 2,43 \text{ cm}$$

Condiciones que debe de cumplir: factores de resistencia según LRFD para elementos a tensión $\phi_1=0,90$ y $\phi_2=0,75$

$$1) \quad f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$f_{t1} = \frac{2.233,44}{5,82} \leq 0,90 \times 2530$$

$$383,75 \text{ kg/cm}^2 < 2.277 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple

$$2) \quad f_{t2} = \frac{P_u}{A_{cr.}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

$$f_{t2} = \frac{2.233,44}{0,85 \cdot 5,82} \leq 0,75 \times 4080$$

$$451,47 \text{ kg/cm}^2 < 3.060 \text{ kg/cm}^2$$

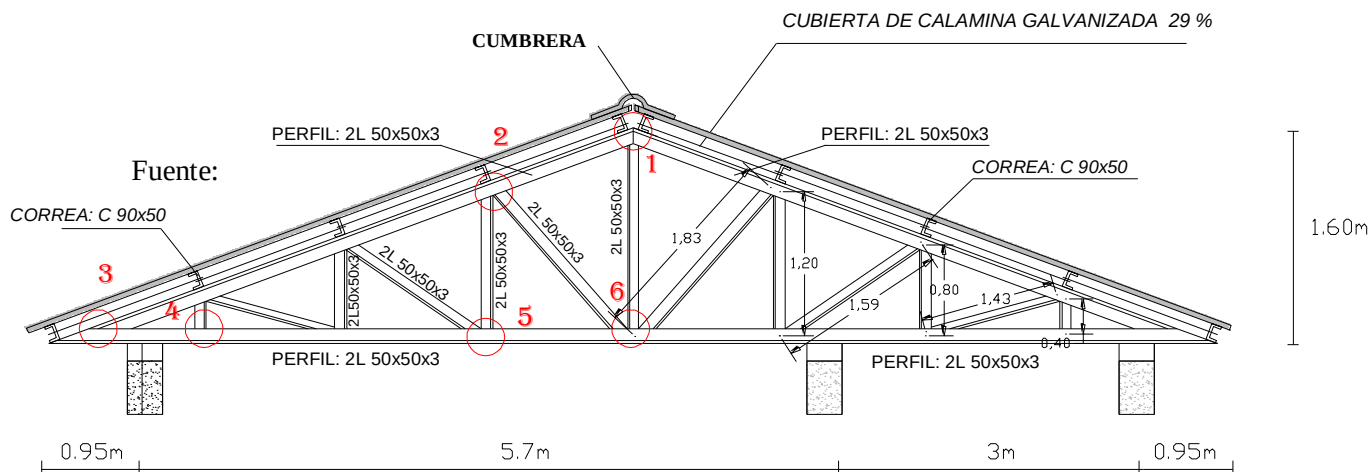
Cumple

$$3) \quad \frac{Kl}{r_{\min}} \leq 300 \quad \frac{1 \times 193}{1,57} \leq 300$$

$$123,13 < 300 \quad \text{Cumple}$$

b) Diseño de unión.- Para el diseño de la estructura de acero es tan importante optimizar los perfiles a emplear como unirlos adecuadamente para que el conjunto trabaje armoniosamente, para un mejor seguimiento se muestra la estructura con las uniones.

Figura 3.18: Cubierta metálica



Elaboración Propia

El agotamiento de la resistencia de una conexión mecánica se puede producir por:⁽⁷⁾

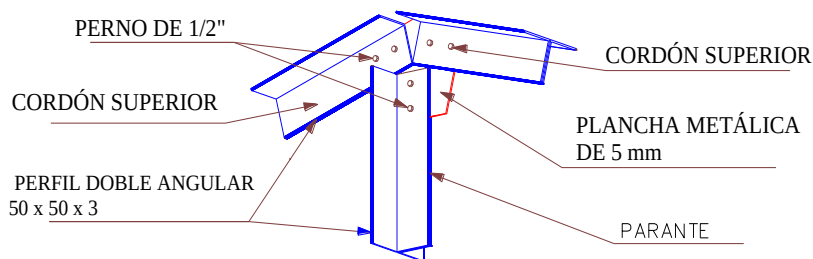
a) Falla en los conectores o pernos:

- Falla por tracción.
- Falla en corte por aplastamiento del perno.
- Falla en corte por deslizamiento critico del perno.

b) Falla en los miembros conectados o planchas:

- Falla por bloque de cortantes.
- Falla por aplastamiento.

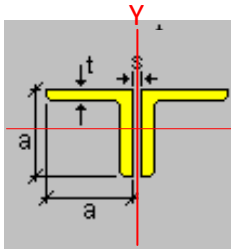
(Unión N°1)



El elemento (b-R) que se encuentra en compresión: 1.574,79 kg

⁽⁷⁾ Ref.: Diseño de Estructuras Metálicas. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 3.6.9.

- **Perfil escogido: 2L 50X50X3**



Altura (h) = 5 (cm)

Ancho de ala (b) = 5 (cm)

Espesor (tw) = 0,3 (cm)

Área de la sección (A) = 5,82 (cm²)

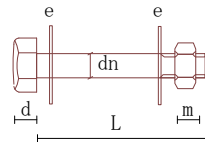
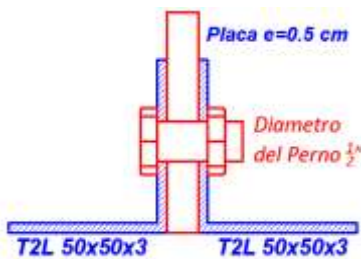
Inercia en el eje (Ix) = 14,30 (cm⁴)

Inercia en el eje (Iy) = 34,46 (cm⁴)

Se emplearán tornillos con diámetro de: 1,27cm= 1/2 in

$$A_s = \frac{\pi * D^2}{4} = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{área nominal del tornillo (Ab)}$$

Figura 3.19: Longitud y características del perno



dn = 1,27 cm (diámetro nominal)

L = 4 cm (longitud del tornillo)

m = 0,6 cm (espesor del perno)

d = 0,7 cm (espesor de cabeza del tornillo)

e = 2 mm (espesor de la arandela)

Resistencia por cortante para el perno es:

Factor de resistencia $\phi = 0,75$

$$F_v = 48 \text{ ksi} = 3.374,73 \text{ kg/cm}^2 \text{ }^{5(2)}$$

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0,75 * 3.374,73 * 1,27 = 3.206,25 \text{ kg/tornillo}$$

Se supone que la rosca esta en el plano de corte.

En una conexión crítica al deslizamiento es aquella en la que no se permite el deslizamiento. En una conexión tipo aplastamiento, el deslizamiento es aceptable y, realmente ocurre acciones de cortante y de aplastamiento.¹⁽⁷⁾

$$\phi R_{str} = 1,13 \phi \mu T_m N_b N_s$$

$\phi = 1$ Para agujeros estándar

$\mu = 0,33$ Coeficiente de deslizamiento medio

$N_b = 1$ Número de tornillos en la conexión

⁵⁽²⁾ Ref.: Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac, tabla 12.6, pág. 147

¹⁽⁷⁾ Ref.: Diseño de Estructuras Metálicas. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 3, pág. 100

Ns = 2 Número de planos en deslizamientos

Tm = 5.440 (kg/cm²) Tensión mínima en el sujetador (*fuelle: Dra. Ing. Maria Graciela Fratelli, Diseño de Estructura Metálicas, pág.100, tabla 3,4*)

$$\emptyset R_{str} = 4.057,15 \text{ kg/tornillo}$$

Gobernando el deslizamiento crítico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de esta:

$$N^{\circ} \text{ de tornillos} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}}$$

Carga total del tornillo = Tensión = 1574,79 kg

Carga por tornillo = 3.206,25 kg/tornillo

N° de tornillos = 0,49 tornillos $\approx$ 1 tornillo

Se usarán = 2 tornillos

Separación mínima entre tornillos (s).- En cualquier dirección, ya sea en la línea de la fuerza o transversal a la línea de fuerza, se debe cumplir:

$$S = 3d = 3 * 1,27 = 3,81 \approx 4 \text{ cm}$$

Distancia mínima al borde (Le):⁶⁽²⁾

$$Le = 2,5 \text{ cm}$$

Área total requerida (Ag):

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,9F_y} = 0,69 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva requerida (Ae).- Es el área neta multiplicado por el factor de reducción

$$A_e \geq \frac{P_u}{0,75F_u} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Área neta requerida (An).- Es el área total menos el área de las ranuras y agujeros.

⁶⁽²⁾ Ref.: Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac, tabla 12.4, pág. 369

$$A_n \geq \frac{A_{e\text{requerida}}}{U}$$

U= 0,85 factor de reducción de área An = 0,61 cm²

Radio de giro mínimo requerido es:

$$r_{min} = \frac{L}{300} = \frac{137,5}{300} = 0,46 \text{ cm}$$

Para una sección de: 2L 50X50X3

$$A = 5,82 \text{ cm}^2 > 0,69 \text{ cm}^2$$

$$r_{min} = 1,57 \text{ cm} > 0,46 \text{ cm}$$

Cálculo de área neta:

$$d' = d + 1/8 = 1,27 + 1/8(2,54) = 1,59 \text{ cm}$$

$$t = 0,3 \text{ cm}$$

$$A_n = A - A_{\text{agujeros}} = 5,34 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área neta efectiva:

$$A_c = UA_n = 4,54 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento de las planchas: La resistencia de diseño de un sujetador por aplastamiento es igual a la resistencia nominal por aplastamiento de la parte conectada, multiplicada por el diámetro del sujetador y por el espesor del miembro que se apoya en el sujetador y multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ . Si se cumplen los requisitos de la distancia mínima al borde y la distancia entre tornillos y si se usan dos o más tornillos en la dirección de la línea de fuerza, la resistencia por aplastamiento es:²⁽⁷⁾

Diámetro de agujero (d'')

$$d'' = d + \frac{1}{16} = 1,43 \text{ cm}$$

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada (Lc):

$$L_c = L_e - \frac{d''}{2} = 1,79 \text{ cm}$$

$L_c \leq 2d$ $1,79 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm}$ *Entonces la resistencia por aplastamiento es:*

²⁽⁷⁾ Ref.: Diseño de Estructuras Metálicas. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 3, pág. 100

$$\phi R_c = \phi(1,2L_c t F_u) = 1.967,04 \text{ kg/tornillo}$$

Para otros agujeros:

$$L_c = S - d'' = 2,57 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = \phi(2,4 d t F_u) = 2.798,06 \text{ kg/tornillo}$$

La resistencia total por aplastamiento es:

$$\phi R_n = \frac{1.967,04 * 2}{2} + \frac{2.798,06 * 2}{2} = 4.765,11 \text{ kg}$$

Verificación:

$$4.765,11 > 1.574,79 \text{ “Cumple ok”}$$

Verificación al bloque de cortantes de la plancha:

Las áreas de cortante son:

$$A_{gv} = t (S+Le) = 0,3(4+2,5) = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t*(L_s-(Le-2,5d)) = 0,3*(6,5-(2,5 * 1,27)) = 0,997 \text{ cm}^2$$

Donde:

t = Espesor del alma (0,3 cm)

Ls = Longitud que está sometida a tensión (4+2,5 = 6,5 cm)

Las áreas en tensión son:

$$A_{gt} = t*Le = 0,3*2,5 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t*(Le-d/2) = 0,3(2,5 - 1,27/2) = 0,56 \text{ cm}^2$$

En ambos casos $\phi = 0,75$, como el estado limite es la fractura, la ecuación gobernante será la que contenga el mayor termino de fractura.

Revisión de la fluencia en tensión y fractura cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_y + F_u A_{nt}) = 3.933,67 \text{ kg}$$

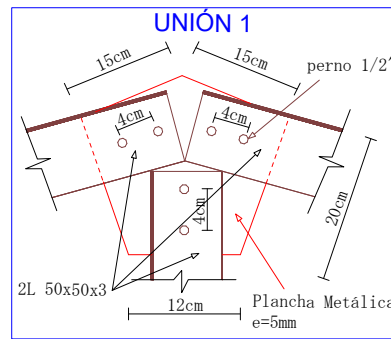
Revisión de la fractura en tensión y fluencia cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) = 3.253,62 \text{ kg}$$

Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

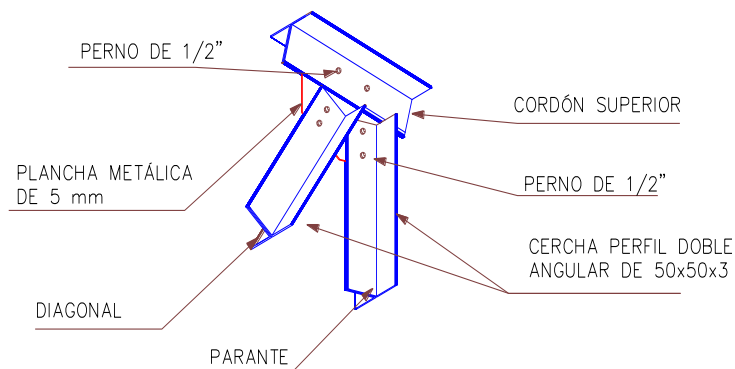
$$\phi R_n > P \quad \rightarrow \quad 3.253 \text{ kg} > 1.574,79 \text{ kg}$$

Detalle “Unión N°1”



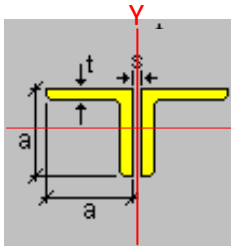
Fuente: Elaboración Propia

(Unión N°2)



El elemento (b-C) que se encuentra en compresión: 2.689,75 kg

– Perfil escogido: 2L 50X50X3



Altura (h) = 5 (cm)

Ancho de ala (b) = 5 (cm)

Espesor (tw) = 0,3 (cm)

Área de la sección (A) = 5,82 (cm²)

Inercia en el eje (Ix) = 14,30 (cm⁴)

Inercia en el eje (Iy) = 34,46 (cm⁴)

Se emplearán tornillos con diámetro de: 1,27 cm = 1/2 in

$$A_s = \frac{\pi}{4} d^2 = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{área nominal del tornillo (Ab)}$$

Resistencia por cortante para el perno es:

Factor de resistencia $\phi = 0,75$

$F_v = 48 \text{ ksi} = 3.374,73 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi R_n = \phi F_y A_b = 0,75 * 3.374,73 * 1,27 = 3.206,25 \text{ kg/tornillo}$$

Se supone que la rosca esta en el plano de corte.

No se permite el deslizamiento por lo que esta conexión es crítica al deslizamiento.

$$\phi R_{str} = 1,13 \phi \mu T_m N_b N_s$$

$\phi = 1$ Para agujeros estándar.

$\mu = 0,33$ Coeficiente de deslizamiento medio.

$N_b = 1$ Número de tornillos en la conexión.

$N_s = 2$ Número de planos en deslizamientos.

$T_m = 5.440 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ Tensión mínima en el sujetador

$$\phi R_{str} = 4.057,15 \text{ kg/tornillo}$$

Gobernando el deslizamiento crítico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de esta:

$$N^\circ \text{ de tornillos} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}}$$

Carga total del tornillo = Tensión = 2.689,75 kg

Carga por tornillo = 3.206,25 kg/tornillo

$N^\circ \text{ de tornillos} = 0,84 \text{ tornillos} \approx 1 \text{ tornillo}$

Se usarán = 2 tornillos

Separación mínima entre tornillos (s):

$$S = 3d = 3 * 1,27 = 3,81 \approx 4 \text{ cm}$$

Distancia mínima al borde (Le):

$$Le = 2,5 \text{ cm}$$

Área total requerida (Ag):

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,9F_y} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva requerida (Ae): $A_e \geq \frac{P_u}{0,75F_u} = 0,88 \text{ cm}^2$

Área neta requerida (An):

$$A_n \geq \frac{A_{e\text{requerida}}}{U}$$

U= 0,85 factor de reducción de área $A_n = 1,03 \text{ cm}^2$

Radio de giro mínimo requerido es:

$$r_{\min} = \frac{L}{300} = \frac{140}{300} = 0,47 \text{ cm}$$

Para una sección de: 2L 50X50X3

$$A = 5,82 \text{ cm}^2 > 1,18 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 1,57 \text{ cm} > 0,467 \text{ cm}$$

Cálculo de área neta:

$$d' = d + 1/8 = 1,27 + 1/8(2,54) = 1,59 \text{ cm}$$

$$t = 0,3 \text{ cm}$$

$$A_n = A - A_{\text{agujeros}} = 5,34 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área neta efectiva:

$$A_c = U A_n = 4,54 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento:

Diámetro de agujero (d'')

$$d'' = d + \frac{1}{16} = 1,43 \text{ cm}$$

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada (Lc):

$$L_c = L_e - \frac{d''}{2} = 1,79 \text{ cm}$$

$L_c \leq 2d$ $1,79 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm}$ *Entonces la resistencia por aplastamiento es:*

$$\phi R_c = \phi(1,2 L_c t F_u) = 1.965,98 \text{ kg/tornillo}$$

Para otros agujeros: $L_c = S - d'' = 2,57 \text{ cm}$

$$\phi R_n = \phi(2,4 d t F_u) = 2.796,55 \text{ kg/tornillo}$$

La resistencia total por aplastamiento es:

$$\phi R_n = \frac{1.965,98 * 2}{2} + \frac{2.796,55 * 2}{2} = 4.762,54 \text{ kg}$$

Verificación: $4.762,54 > 2.689,75$ “Cumple ok”

Verificación al bloque de cortantes:

Las áreas de cortante son:

$$A_{gv} = t (S + L_e) = 0,3(4 + 2,5) = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t*(L_s - (L_e - 2,5d)) = 0,3*(6,5 - (2,5 * 1,27)) = 0,997 \text{ cm}^2$$

Donde:

t = Espesor del alma (0,3 cm)

L_s = Longitud que está sometida a tensión (4+2,5 = 6,5 cm)

Las áreas en tensión son:

$$A_{gt} = t * L_e = 0,3 * 2,5 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t*(L_e - d/2) = 0,3(2,5 - 1,27/2) = 0,56 \text{ cm}^2$$

Revisión de la fluencia en tensión y fractura cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_y + F_u A_{nt}) = 3.933,67 \text{ kg}$$

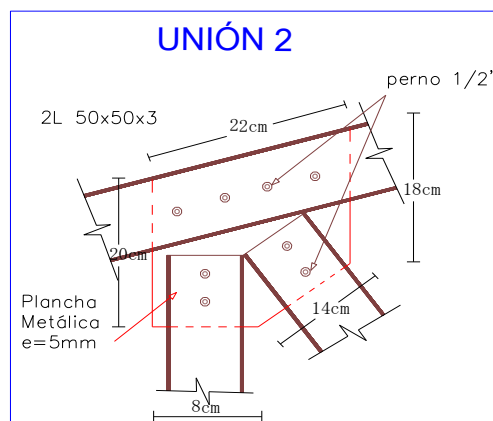
Revisión de la fractura en tensión y fluencia cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) = 3.253,62 \text{ kg}$$

Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

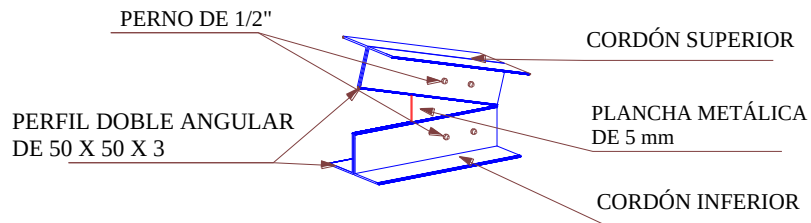
$$\phi R_n > P \quad \rightarrow \quad 3.253 \text{ kg} > 2.689,75 \text{ kg}$$

Detalle “Unión N°2”



Fuente: Elaboración Propia

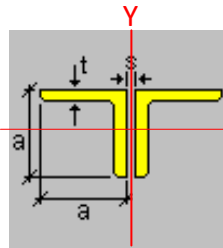
(Unión N° 3).- los datos necesarios son:



Longitud de la barra (L) = 145 cm

Elemento sometido a compresión (b-A) = 785,10 kg

- **Perfil escogido: 2L 50X50X3**



Altura (a) = 5 (cm)

Ancho de ala (a) = 5 (cm)

Separación (s) = 0,5 (cm)

Espesor (t) = 0,3 (cm)

- Área de la sección A = 5,82 (cm²)

- Inercia en el eje Ix = 14,30 (cm⁴)

- Inercia en el eje Iy = 34,46 (cm⁴)

Se emplearán tornillos con diámetro de: 1,27 cm = 1/2 in

$$A_s = \frac{\pi}{4} d^2 = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{área nominal del tornillo (Ab)}$$

Resistencia por cortante para el perno es:

$$\text{Factor de resistencia } \phi = 0,75$$

$$F_v = 48 \text{ ksi} = 3.374,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0,75 * 3.374,73 * 1,27 = 3.206,25 \text{ kg/tornillo}$$

Se supone que la rosca esta en el plano de corte.

No se permite el deslizamiento por lo que esta conexión es crítica al deslizamiento.

$$\phi R_{str} = 1,13 \phi \mu T_m N_b N_s$$

$\phi = 1$

Para agujeros estándar

$\mu = 0,33$ Coeficiente de deslizamiento medio

$N_b = 1$ Número de tornillos en la conexión

$N_s = 2$ Número de planos en deslizamientos

$T_m = 5.440 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ Tensión mínima en el sujetador (fuente: Dra. Ing. María Graciela Fratelli, Diseño de Estructura Metálicas, pág.100, tabla 3.4)

$$\phi R_{str} = 4.057,15 \text{ kg/tornillo}$$

Gobernando el deslizamiento critico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de esta:

$$N^{\circ} \text{ de tornillos} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}}$$

Carga total del tornillo = $P_u = 785,10 \text{ kg}$

Carga por tornillo = $3.206,25 \text{ kg/tornillo}$

$N^{\circ} \text{ de tornillos} = 0,24 \text{ tornillos} \approx 1 \text{ tornillo}$

Se usarán = 2 tornillos

Separación mínima entre tornillos (s):

$$S = 3d = 3 * 1,27 = 3,81 \approx 4 \text{ cm}$$

Distancia mínima al borde (Le):

$$L_e = 2,5 \text{ cm}$$

Área total requerida (A_g):

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,9F_y} = \left(\frac{785,10}{0,9 * 2530} \right) = 0,34 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva requerida (A_e):

$$A_e \geq \frac{P_u}{0,75F_u} = \left(\frac{785,10}{0,75 * 4080} \right) = 0,26 \text{ cm}^2$$

Área neta requerida (A_n):

$$A_n \geq \frac{A_e \text{ requerida}}{U} = \frac{0,26}{0,85} = 0,3 \text{ cm}^2$$

U= 0,85 factor de reducción de área $A_n = 0,30 \text{ cm}^2$

Radio de giro mínimo requerido es:

$$r_{min} = \frac{L}{300} = \frac{145}{300} = 0,48 \text{ cm}$$

Para una sección de: 2L 50X50X3

$$A = 5,82 \text{ cm}^2 > A_g = 0,345 \text{ cm}^2$$

$$r_{min} = 1,57 \text{ cm} > 0,48 \text{ cm}$$

Cálculo de área neta:

$$d' = d + (1/8 \text{ in}) = 1,27 + 1/8 * (2,54) = 1,59 \text{ cm}$$

d = diámetro del perno = 1,27 cm t = 0,3 cm d' = diámetro de cálculo

$$A_n = A - A_{\text{agujeros}} = (5,82 - 1,59 * 0,3) = 5,34 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área neta efectiva:

$$A_c = U A_n = 0,85 * 5,34 = 4,54 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento

Diámetro de agujero (d'') $d'' = d + \frac{1}{16} = (1,27 + 1/16 * (2,54)) = 1,43 \text{ cm}$

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada (Lc):

$$L_c = L_e - \frac{d''}{2} = \left(2,5 - \frac{1,43}{2} \right) = 1,79 \text{ cm}$$

$$L_c \leq 2d \quad 1,79 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm} \quad \text{Entonces la resistencia por aplastamiento es:}$$

$$\phi R_c = \phi (1,2 L_c t F_u) = 0,75 (1,2 * 1,79 * 0,3 * 4080) = 1.967,04 \text{ kg/tornillo}$$

Para otros agujeros:

$$L_c = S - d'' = 4 - 1,43 = 2,57 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = \phi (2,4 d t F_u) = 0,75 (2,4 * 1,27 * 0,3 * 4080) = 2.798,06 \text{ kg/tornillo}$$

La resistencia total por aplastamiento es:

$$\phi R_n = \frac{1.967,04 * 2 + 2.798,06 * 2}{2} = 4.765,11$$

Verificación: $4.765,11 > 785,10$ “Cumple ok”

Verificación al bloque de cortantes

Las áreas de cortante son:

$$A_{gv} = t (S + L_e) = 0,3(4 + 2,5) = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t * (L_s - (L_e - 2,5d)) = 0,3 * (6,5 - (2,5 * 1,27)) = 0,997 \text{ cm}^2$$

Donde:

t = Espesor del alma (0,3 cm)

L_s = longitud que está sometida a tensión (4 + 2,5 = 6,5 cm)

Las áreas en tensión son:

$$A_{gt} = t * L_e = 0,3 * 2,5 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t * (L_e - d/2) = 0,3(2,5 - 1,27/2) = 0,56 \text{ cm}^2$$

Revisión de la fluencia en tensión y fractura cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) = 0,75(0,6 * 2530 * 1,95 + 4080 * 0,56) = 3.933,67 \text{ kg}$$

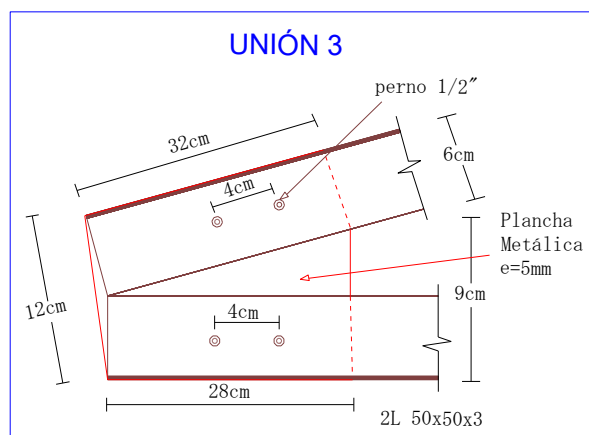
Revisión de la fractura en tensión y fluencia cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) = 0,75(0,6 * 4080 * 0,997 + 2530 * 0,75) = 3.253,62 \text{ kg}$$

Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

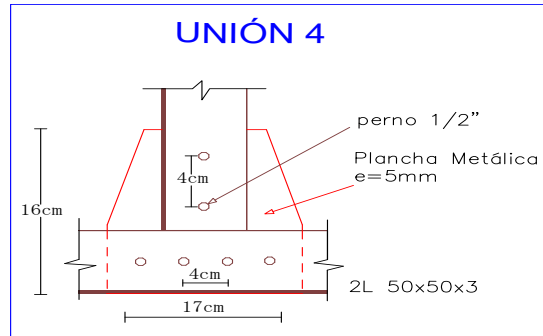
$$\phi R_n > P \quad \rightarrow \quad 3.253,62 \text{ kg} > 785,10 \text{ kg}$$

Detalle “Unión N°3”



Fuente: Elaboración Propia

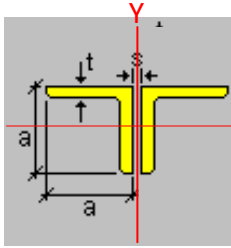
Detalle “Unión N°4”



Fuente: Elaboración Propia

El elemento (b-E) esfuerzo axial: 1.560,01 kg.

- Perfil escogido: 2L 50X50X3



Altura (h) = 5 (cm)

Ancho de ala (b) = 5 (cm)

Espesor (tw) = 0,3 (cm)

Área de la sección (A) = 5,82 (cm²)

Inercia en el eje (Ix) = 14,30 (cm⁴)

Inercia en el eje (Iy) = 34,46 (cm⁴)

Se emplearán tornillos con diámetro de: 1,27 cm = 1/2 in

$$A_s = \frac{\pi}{4} d^2 = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{área nominal del tornillo (Ab)}$$

Resistencia por cortante para el perno es:

Factor de resistencia $\phi = 0,75$

$F_v = 48 \text{ ksi} = 3.374,73 \text{ kg/cm}^2$. (Fuente: Jack C. McCormac, Diseño de Estructuras de Acero, pág. 372 la tabla 12,6)

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0,75 * 3.374,73 * 1,27 = 3.206,25 \text{ kg/tornillo}$$

Se supone que la rosca esta en el plano de corte.

No se permite el deslizamiento por lo que esta conexión es crítica al deslizamiento.

$$\phi R_{str} = 1,13 \phi \mu T_m N_b N_s$$

$\phi = 1$ Para agujeros estándar

$\mu = 0,33$ Coeficiente de deslizamiento medio

Nb = 1 Número de tornillos en la conexión

Ns = 2 Número de planos en deslizamientos

Tm = 5.440 (kg/cm²) Tensión mínima en el sujetador (fuente: Dra. Ing. María Graciela Fratelli, Diseño de Estructura Metálicas, pág.100, tabla 3.4)

$$\phi R_{str} = 4.057,15 \text{ kg/tornillo}$$

Gobernando el deslizamiento crítico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de esta:

$$N^{\circ} \text{ de tornillos} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}}$$

Carga total del tornillo = Tensión = 1.560,01 kg

Carga por tornillo = 3.206,25 kg/tornillo

N° de tornillos = 0,49 tornillos $\approx$ 1 tornillo

Se usarán = 2 tornillos

Separación mínima entre tornillos (s):

$$S = 3d = 3 * 1,27 = 3,81 \approx 4 \text{ cm}$$

Distancia mínima al borde (Le):

$$Le = 2,5 \text{ cm}$$

Área total requerida (Ag):

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,9F_y} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva requerida (Ae):

$$A_e \geq \frac{P_u}{0,75F_u} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Área neta requerida (An):

$$A_n \geq \frac{A_e \text{ requerida}}{U}$$

U = 0,85 factor de reducción de área An = 0,60 cm²

Radio de giro mínimo requerido es:

$$r_{min} = \frac{L}{300} = \frac{40}{300} = 0,13 \text{ cm}$$

Para una sección de: 2L 50X50X3

$$A = 5,82 \text{ cm}^2 > 0,68 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 1,57 \text{ cm} > 0,13 \text{ cm}$$

Cálculo de área neta:

$$d' = d + 1/8 = 1,27 + 1/8(2,54) = 1,59 \text{ cm}$$

$$t = 0,3 \text{ cm}$$

$$A_n = A - A_{\text{agujeros}} = 5,34 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área neta efectiva:

$$A_c = U A_n = 4,54 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento

Diámetro de agujero (d'')

$$d'' = d + \frac{1}{16} = 1,43 \text{ cm}$$

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada (L_c):

$$L_c = L_e - \frac{d''}{2} = 1,79 \text{ cm}$$

$$L_c \leq 2d \quad 1,79 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm} \quad \text{Entonces la resistencia por aplastamiento es:}$$

$$\phi R_c = \phi(1,2 L_c t F_u) = 1.965,98 \text{ kg/tornillo}$$

Para otros agujeros:

$$L_c = S - d'' = 2,57 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = \phi(2,4 d t F_u) = 2.796,55 \text{ kg/tornillo}$$

La resistencia total por aplastamiento es:

$$\phi R_n = \frac{1.965,98 * 2}{2} + \frac{2.796,55 * 2}{2} = 4.762,53 \text{ kg}$$

Verificación:

$$4.762,53 > 1.560,01 \quad \text{“Cumple ok”}$$

Verificación al bloque de cortantes

Las áreas de cortante son:

$$A_{gv} = t (S + L_e) = 0,3(4 + 2,5) = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t(L_s - (L_e - 2,5d)) = 0,3*(6,5 - (2,5 * 1,27)) = 0,997 \text{ cm}^2$$

Donde:

t = Espesor del alma (0,3 cm)

L_s = Longitud que está sometida a tensión ($4 + 2,5 = 6,5$ cm)

Las áreas en tensión son:

$$A_{gt} = t * L_s = 0,3 * 2,5 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t * (L_s - d/2) = 0,3(2,5 - 1,27/2) = 0,56 \text{ cm}^2$$

Revisión de la fluencia en tensión y fractura cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_y + F_u A_{nt}) = 3.933,67 \text{ kg}$$

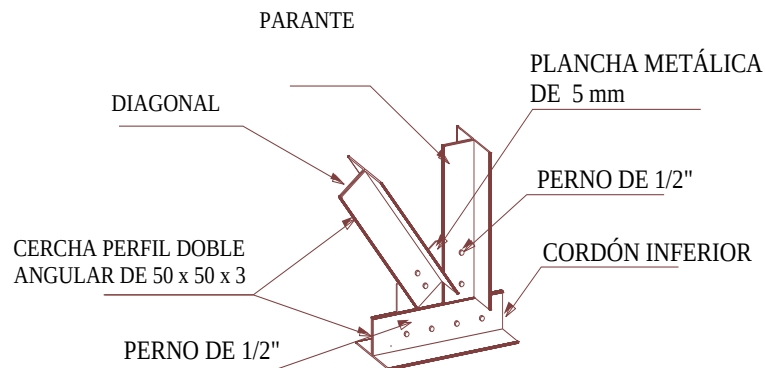
Revisión de la fractura en tensión y fluencia cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) = 3.253,62 \text{ kg}$$

Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

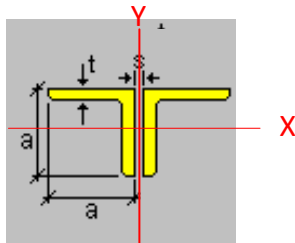
$$\phi R_n > P \rightarrow 3.253 \text{ kg} > 1.560,01 \text{ kg}$$

(Unión N°5)



El elemento (b-S) que se encuentra en compresión: 3.126,24 kg

- Perfil escogido: 2L 50X50X3



Altura (h) = 5 (cm)

Ancho de ala (b) = 5 (cm)

Espesor (t_w) = 0,3 (cm)

Área de la sección (A) = 5,82 (cm²)

Inercia en el eje (I_x) = 14,30 (cm⁴)

Inercia en el eje (I_y) = 34,46 (cm⁴)

Se emplearán tornillos con diámetro de: 1,27 cm = 1/2 in

$$A_s = \frac{\pi}{4} d^2 = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{área nominal del tornillo (Ab)}$$

Resistencia por cortante para el perno es:

Factor de resistencia $\phi = 0,75$

$F_v = 48 \text{ ksi} = 3.374,73 \text{ kg/cm}^2$. (Fuente: Jack C. McCormac, Diseño de Estructuras de Acero, pág. 372 la tabla 12,6)

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0,75 * 3.374,73 * 1,27 = 3.206,25 \text{ kg/tornillo}$$

Se supone que la rosca esta en el plano de corte.

No se permite el deslizamiento por lo que esta conexión es crítica al deslizamiento.

$$\phi R_{str} = 1,13 \phi \mu T_m N_b N_s$$

$\phi = 1$ Para agujeros estándar

$\mu = 0,33$ Coeficiente de deslizamiento medio

$N_b = 1$ Número de tornillos en la conexión

$N_s = 2$ Número de planos en deslizamientos

$T_m = 5.440 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ Tensión mínima en el sujetador (fuente: Dra. Ing. María Graciela Fratelli, Diseño de Estructura Metálicas, pág.100, tabla 3.4)

$$\phi R_{str} = 4.057,15 \text{ kg/tornillo}$$

Gobernando el deslizamiento crítico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de esta:

$$N^\circ \text{ de tornillos} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}}$$

Carga total del tornillo = Tensión = 3.126,24 kg

Carga por tornillo = 3.206,25 kg/tornillo

$N^\circ \text{ de tornillos} = 0,97 \text{ tornillos} \approx 1 \text{ tornillo}$

Se usarán = 2 tornillos

Separación mínima entre tornillos (s):

$$S = 3d = 3 * 1,27 = 3,81 \approx 4 \text{ cm}$$

Distancia mínima al borde (Le):

Le = 2,5 cm (fuente: Jack C. McCormac, Diseño de Estructuras de Acero Tabla 12,4
Bordes cortados mecánicamente)

Área total requerida (Ag):

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,9F_y} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva requerida (Ae):

$$A_e \geq \frac{P_u}{0,75F_u} = 1,02 \text{ cm}^2$$

Área neta requerida (An):

$$A_n \geq \frac{A_e \text{ requerida}}{U}$$

U = 0,85 factor de reducción de área An = 1,20 cm²

Radio de giro mínimo requerido es:

$$r_{min} = \frac{L}{300} = \frac{120}{300} = 0,40 \text{ cm}$$

Para una sección de: 2L 50X50X3

$$A = 5,82 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2$$

$$r_{min} = 1,57 \text{ cm} > 0,40 \text{ cm}$$

Cálculo de área neta:

$$d' = d + 1/8 = 1,27 + 1/8(2,54) = 1,59 \text{ cm}$$

$$t = 0,3 \text{ cm}$$

$$A_n = A - A_{\text{agujeros}} = 5,34 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área neta efectiva:

$$A_c = UA_n = 4,54 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento:

Diámetro de agujero (d")

$$d'' = d + \frac{1}{16} = 1,43 \text{ cm}$$

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada (Lc):

$$L_c = L_e - \frac{d''}{2} = 1,79 \text{ cm}$$

$L_c \leq 2d$ $1,79 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm}$ Entonces la resistencia por aplastamiento es:

$$\phi R_c = \phi(1,2 L_c t F_u) = 1.965,98 \text{ kg/tornillo}$$

Para otros agujeros:

$$L_c = S - d'' = 2,57 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = \phi(2,4 d t F_u) = 2.796,55 \text{ kg/tornillo}$$

La resistencia total por aplastamiento es:

$$\phi R_n = \frac{1.965,98 * 2}{2} + \frac{2.796,55 * 2}{2} = 4.762,54 \text{ kg}$$

Verificación:

$$4.762,54 > 3.126,24 \text{ "Cumple ok"}$$

Verificación al bloque de cortantes

Las áreas de cortante son:

$$A_{gv} = t (S + L_e) = 0,3(4 + 2,5) = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t*(L_s - (L_e - 2,5d)) = 0,3*(6,5 - (2,5 * 1,27)) = 0,997 \text{ cm}^2$$

Donde:

t = Espesor del alma (0,3 cm)

Ls = Longitud que está sometida a tensión (4+2,5 = 6,5 cm)

Las áreas en tensión son:

$$A_{gt} = t * L_e = 0,3 * 2,5 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t*(L_e - d/2) = 0,3(2,5 - 1,27/2) = 0,56 \text{ cm}^2$$

Revisión de la fluencia en tensión y fractura cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_y + F_u A_{nt}) = 3.933,67 \text{ kg}$$

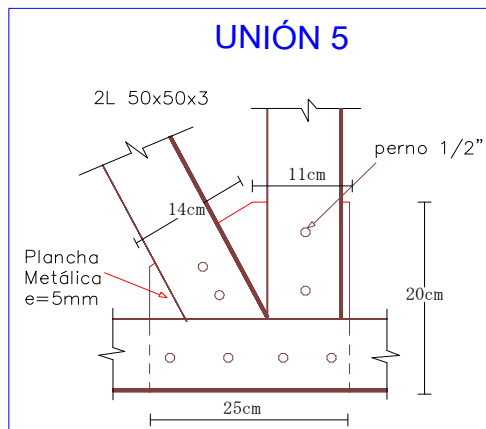
Revisión de la fractura en tensión y fluencia cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) = 3.253,62 \text{ kg}$$

Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

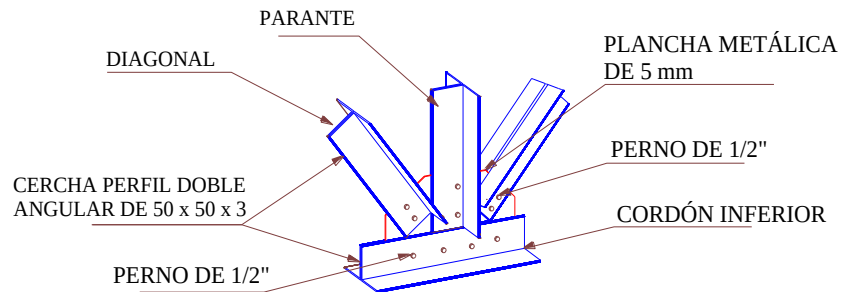
$$\phi R_n > P \quad \rightarrow \quad 3.253 \text{ kg} > 3.126,24 \text{ kg}$$

Detalle “Unión N°5”



Fuente: Elaboración Propia

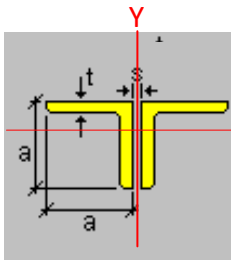
(Unión N°6)



Fuente: Elaboración Propia

El elemento (b-Q) esfuerzo axial: 2.233,44 kg.

- Perfil escogido: 2L 50X50X3



Altura (h) = 5 (cm)

Ancho de ala (b) = 5 (cm)

Espesor (tw) = 0,3 (cm)

Área de la sección (A) = 5,82 (cm²)

Inercia en el eje (Ix) = 14,30 (cm⁴)

Inercia en el eje (Iy) = 34,46 (cm⁴)

Se emplearán tornillos con diámetro de: 1,27 cm = 1/2 in

$$A_s = \frac{\pi}{4} d^2 = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{área nominal del tornillo (Ab)}$$

Resistencia por cortante para el perno es:

Factor de resistencia $\phi = 0,75$

$F_v = 48 \text{ ksi} = 3.374,73 \text{ kg/cm}^2$. (Fuente: Jack C. McCormac, Diseño de Estructuras de Acero, pág. 372 la tabla 12,6)

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0,75 * 3.374,73 * 1,27 = 3.206,25 \text{ kg/tornillo}$$

Se supone que la rosca esta en el plano de corte.

No se permite el deslizamiento por lo que esta conexión es crítica al deslizamiento.

$$\phi R_{str} = 1,13 \phi \mu T_m N_b N_s$$

$\phi = 1$ Para agujeros estándar

$\mu = 0,33$ Coeficiente de deslizamiento medio

$N_b = 1$ Número de tornillos en la conexión

$N_s = 2$ Número de planos en deslizamientos

$T_m = 5.440 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ Tensión mínima en el sujetador (fuente: Dra. Ing. María Graciela Fratelli, Diseño de Estructura Metálicas, pág.100, tabla 3.4)

$$\phi R_{str} = 4.057,15 \text{ kg/tornillo}$$

Gobernando el deslizamiento crítico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de esta:

$$N^\circ \text{ de tornillos} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}}$$

Carga total del tornillo = 2.233,44 kg

Carga por tornillo = 3.206,25 kg/tornillo

$N^\circ \text{ de tornillos} = 0,70 \text{ tornillos} \approx 1 \text{ tornillo}$

Se usarán = 2 tornillos

Separación mínima entre tornillos (s):

$$S = 3d = 3 * 1,27 = 3,81 \approx 4 \text{ cm}$$

Distancia mínima al borde (Le):

$Le = 2,5 \text{ cm}$ (fuente: Jack C. McCormac, Diseño de Estructuras de Acero Tabla 12,4 Bordes cortados mecánicamente)

Área total requerida (Ag):

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,9F_y} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva requerida (Ae):

$$A_e \geq \frac{P_u}{0,75F_u} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Área neta requerida (An):

$$A_n \geq \frac{A_{e\text{requerida}}}{U}$$

$$U = 0,85 \text{ factor de reducción de área} \quad A_n = 0,86 \text{ cm}^2$$

Radio de giro mínimo requerido es:

$$r_{min} = \frac{L}{300} = \frac{183}{300} = 0,61 \text{ cm}$$

Para una sección de: 2L 50X50X3

$$A = 5,82 \text{ cm}^2 > 0,98 \text{ cm}^2$$

$$r_{min} = 1,57 \text{ cm} > 0,61 \text{ cm}$$

Cálculo de área neta:

$$d' = d + 1/8 = 1,27 + 1/8(2,54) = 1,59 \text{ cm}$$

$$t = 0,3 \text{ cm}$$

$$A_n = A - A_{\text{agujeros}} = 5,34 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área neta efectiva:

$$A_c = U A_n = 4,54 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento:

$$\text{Diámetro de agujero (d'')} \quad d'' = d + \frac{1}{16} = 1,43 \text{ cm}$$

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada (Lc):

$$L_c = L_e - \frac{d''}{2} = 1,79 \text{ cm}$$

$$L_c \leq 2d \quad 1,79 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm} \quad \text{Entonces la resistencia por aplastamiento es:}$$

$$\phi R_c = \phi(1,2 L_c t F_u) = 1.967,04 \text{ kg/tornillo}$$

$$\text{Para otros agujeros:} \quad L_c = S - d'' = 2,57 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = \phi(2,4 d t F_u) = 2.798,06 \text{ kg/tornillo}$$

La resistencia total por aplastamiento es:

$$\phi R_n = \frac{1.965,98 * 2}{2} + \frac{2.796,55 * 2}{2} = 4.762,54 \text{ kg}$$

Verificación: $4.762,54 > 2.233,44$ “Cumple ok”

Verificación al bloque de cortantes

Las áreas de cortante son:

$$A_{gv} = t (S + L_e) = 0,3(4 + 2,5) = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t * (L_s - (L_e - 2,5d)) = 0,3 * (6,5 - (2,5 * 1,27)) = 0,997 \text{ cm}^2$$

Donde:

t = Espesor del alma (0,3 cm)

Ls = Longitud que está sometida a tensión (4 + 2,5 = 6,5 cm)

Las áreas en tensión son:

$$A_{gt} = t * L_e = 0,3 * 2,5 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t * (L_e - d/2) = 0,3(2,5 - 1,27/2) = 0,56 \text{ cm}^2$$

Revisión de la fluencia en tensión y fractura cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_y + F_u A_{nt}) = 3.933,67 \text{ kg}$$

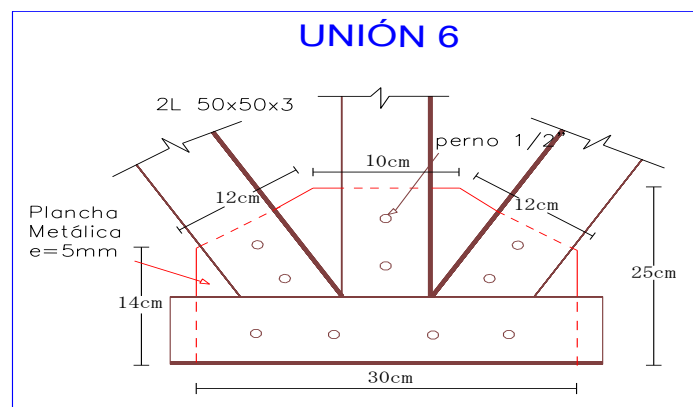
Revisión de la fractura en tensión y fluencia cortante:

$$\phi R_n = \phi(0,6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) = 3.253,62 \text{ kg}$$

Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

$$\phi R_n > P \quad \rightarrow \quad 3.253 \text{ kg} > 2.233,44 \text{ kg}$$

Detalle “Unión N°6”



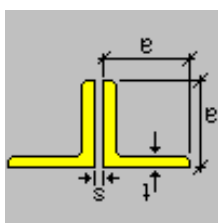
Fuente: Elaboración Propia

c) Diseño de la Placa de Anclaje “móvil” (apoyo B).-⁶⁽²⁾ El diseño de la placa de anclaje será la misma para toda la estructura metálica, adoptándose las reacciones más desfavorables obtenidas del análisis de fuerzas de todas las estructuras metálicas.

La reacción más desfavorable se encuentra en la cercha de tipo I.

Propiedades de la sección en estudio.

Sección: 2L 50X50X3



Altura (h) = 5 (cm) = 1,968 in

Ancho de ala (b) = 5 (cm) = 1,968 in

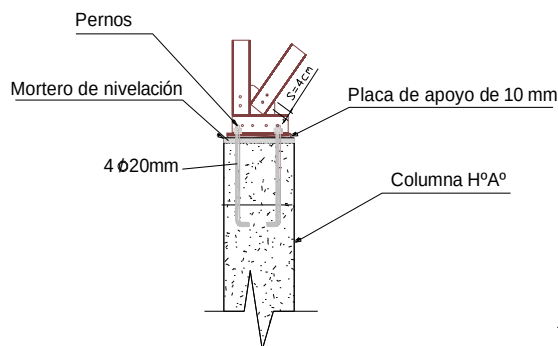
Espesor (tw) = 0,3 (cm) = 0,118 in

Longitud de la viga = 137,5 (cm)

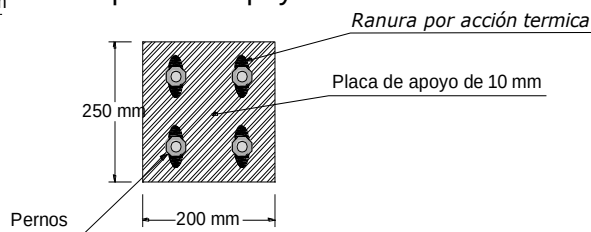
Reacción vertical (Rv) = 4.377 (kg)

Ancho de la sección en apoyo.

a= 25 cm



Vista en planta de la placa de apoyo



Cálculo de la longitud del apoyo (N):

$$R_n = (2,5k + N)F_y t_w \quad \text{Para prevenir la fluencia en el alma}$$

Donde:

k: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa = 0,6 cm = 0,24 in

N: Longitud mínima del apoyo en el soporte.

Fy: Esfuerzo de fluencia = 25 ksi

Rn= Rv : Resistencia nominal por fluencia = 9,652 kps

⁶⁽²⁾ Ref.: Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac, capítulo 10,4 y 10,8

$$N = \frac{P_{uv}}{F_y * t_w} - 2,5 * k = 1,68 \text{ in}$$

Verificación al aplastamiento del elemento.- El aplastamiento del alma es el pandeo del alma causado por la compresión transmitida a través del patín.

Para una cara en o cerca del soporte (distancia no mayor que la mitad del peralte de la viga desde el extremo), la resistencia nominal es:

$$\text{Se asume}^{7(2)} \quad N/d > 2$$

$$\phi 68 t_w^2 \left[1 + \left(4 \frac{N}{d} - 2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \geq R_n$$

El factor de resistencia para este estado límite es $\phi = 0,75$

Despajando el valor de N se tiene que:

$$N = 0,719 \text{ in}$$

De los dos valores obtenidos anteriormente se selecciona el mayor y se comprueba la siguiente relación.

$$N/d > 2 \quad 0,85 > 0,2 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

Cálculo de la dimensión B de la placa:

Se escoge el máximo $N = 1,68 \text{ in}$

$$\phi(0,85) f_c A_1 \geq R_n$$

$$A_1 = 5,41 \text{ in}^2$$

El valor mínimo de la dimensión B es:

$$B = \frac{A_1}{N}$$

$$B = 3,22 \text{ in}$$

Por razones constructivas y teniendo una suposición conservadora se tomará las siguientes dimensiones de la placa de anclaje:

$$B = 8 \text{ in} ; \quad N = 10 \text{ in}$$

⁷⁽²⁾ Ref.: *Diseño de Estructuras de Acero: Jack C. McCormac, pág. 324*

Cálculo del Espesor de la Placa:

$$n = \frac{B - 2k}{2} = 3,76 \text{ in}$$

$$t = \sqrt{\frac{2,222R_u n^2}{BNF_y}} = 0,29 \text{ in}$$

Constructivamente se usarán 2 placas, una empotrada en el hormigón armado y la otra se fijara en el perfil metálico de la cercha, para que de este modo la transmisión de esfuerzos sea lo más optimo posible. Por lo tanto se tomará un espesor de la placa de 1 cm cada una.

Se usará una placa de:

	N	B	t
PL (in)	10	8	0,29
PL (cm)	25	20	1

Diseño del perno de anclaje

1.- Determinar el área del perno de anclaje con la siguiente fórmula:

$$A_g = \frac{T_u}{0,75 * \phi_t * F_u}$$

$$A_g = 9,65 / (0,75 * 0,75 * 58) = 0,30 \text{ in}^2$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} d^2$$

$$d = 0,61 \text{ in}$$

Escogemos $d = \frac{3}{4} \text{ in}$ con su área ($A_g = 0,442 \text{ in}^2$).

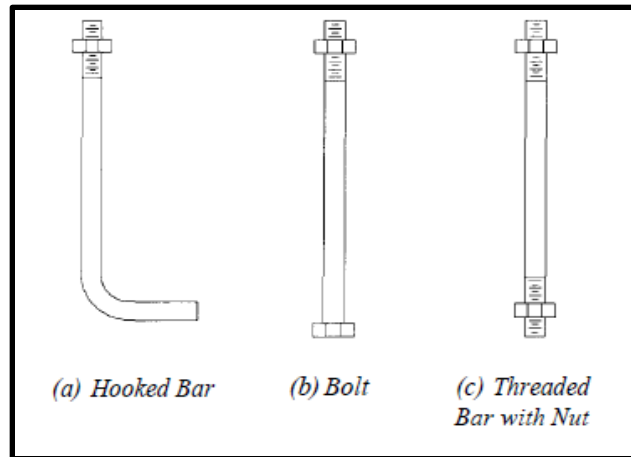
Donde:

Tu: 4.377 kg = 9,65 Kps Es la fuerza aplicada al perno, fuerza axial sobre la placa.

ϕ_t : 0,75 Factor de resistencia tomado para acero A36

f_c : 2 ksi Resistencia característica del hormigón.

Fu: 58 ksi Esfuerzo último de ruptura utilizado para aceros A36



Las precauciones propuestas por los autores Res Shipp y Haninger sugieren basados en la normativa una tabla, según el tipo de acero utilizado las mínimas distancias a las que se deben embeber o anclar los pernos según la siguiente tabla:

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	$12 d$	$5 d > 4 \text{ in.}$
A325, A449	$17 d$	$7 d > 4 \text{ in.}$

Donde (d) es el diámetro nominal del perno estas son distancias conservadoras según normativa.

2.- Determinar el área de la superficie requerida:

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4\phi t * \sqrt{f_c}}$$

$$A_{psf} = 71,94 \text{ in}^2$$

3.- Determinar la longitud del perno de anclaje:

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3,14}}$$

$$L = 4,79 \text{ in}$$

d= el diámetro nominal del perno de anclaje: $\frac{3}{4} \text{ in} = 0,75 \text{ in}$

A36 $12d = 9 \text{ in}$; $5d = 3,75 \text{ in}$

Finalmente se tiene que la longitud de anclaje es: $L = 4,79 \text{ in} = 12,16 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$

Resumen general de los resultados obtenidos para la placa y el perno de anclaje.- El diseño de las uniones, de la placa base y del perno de anclaje de la estructura es la siguiente:

Dimensiones de la placa base: $N \times B \times e$

Apoyo "A,C" PL 20 x 30 x 1 cm

Apoyo "B" PL 25 x 20 x 1 cm

Longitud y diámetro del perno de anclaje:

$$L = 4,79 \text{ in} = 14 \text{ cm}$$

$$d = \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

Las dimensiones de la placa base, en el apoyo móvil, no serán las mismas que para el apoyo fijo, con la variación de que el agujero de la placa de apoyo móvil, deberá ser ovalado con un largo de 2,5 veces el diámetro del perno ($h = 2,5d$) y el ancho será el del diámetro del perno.

Dimensionamiento de la unión soldada

Entre el perfil doble angular (2L) y la placa de anclaje (25x20x1)

El metal base tiene características de Acero A36, se utilizarán con electrodos E70xx.

Datos:

e placa (cm) =	1	Espesor de la placa
Pu (kg) =	4.377	Fuerza Axial
w (cm) =	0,5	Tamaño mínimo de filete (Ver Anexo A-1)
E70(kg/cm ²) =	4.820	Resistencia del electrodo (Ver Anexo A-1)
ϕ =	0,75	Factor de resistencia (Ver Anexo A-1)
Fy (kg/cm ²) =	2530	Tensión del límite elástico del acero A36
t (cm) =	0,3	Espesor mínimo entre elementos a unir

La resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70 es:

$$F_w = 0,6 F_{E70} = (0,6 \cdot 4.820) = 2.892,00 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo (F_{E70}) la resistencia a tracción del metal de aporte.

La capacidad por centímetro es:

$$0,707 w \cdot \phi F_w = 766,74 \text{ Kg/cm}$$

La capacidad del metal base es:

$$0,9F_y \cdot t = 683,38 \text{ Kg/cm}$$

Gobierna la resistencia de soldadura entonces $R_d = 683,38 \text{ kg/cm}$

La longitud de filete requerida es:

$$L = \frac{P_u}{R_d} \quad L = 6,40 \text{ cm}$$

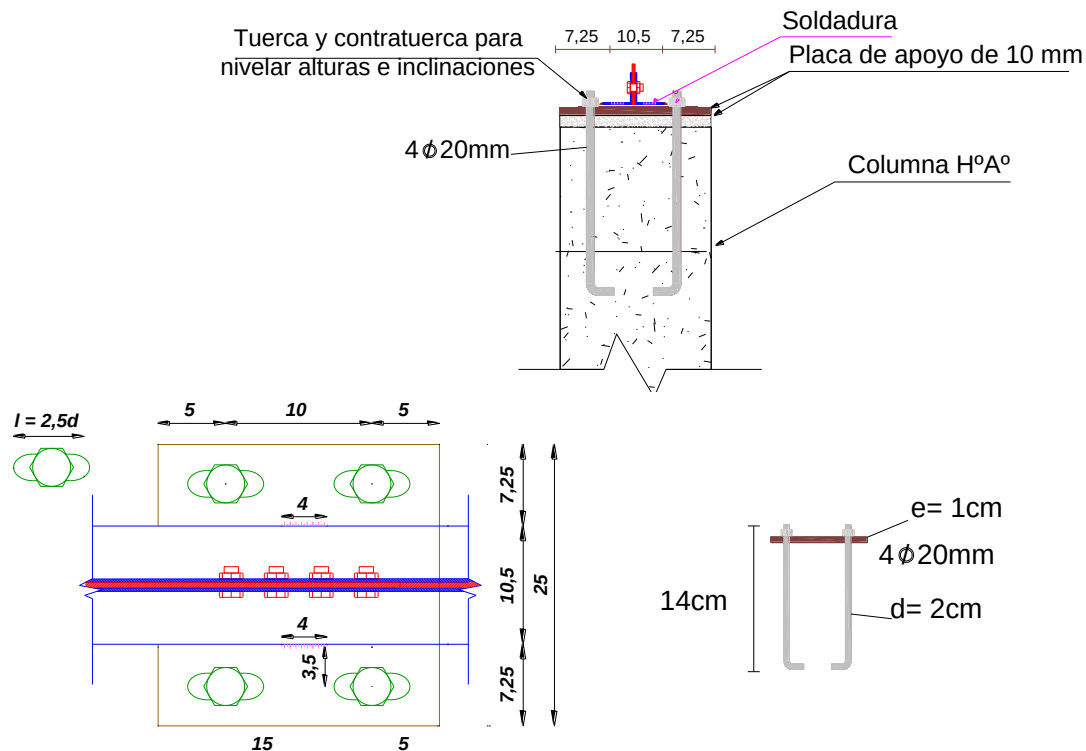
La longitud mínima:

$$L = 4w \quad L_{min} = 2,00 \text{ cm}$$

Por lo tanto la longitud de soldadura será de 8 cm distribuida perimetralmente sobre el perfil metálico como se indica en los siguientes gráficos.

Representación grafica de la placa base:

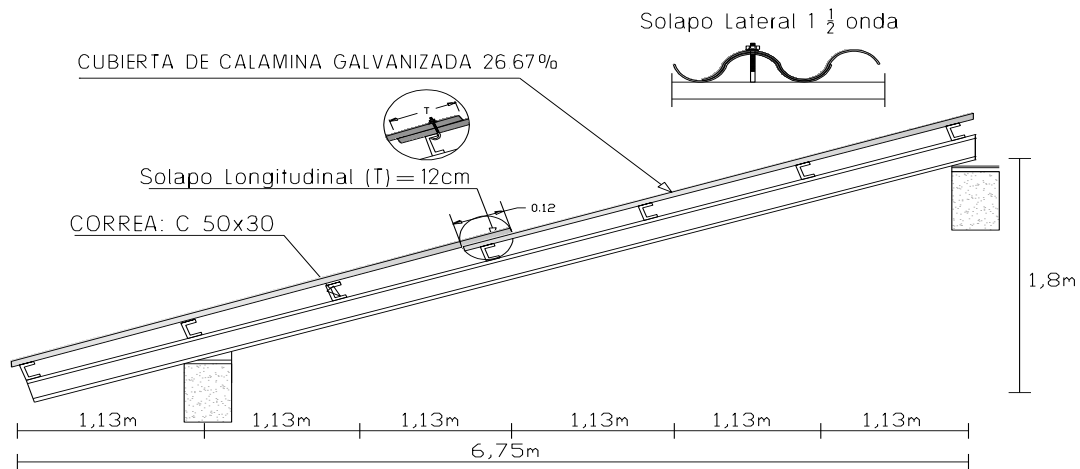
Figura 3.20: Representación gráfica de la placa de anclaje.



Fuente: Elaboración propia

3.4.4.1.3. Diseño de vigas de soporte de la cubierta tipo II.- Se contemplan unas vigas que deben soportar satisfactoriamente a una separación de 2 m de viga a viga con un espaciamiento de correa de 1,16 m.

Figura 3.21: Detalle de la cubierta del tipo II



Fuente: Elaboración Propia

Diseño de correa.- Para el análisis de carga de las correas se multiplicará la carga por el ancho efectivo de la correa.

Descomposición de cargas:

➤ $D = 3,3 + 5 = 8,3 \text{ kg/m}^2$

$$D_x = 8,3 \cdot \cos 14,93 = 8,02 \text{ kg/m}^2$$

$$D_y = 8,3 \cdot \sin 14,93 = 2,14 \text{ kg/m}^2$$

➤ $L_r = 100 \text{ kg/m}^2$

$$L_{rx} = 100 \cdot \cos 14,93 = 96,62 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{ry} = 100 \cdot \sin 14,93 = 25,76 \text{ kg/m}^2$$

➤ $W = -57,30 \text{ kg/m}^2$

$$W_y = -14,76 \text{ kg/m}^2$$

$$W_x = -55,37 \text{ kg/m}^2$$

La combinación más desfavorable es la que genera la carga última

$$U_x = 1,2 D_x + 1,6 L_{rx} + 0,8 W_x \quad \text{Se obtiene la carga última } U_x = 119,92 \text{ kg/m}^2$$

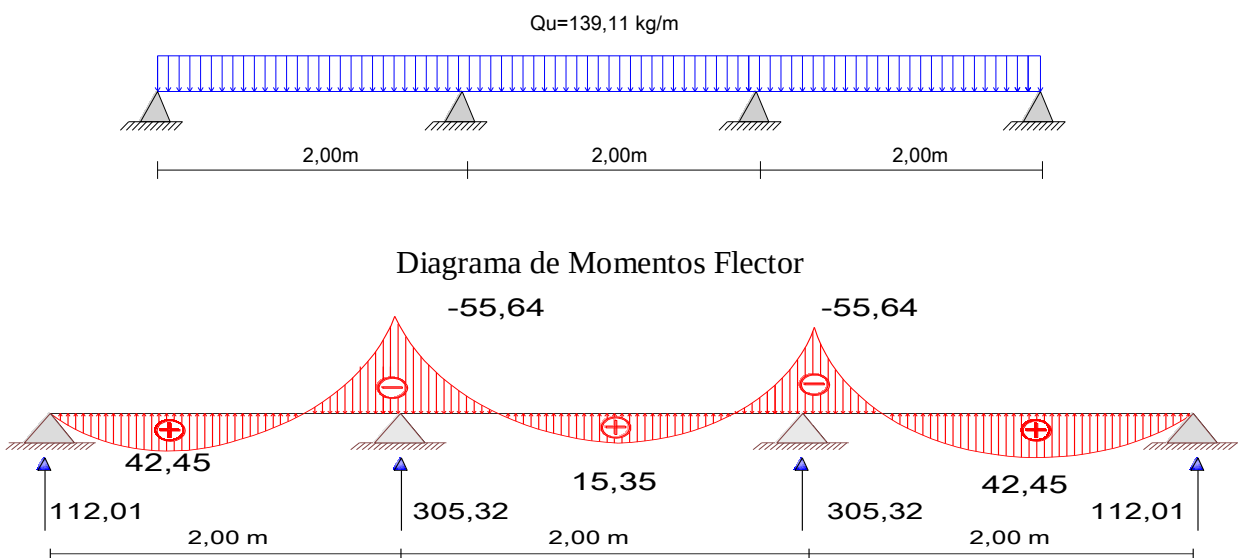
$$U_y = 1,2 D_y + 1,6 L_{ry} + 0,8 W_y \quad \text{Se obtiene la carga última } U_y = 31,94 \text{ kg/m}^2$$

Carga lineal sobre la correa:

$$Q_{ux} = 119,92 \text{ kg/m}^2 * 1,16 \text{ m} = 139,11 \text{ kg/m.}$$

$$Q_{uy} = 31,94 \text{ kg/m}^2 * 1,16 \text{ m} = 37,05 \text{ kg/m.}$$

Carga que influye en la correa



Momento último:

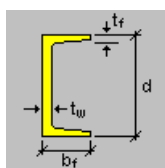
$$M_{ux} = 55,64 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = 14,82 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se toma en cuenta el mayor de los dos momentos calculados para la selección del perfil.

$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\theta b * F_y} = \frac{5.564}{0,9 * 2530} = 2,44 \text{ cm}^3$$

El perfil elegido es C 50X30 de propiedades:



- $b_f = 3 \text{ (cm)}$ Ancho
- $d = 5 \text{ (cm)}$ Altura o profundidad
- $t_f = 0,45 \text{ (cm)}$ Espesor de ala
- $t_w = 0,4 \text{ (cm)}$ Espesor de alma

$\text{Área} = 4,34 \text{ (cm}^2\text{)}$	Área bruta de la sección.
$I_x = 16,29 \text{ (cm}^4\text{)}$	Inercia alrededor del eje local 3.
$I_y = 2,69 \text{ (cm}^4\text{)}$	Inercia alrededor del eje local 2.
$Z_x = 10,6 \text{ (cm}^3\text{)}$	Módulo de sección superior respecto al eje local 3.
$Z_y = 3,32 \text{ (cm}^3\text{)}$	Módulo de sección superior respecto al eje local 2.

Propiedades del material: A-36

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi} \approx 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Momento nominal:

$$M_{nx} = \phi F_y \cdot Z_x = 24.136,2 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ny} = \phi F_y \cdot Z_y = 7.559,64 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Verificando la resistencia:

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

Donde ϕ_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0,9.

$$\left(\frac{5.564,4}{0,9 \cdot 24.136,2} + \frac{1.482}{0,9 \cdot 7.559,64} \right) \leq 1$$

$$0,47 < 1$$

Cumple la resistencia!!

Verificando a deflexión en “x”:

$$f_{max} = \frac{L}{360} = \frac{200}{360} = 0,55 \text{ cm} ; \quad \frac{L}{300} = \frac{200}{300} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f = 0,50 \text{ cm} < 0,55 \text{ cm} \quad \text{OK}_i$$

Verificando a deflexión en “y”:

$$f_{max} = \frac{L}{360} = \frac{200}{360} = 0,55 \text{ cm}$$

$$f = 0,46 \text{ cm} < 0,55 \text{ cm} \quad \text{OK}_i$$

Diseño de la viga.- Las cargas que actúan son las siguientes: El peso propio, peso de cubierta y la sobrecarga de uso.

Descomposición de cargas:

➤ $D = 3,3+5+10 = 18,3 \text{ kg/m}^2$

$$D_x = 18,3 * \cos 14,93 = 17,68 \text{ kg/m}^2$$

$$D_y = 18,3 * \sin 14,93 = 4,715 \text{ kg/m}^2$$

➤ $L_r = 100 \text{ kg/m}^2$

$$L_{rx} = 100 * \cos 14,93 = 96,62 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{ry} = 100 * \sin 14,93 = 25,76 \text{ kg/m}^2$$

➤ $W = -57,30 \text{ kg/m}^2$

$$W_y = -14,76 \text{ kg/m}^2$$

$$W_x = -55,37 \text{ kg/m}^2$$

Se realiza el mismo análisis anterior y se obtiene el más desfavorable

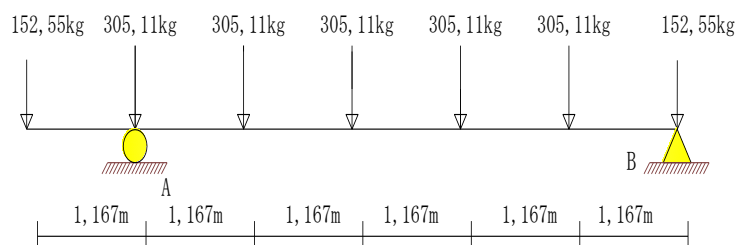
$$U_x = 1,2 D_x + 1,6 L_{rx} + 0,8 W_x \quad \text{Se obtiene la carga última } U_x = 131,51 \text{ kg/m}^2$$

Carga puntual sobre la viga:

$$P_{ux} = 131,51 \text{ kg/m}^2 * 2,00 \text{ m} * 1,16 \text{ m} = 305,11 \text{ kg}$$

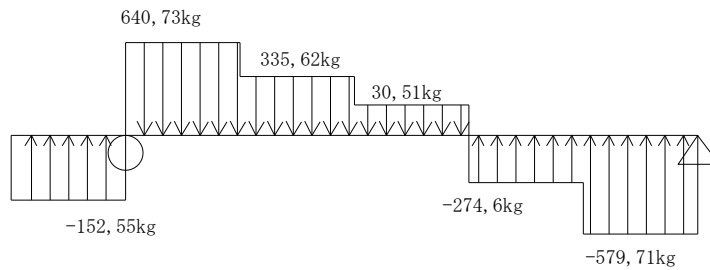
$$P_{uy} = 131,51 \text{ kg/m}^2 * 2,00 \text{ m} * 0,58 \text{ m} = 152,55 \text{ kg}$$

Figura 3.22: Carga que influye en la viga metálica tipo II



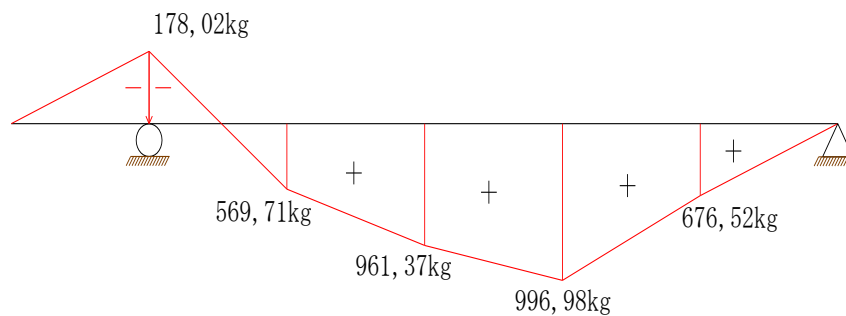
Fuente: Elaboración propia

Figura 3.23: Diagrama de Cortante “tipo II”



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.24: Diagrama de Momento Flector “tipo II”



Fuente: Elaboración Propia

Momento último:

$$R_a = 1.098,39 \text{ kg}$$

$$R_b = 732,26 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 996,98 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se toma en cuenta el mayor de los dos momentos calculados para la selección del perfil.

$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\theta * F_y} = \frac{99.698}{0,9 * 2530} = 43,78 \text{ cm}^3$$

El perfil W 120x64 de propiedades:

bf	= 6,4 (cm)	Ancho
d	= 12 (cm)	Altura o profundidad
tf	= 0,60 (cm)	Espesor de ala
tw	= 0,44 (cm)	Espesor de alma

$$\text{Área} = 13,2 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Área bruta de la sección.}$$

$$I_x = 318 \text{ (cm}^4\text{)} \quad \text{Inercia alrededor del eje local 3.}$$

$I_y = 27,70 \text{ (cm}^4\text{)}$ Inercia alrededor del eje local 2.
 $Z_x = 61 \text{ (cm}^3\text{)}$ Módulo de sección superior respecto al eje local 3.
 $Z_y = 13 \text{ (cm}^3\text{)}$ Módulo de sección superior respecto al eje local 2.

Propiedades del material: A-36

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi} \approx 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Verificando la deflexión:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{700}{300} = 2,33 \text{ cm} ; \quad \frac{700}{360} = 1,94 \text{ cm}$$

$f_{max} = 1,91 \text{ cm}$

$$1,91 \text{ cm} < 1,94 \text{ cm} \quad \mathbf{OK} ; ;$$

Clasificación del perfil

si $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$ Sección Compacta

si $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \rightarrow$ Sección no Compacta

si $\lambda > \lambda_r \rightarrow$ Sección Esbelta

Patín:

$$\lambda = \frac{bf}{2 * tf} = 5,33 \quad \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = 10,83 \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}} = 27,65$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = 27,27 \quad \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 106,67 \quad \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}} = 161,67$$

El perfil es compacto

$$L_p = \frac{300 * r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 * 0,57}{\sqrt{36}} = 28,54 \text{ in} = 72,5 \text{ cm} \quad L_b = 116,7 \text{ cm}$$

$$\phi b * M_n = \phi b * F_y * Z_x = 2530 * 61 = 154.330 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_r = 0,9 * 1.543,3 = 1.388,97 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_u \leq M_r$$

$$996,98 \text{ kg} \cdot \text{m} < 1.388,97 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Verificación al Corte

$$h/t_w = 10,8 / 0,44 = 24,54$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}}$$

$$F_{yw} = 36 \text{ ksi} = 2.531,048 \text{ kg/cm}^2$$

$$24,54 < 70$$

$$A_w = 10,8 * 0,44 = 4,75 \text{ cm}^2$$

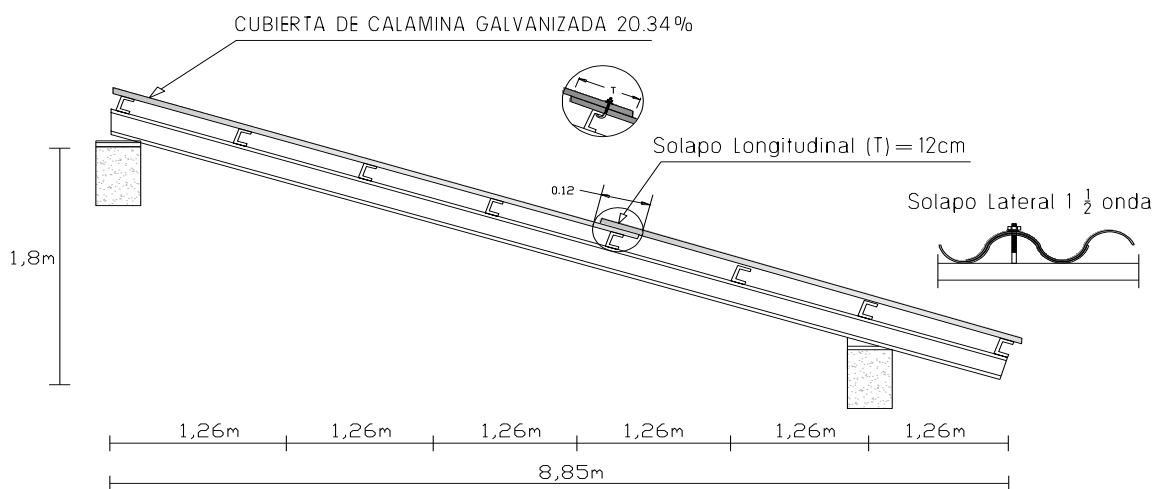
$$V_n = 0,6 * F_{yw} * A_w$$

$$V_n = 0,6 * 2.531,048 * 4,75 = 7.216,52 \text{ kg}$$

$$7.216,52 \text{ kg} > 640,73 \text{ kg}$$

3.4.4.1.4. Diseño de vigas de soporte de la cubierta tipo III.- Se contemplan unas vigas de cubierta, en la cual tendrá una separación de 2 m de viga a viga con espaciamiento de correa de 1,286 m.

Figura 3.25: Detalle de la cubierta del tipo III



Fuente: Elaboración propia

Las cargas que actúan en la viga son las siguientes: El peso propio, peso de cubierta y la sobrecarga de uso.

Descomposición de cargas:

$$\text{➤ } D = 3,3 + 5 + 10 = 18,3 \text{ kg/m}^2$$

$$D_x = 18,3 * \cos 11,50 = 17,93 \text{ kg/m}^2$$

$$D_y = 18,3 * \sin 11,50 = 3,65 \text{ kg/m}^2$$

➤ $L_r = 100 \text{ kg/m}^2$

$$L_{r_x} = 100 \cdot \cos 11,50 = 97,99 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{r_y} = 100 \cdot \sin 11,50 = 19,94 \text{ kg/m}^2$$

➤ $W = -51,75 \text{ kg/m}^2$

$$W_y = -10,32 \text{ kg/m}^2$$

$$W_x = -50,71 \text{ kg/m}^2$$

Se realiza el mismo análisis anterior y se obtiene el más desfavorable

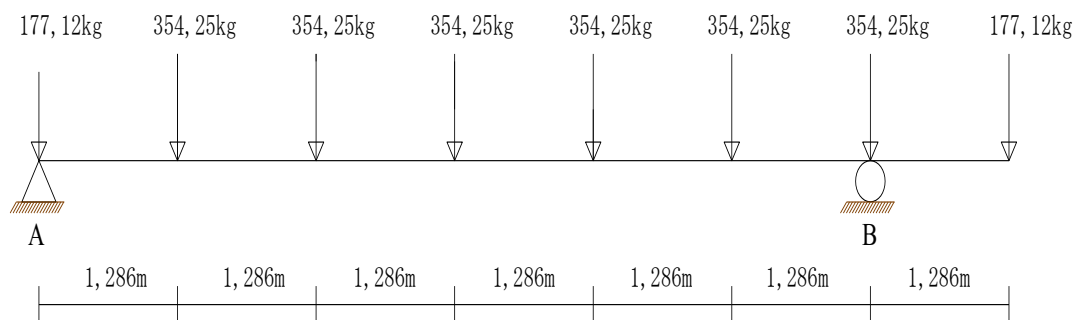
$$U_x = 1,2 D_x + 1,6 L_{r_x} + 0,8 W_x \quad \text{Se obtiene la carga última } U_x = 137,73 \text{ kg/m}^2$$

Carga puntual sobre la viga:

$$P_{ux} = 137,73 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,00 \text{ m} \cdot 1,286 \text{ m} = 354,25 \text{ kg}$$

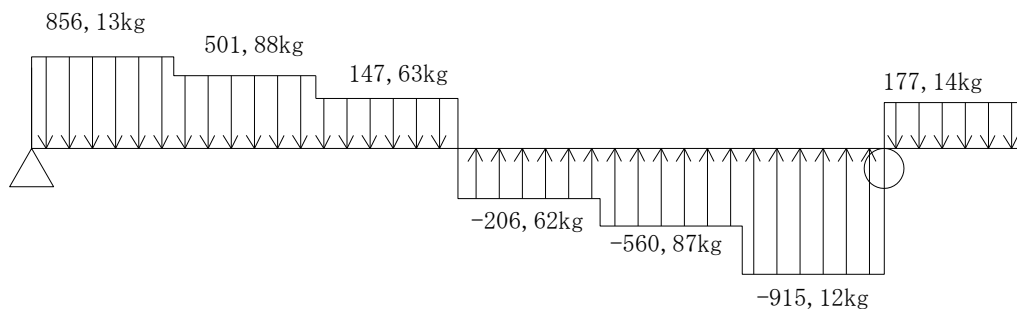
$$P_{uy} = 137,73 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,00 \text{ m} \cdot 0,643 \text{ m} = 177,12 \text{ kg}$$

Figura 3.26: Carga que influye en la viga de tipo III



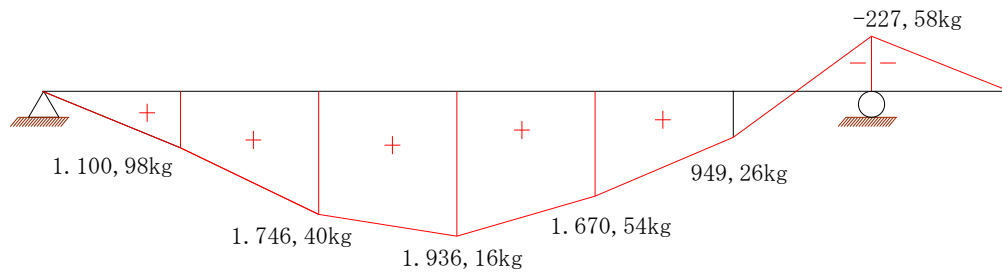
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.27: Diagrama de Cortante “tipo III”



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.28: Diagrama de Momento Flector “tipo III”



Fuente: Elaboración Propia

Momento último:

$$R_a = 1.033,25 \text{ kg}$$

$$R_b = 1.446,51 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 1.936,16 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se toma en cuenta el momento máximo calculado para la selección del perfil.

$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\phi * F_y} = \frac{193.616}{0,9 * 2530} = 85,03 \text{ cm}^3$$

El perfil W 96x100 de propiedades:

$b_f = 10 \text{ (cm)}$	Ancho.
$d = 9,6 \text{ (cm)}$	Altura o profundidad.
$t_f = 0,8 \text{ (cm)}$	Espesor de ala.
$t_w = 0,5 \text{ (cm)}$	Espesor de alma.

Área = $21,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Área bruta de la sección.
$I_x = 349 \text{ (cm}^4\text{)}$	Inercia alrededor del eje local 3.
$I_y = 134 \text{ (cm}^4\text{)}$	Inercia alrededor del eje local 2.
$Z_x = 87 \text{ (cm}^3\text{)}$	Módulo de sección superior respecto al eje local 3.
$Z_y = 40,5 \text{ (cm}^3\text{)}$	Módulo de sección superior respecto al eje local 2.

Propiedades del material: A-36

- Tensión de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi} \approx 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Verificando la deflexión:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{900}{300} = 3 \text{ cm} \quad ; \quad f_{adm} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2,5 \text{ cm}$$

$$2,85 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm} \quad \mathbf{OK} ; ;$$

Clasificación del perfil

$$\text{si } \lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Sección Compacta}$$

$$\text{si } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \rightarrow \text{Sección no Compacta}$$

$$\text{si } \lambda > \lambda_r \rightarrow \text{Sección Esbelta}$$

Patín:

$$\lambda = \frac{bf}{2 * tf} = 6,25 \quad \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = 10,833 \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}} = 27,65$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = 19,2 \quad \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 106,67 \quad \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}} = 161,67$$

El perfil es compacto

$$L_p = \frac{300 * r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 * 0,99}{\sqrt{36}} = 49,5 \text{ in} = 125,73 \text{ cm} \quad L_b = 129 \text{ cm}$$

$$\phi b * M_n = \phi b * F_y * Z_x = 2530 * 87 = 220.110 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_r = 0,9 * 2.201,1 = 1.980,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_u \leq M_r$$

$$1.936,16 \text{ kg} \cdot \text{m} < 1.980,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Verificación al Corte

$$h_w/t_w = 8 / 0,5 = 16 \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}}$$

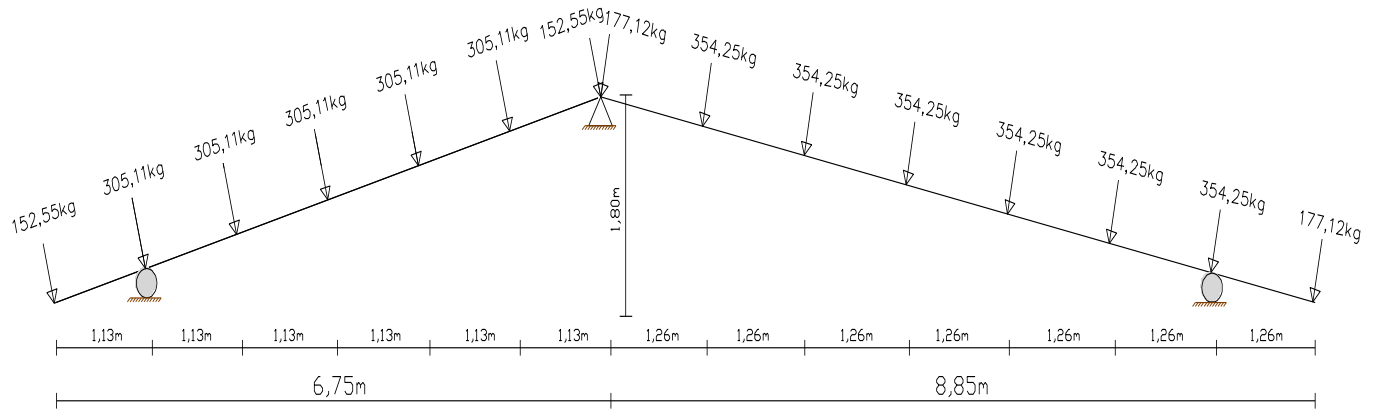
$$F_{yw} = 36 \text{ ksi} = 2.531,048 \text{ kg/cm}^2 \quad 16 < 70$$

$$A_w = 8 * 0,5 = 4 \text{ cm}^2 \quad V_n = 0,6 * F_{yw} * A_w$$

$$V_n = 0,6 * 2.531,048 * 4 = 6.074,52 \text{ kg}$$

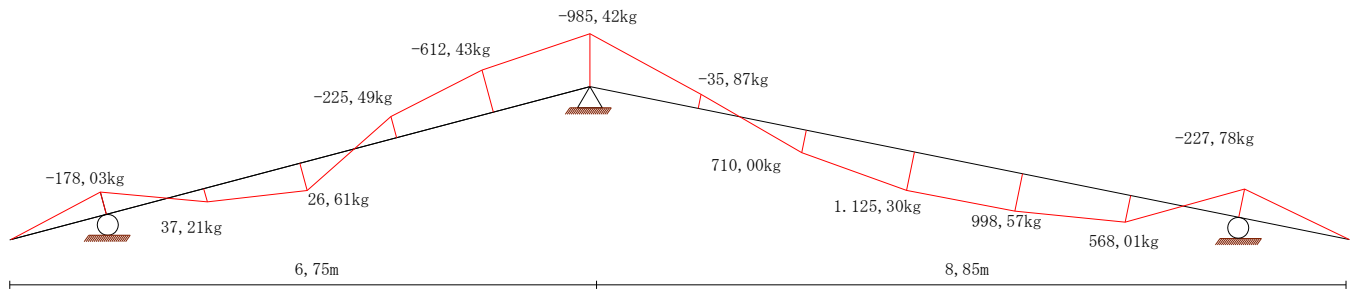
$$6.074,52 \text{ kg} > 915,12 \text{ kg}$$

Figura 3.29: Análisis de una sola Estructura



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.30: Diagrama de momento flector de la cercha tipo II y III



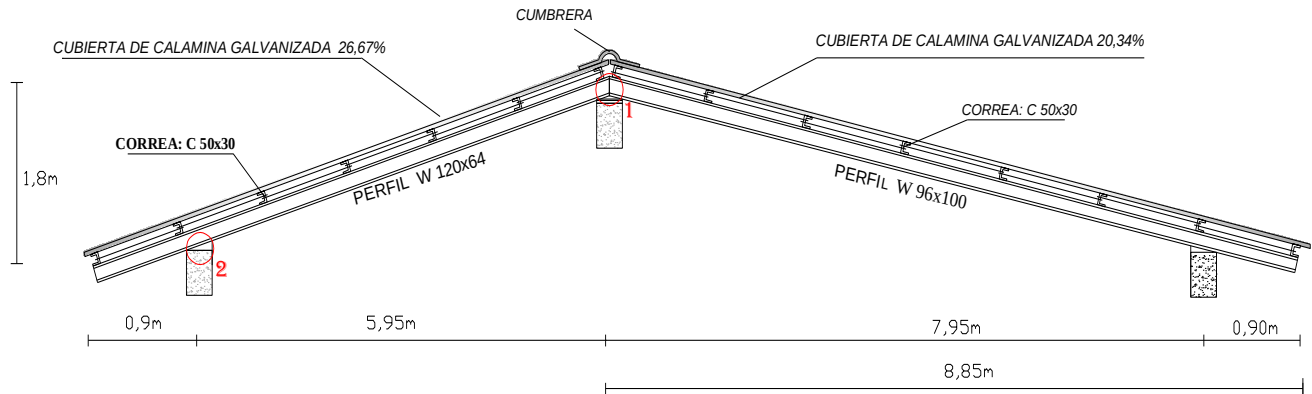
Fuente: Elaboración Propia

Momento último:

$$M_{\max(-)} = -985,42 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max(+)} = 1.125,30 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Figura 3.31: Planteamiento estructural de la cubierta (tipo II y III)



Fuente: Elaboración Propia

Nota.- La estructura que se encuentra separada por dos vigas es la más solicitada y es por la cual se la realiza el diseño.

Tabla 3.11: Tipo I “Resultados de Despiece de la Cubierta”

N°	Cantidad	Especificaciones	Longitud	Longitud	Peso Unit.	Peso
			Unitaria (m)	Total(m)	(kg/m)	Total (kg)
1	1	2L 50X50X3	1,60	1,60	3,69	5,90
2	2	2L 50X50X3	1,20	2,40	3,69	8,86
3	2	2L 50X50X3	0,80	1,60	3,69	5,90
4	2	2L 50X50X3	0,40	0,80	3,69	2,95
5	2	2L 50X50X3	1,43	2,86	3,69	10,55
6	2	2L 50X50X3	1,59	3,18	3,69	11,73
7	2	2L 50X50X3	1,20	2,40	3,69	8,86
8	2	2L 50X50X3	5,73	11,46	3,69	42,29
9	1	2L 50X50X3	11,00	22,00	3,69	81,18
					Total =	178,23

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.12: Tipo II “Resultados de Despiece de la Cubierta”

N°	Cantidad	Especificaciones	Longitud	Longitud	Peso	Peso
			Unitaria(m)	Total(m)	Unitario(kg/m)	Total(kg)
1	1	W 120x64	7	7	31,3	219,1
2	108	C 50x30	2	216	6,10	1.317,6
					Total =	1.536,7

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.13: Tipo III “Resultados de Despiece de la Cubierta”

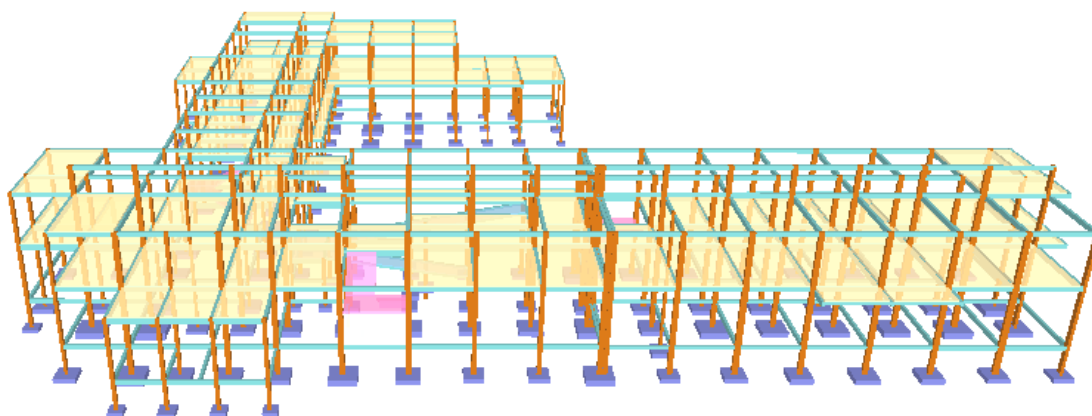
N°	Cantidad	Especificaciones	Longitud	Longitud	Peso	Peso
			Unitaria(m)	Total (m)	Unitario (kg/m)	Total (kg)
1	1	W 96x100	9	9	36,70	330,30
2	108	C 50x30	2	216	6,10	1.317,6
					Total =	1.647,9

Fuente: Elaboración Propia

3.4.5. Estructuras de Hormigón Armado.-

Esquema Estructural.- Se modela la estructura como un pórtico espacial en 3D, con un esquema estructural dado por la figura 3.32

Figura 3.32: Esquema estructura “Hogar Nueva Esperanza”



Fuente: Estructura en 3D, por CYPE CAD 2010

Datos de Estructura de Hormigón Armado:

Tabla 3.14: Datos de la Estructura de H°A°

Norma a utilizar	Código Boliviano del Hormigón CBH -87
Resistencia Característica del H°A°	210 Kg/cm ²
Resistencia de Fluencia del Acero de Refuerzo	4200 Kg/cm ²
Coeficientes de Minoración de las Resistencias	Hormigón $\gamma_c = 1,5$
	Acero $\gamma_s = 1,15$
Nivel de Control de Ejecución	Normal
Coeficiente de mayoración de cargas	$\gamma_f = 1,6$

Hipótesis de cargas consideradas para la estructura aporticada.- Las hipótesis de carga que se usarán para la estructura aporticada son las siguientes:

$$\text{Hipotesis I:} \quad \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$$

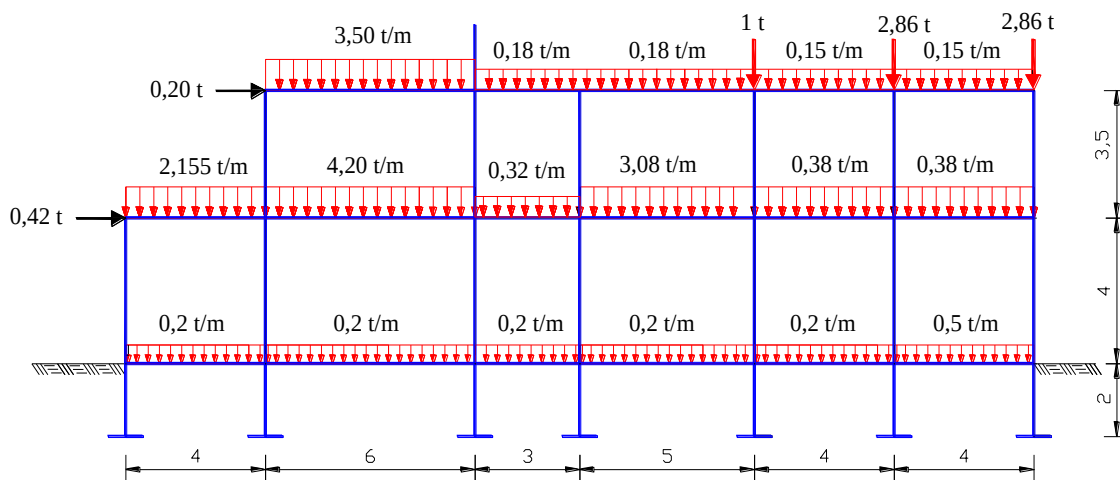
$$\text{Hipotesis II:} \quad 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$$

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

Con referencia de lo expuesto en anexo A-3 del presente proyecto, se propone las siguientes consideraciones sobre las hipótesis de cargas que pueden actuar sobre la estructura aporricada:

- En todas las hipótesis de cargas, se hace actuar la carga permanente, como por ejemplo, el peso transmitido por la cercha metálica, el peso propio de los elementos de H°A° ó cargas muertas.
- En la hipótesis 1, se consideran a todas las cargas actuantes sobre el pórtico, excepto las de viento, con esta hipótesis se determinan los máximos momentos flectores negativos.
- En las hipótesis 2 y 3, estas se las considera iguales al de la hipótesis 1, con la variante de que en estas se hace variar la sobrecarga, pudiendo o no estar entre un vano y otro, con estas hipótesis se determina el máximo momento flector positivo.
- En las hipótesis 4, se toman las mismas consideraciones que en las hipótesis anteriores, pero en estas se considera la acción del viento.

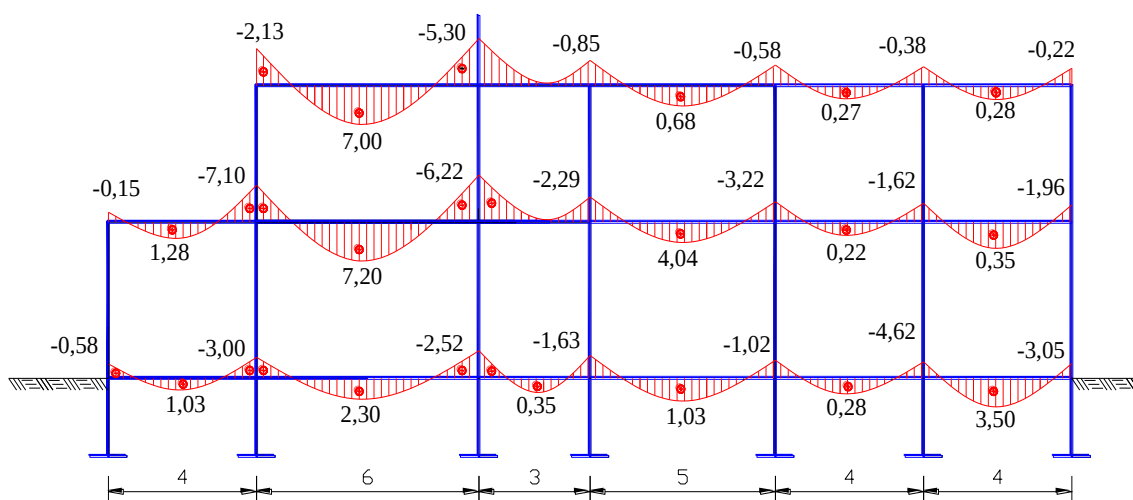
Figura 3.33: Esquema de todas las cargas consideradas sobre la estructura.



Fuente: Elaboración propia

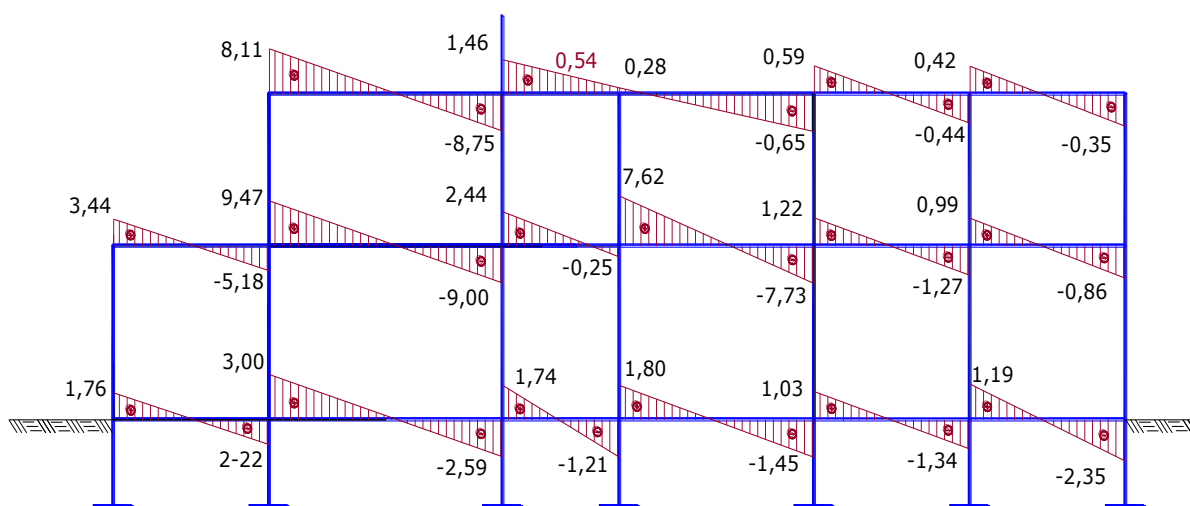
A partir de todas las hipótesis realizadas se obtienen las envolventes de momentos flectores y cortantes, esta se las puede representa gráficamente como se muestra a continuación:

Figura 3.34: Diagrama de envolventes de momentos flectores pórtico N°30



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.35: Diagrama de envolventes de esfuerzos cortantes pórtico N°30

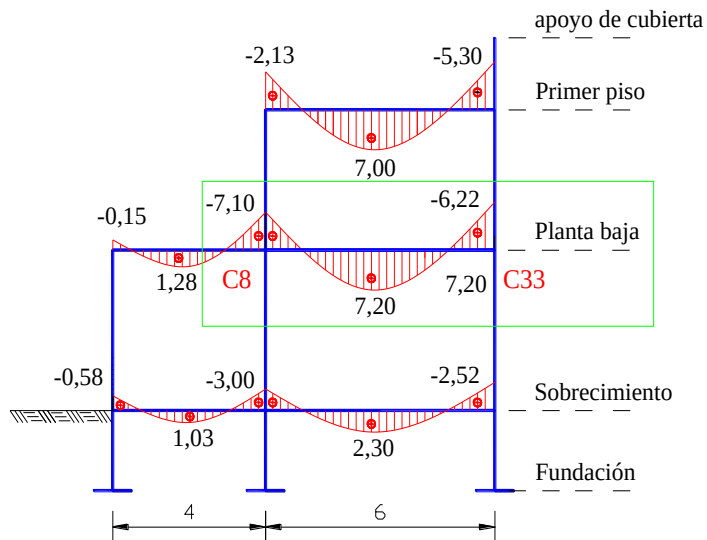


Fuente: Elaboración propia

3.4.5.1. Vigas de hormigón armado.- Las solicitaciones son determinadas por el programa computarizado CYPECAD 2010 y están condicionadas por la combinación más desfavorable la cual corresponde a:

$$1,6 \cdot G \text{ (carga permanente)} + 1,6 \cdot Q \text{ (sobrecarga de uso).}$$

Análisis de la viga más solicitada, planta baja, que se encuentra entre las columnas 8 y 33 las solicitaciones de diseño es la siguiente:



Datos:

$M_d = 7,20 \text{ tn}\cdot\text{m}$

Momento factorizado de cálculo

$h = 45 \text{ cm}$

Altura de viga.

$b_w = 20 \text{ cm}$

Base de la viga.

$L = 600 \text{ cm}$

Longitud de la viga.

$r = 2 \text{ cm}$

Recubrimiento.

$d = 45 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 43 \text{ cm}$

Altura efectiva de la viga.

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo característico del H°.

$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia del acero.

$\gamma_c = 1,5$

Coeficiente de minoración del H°.

$\gamma_s = 1,15$

Coeficiente de minoración del acero.

$\gamma_f = 1,6$

Coeficiente de ponderación del efecto desfavorable.

$M_{lim} = 0,252$

Momento reducido límite.

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d).- Con los datos de entrada procedemos a calcular el momento flector reducido el cual está en función del momento factorizado y las propiedades de la sección y el material utilizado (H°A°)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{7,20 * 100 * 1000}{20 \text{ cm} * (43 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,139$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 2.8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu d = 0,139$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0,1534$

Disposición de la armadura: (As)

$$A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1534 * 20 \text{ cm} * 43 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2} = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,06 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (As) $w_{\min} = 0,0033$

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * h = 0,0033 * 20 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área (As) = 5,06 cm²

Los tipos de diámetros a emplear son:

		Número de piezas
Φ8	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 0,503$	$N^\circ = 10,06 \rightarrow 11$
Φ10	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 0,785$	$N^\circ = 6,446 \rightarrow 7$
Φ12	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 1,13$	$N^\circ = 4,477 \rightarrow 5$
Φ16	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 2,01$	$N^\circ = 2,517 \rightarrow 3$

La armadura que se dispondrá es: 2P Φ12 + 1P Φ 16 + 1P Φ 12

$$A_{s\phi 12 \text{ mm}} = 2 * 1,13 \text{ cm}^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\phi 16 \text{ mm}} = 1 * 2,01 \text{ cm}^2 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\phi 12 \text{ mm}} = 1 * 1,13 \text{ cm}^2 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$5,4 \text{ cm}^2 > 5,06 \text{ cm}^2 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

Cálculo de la armadura negativa para la viga en la columna 8.-

Datos:

$$M_d = 7,10 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 43 \text{ cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{7,10 * 100 * 1000}{20 \text{ cm} * (43 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,138$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 2,8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,138$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0,1522$

Disposición de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1522 * 20 \text{ cm} * 43 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2} = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,02 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min}=0,0033$

$$A_{s \min} = w_{min} * b_w * h = 0,0033 * 20 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \min} < A_s$

Se escogerá el área $A_s = 5,02 \text{ cm}^2$

Los tipos de diámetros a utilizar son:

	Número de piezas
$\Phi 8 \quad A_s (\text{cm}^2) = 0,503$	$N^\circ = 9,968 \rightarrow 10$
$\Phi 10 \quad A_s (\text{cm}^2) = 0,785$	$N^\circ = 6,387 \rightarrow 7$
$\Phi 12 \quad A_s (\text{cm}^2) = 1,13$	$N^\circ = 4,437 \rightarrow 5$
$\Phi 16 \quad A_s (\text{cm}^2) = 2,01$	$N^\circ = 2,495 \rightarrow 3$

Se empleará: 2P $\Phi 10$ + 2P $\Phi 16$

$$A_{s\Phi 10 \text{ mm}} = 2 * 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi 16 \text{ mm}} = 2 * 2,01 \text{ cm}^2 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$5,59 \text{ cm}^2 > 5,02 \text{ cm}^2 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

Cálculo de la armadura negativa para la viga en la columna 33.-

Datos:

$$M_d = 6,22 \text{ tn}\cdot\text{m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 43 \text{ cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{6,22 * 100 * 1000}{20 \text{ cm} * (43 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,120$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 2,8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,120$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0,1306$

Disposición de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1306 * 20 \text{ cm} * 43 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2} = 4,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,31 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min}=0,0033$

$$A_{s \min} = w_{min} * b_w * h = 0,0033 * 20 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área $A_s = 4,31 \text{ cm}^2$

Número de piezas

$\Phi 8$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}=0,503$	$N^\circ = 8,560 \rightarrow 9$
$\Phi 10$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}=0,785$	$N^\circ = 5,485 \rightarrow 6$
$\Phi 12$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}=1,13$	$N^\circ = 3,810 \rightarrow 4$
$\Phi 16$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}=2,01$	$N^\circ = 2,142 \rightarrow 3$

Se utilizará: 2P $\Phi 10$ + 1P $\Phi 16$ + 1P $\Phi 12$

$$As_{\phi 10 \text{ mm}} = 2 * 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$As_{\phi 16 \text{ mm}} = 1 * 2,01 \text{ cm}^2 = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$As_{\phi 12 \text{ mm}} = 1 * 1,13 \text{ cm}^2 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$As = 4,83 \text{ cm}^2$$

$$4,83 \text{ cm}^2 > 4,31 \text{ cm}^2 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

Cálculo de la armadura transversal para la viga.-

Datos:

Vd= 9,47 tn	Cortante mayorado
h= 45 cm	Altura de la viga
bw= 20 cm	Base de la viga
r= 2 cm	Recubrimiento
d= 45 cm- 2 cm = 43 cm	Altura útil de la viga
fck= 210 kg/cm ²	Esfuerzo de diseño del H°
fyk= 4200 kg/ cm ²	Esfuerzo de diseño del acero
γ_c = 1,5	Coeficiente de minoración del H°
γ_s = 1,15	Coeficiente de minoración del acero
γ_f = 1,6	Coeficiente de ponderación del carga.

Cortante de agotamiento por tracción del alma (V_{cu}).- En regiones fisuradas a flexión, basta con realizar una sola comprobación a cortante.

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d = 5,92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm} * 43 \text{ cm} = 5.087,83 \text{ kg}$$

Si $V_d \leq V_{cu}$ el hormigón de la pieza resiste por si sólo el esfuerzo cortante y la viga no necesita teóricamente armadura transversal. No obstante, es necesario colocar estribos de seguridad, cuyo diametro no sea inferior a 6 mm. ⁴⁽⁶⁾

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$9.470 \text{ Kg} \leq 5.087,83 \text{ Kg} \quad \text{No Cumple}$$

⁴⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (13ª edición), pág. 411

Como: $V_d > V_{cu}$

Agotamiento por compresión oblicua del alma (V_{ou}).- El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * bw * d = 0,30 * 140 \frac{Kg}{cm^2} * 20 \text{ cm} * 43 \text{ cm} = 36.120,00 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 5.087,83 \text{ kg} < 9.470,00 \text{ kg} < 36.120,00 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 9.470,00 \text{ kg} - 5.087,83 \text{ kg} = 4.382,17 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{4.382,17 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 43 \text{ cm} * 3652 \text{ kg/cm}^2} = 3,11 \text{ cm}^2$$

Done:

f_{vd} : Resistencia convencional del hormigón a cortante (kg/cm^2).

V_{cu} : Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante.

d : Canto útil.

bw : Base de la viga.

V_{su} : Esfuerzo necesario que debe de resistir la armadura transversal.

V_{ou} : Agotamiento por compresión del alma.

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{st \min} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2} = 1,533 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor $A_{st} = 3,11 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal para una pierna será: $1,555 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará un diámetro $\Phi = 6 \text{ mm}$

Se tiene un área $A = 0,283 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ}pza = \frac{A_{st1 \text{ pierna}}}{A \phi 6 \text{ mm}} = \frac{1,555}{0,283} = 5,49 \approx 6 \text{ pza}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos la separación $100/6 = 15 \text{ cm}$

Se empleará: 6 $\Phi 6$ c/15 cm (en el lado izquierdo de la viga)

Verificación de la armadura transversal, para la zona central de la viga.- Como la carga del elemento va desplazándose hacia los apoyos, de tal forma que, a medida que se aproxima al apoyo, los estribos llevan más carga acumulada, en concordancia con la ley de esfuerzos cortantes en dirección de los apoyos. Por lo tanto, según la normativa solo se dispondrá de una cuantía mínima de armadura transversal, la misma que deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{A_{st \min} * f_{yd}}{\text{Sen } \alpha} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

Donde:

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{Por lo que; } \text{Sen } 90 = 1$$

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$A_{st \min} = 0,02 * b_w * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 20 * 100 * \frac{140,00}{3652,174} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Si se disponen de estribos de $\Phi = 6 \text{ mm}$ con un área de $A = 0,28 \text{ cm}^2$ y una separación máxima entre planos de estribos de $s_t = 30 \text{ cm}$, entonces se tiene que:

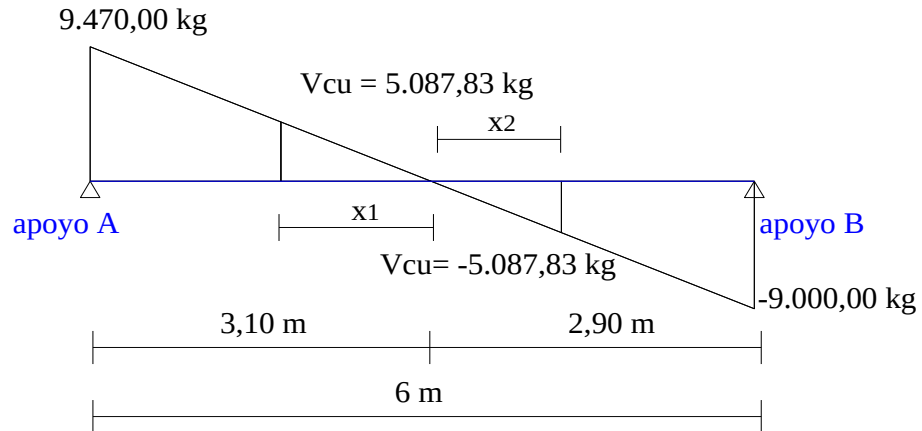
$$A = \frac{100}{s_t} * A_{\Phi 6} * 2 = \frac{100}{30} * 0,28 * 2 = 1,87 \text{ cm}^2$$

Cumpléndose que:

$$A \geq A_{st \min}$$

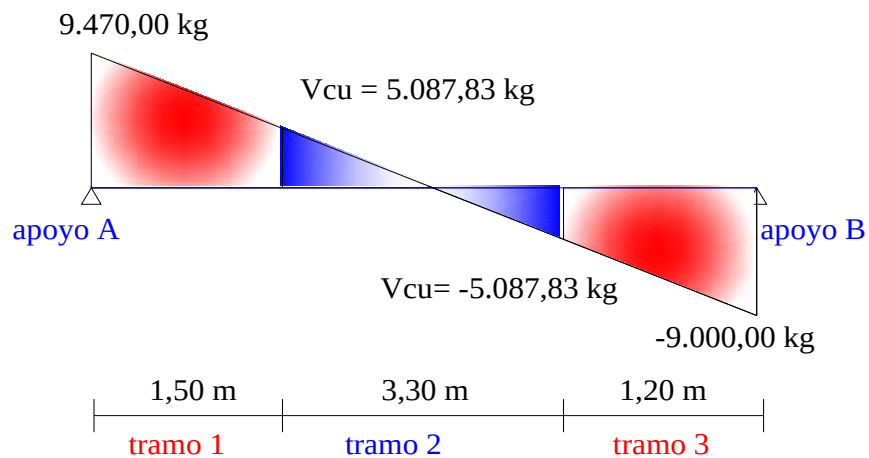
$$1,87 \text{ cm}^2 \geq 1,53 \text{ cm}^2 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

Como punto de referencia del cortante cero, si nos desplazamos a la izquierda o derecha el cortante aumenta progresivamente. Por lo tanto se divide en tres tramos: Tramo uno inicia del apoyo A hasta el lugar donde el hormigón resiste a corte (V_{cu}), tramo dos es lo que el H° resiste a corte con una armadura mínima y el tramo tres desde V_{cu} hasta el apoyo B.



$$\frac{9.470,00}{3,10} = \frac{5.087,83}{x_1} \quad ; \quad \frac{9.000,00}{2,90} = \frac{5.087,83}{x_2}$$

$$x_1 = 1,66 \text{ m} \quad ; \quad x_2 = 1,64 \text{ m} \quad \text{tramo 2} = 1,66 + 1,64 = 3,3 \text{ m}$$



$$A_{st \min} = 1,533 \text{ cm}^2 \quad A_{\min \text{ por pierna}} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barra} = \frac{0,77}{0,283} = 2,72 \approx 3 \quad \text{espacio} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = L / \text{espaciamento}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 330 / 30 = 11$$

Se empleará: **10 Φ6 c/15 cm** (tramo uno de la viga)

Se empleará: **11 Φ6 c/30 cm** (tramo dos de la viga)

Se empleará: **6 Φ6 c/20 cm** (tramo tres de la viga)

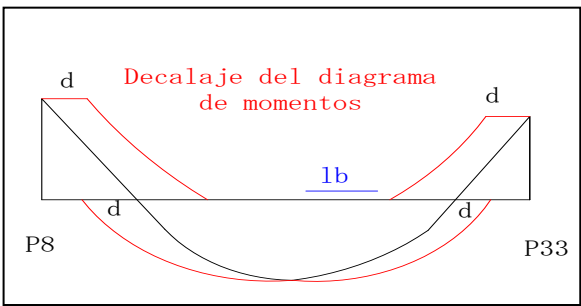
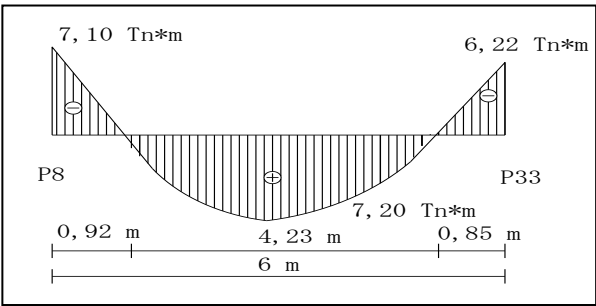
Las áreas de acero para la viga determinada por el programa son las siguientes:



Tabla 3.15: Comparación del cálculo en el programa y el cálculo manual.

Áreas	Armadura Negativa a la izquierda (cm ²)	Armadura Positiva al centro (cm ²)	Armadura Negativa a la derecha (cm ²)
CYPECAD	7,85	5,59	7,85
Manualmente	5,02	5,06	4,31
Variación	5,30%	1,40%	8,97%

Fuente: Elaboración propia



La longitud de anclaje por prolongación recta, l_b , para barras corrugadas, tanto en tracción como en compresión, viene dada por las formulas: ⁵⁽⁶⁾

- Barras en posición I: $l_b = m_1 \phi^2 > \frac{f_{yk} \cdot \phi}{20} > 15cm$
- Barras en posición II: $l_b = m_2 \phi^2 > \frac{f_{yk} \cdot \phi}{14} > 15cm$

⁵⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (13ª edición), pág. 178

Posición I: Buena adherencia.

Posición II: Adherencia deficiente.

Con los siguientes significados:

l_b = Longitud de anclaje por prolongación recta.

f_{yk} = Limite elástico característico del acero, en N/mm^2 .

$\emptyset$ = Diámetro de la barra, en cm.

m_1 y m_2 = Valores dados en la tabla 9.5 (Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado”. pág. 179). El valor de m_2 se encuentra mediante: $m_2 = 1,4 * m_1$

Calculemos primero, la longitud de anclaje en prolongación recta:

Se encuentra en la posición II:

$$l_b = m_2 \emptyset^2 > \frac{f_{yk} * \emptyset}{14} > 15cm$$

$\emptyset = 10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$

$m_1 = 14$

$$l_b = 1,4 * 14 * 1,0^2 = 19,6 \text{ cm} ; \quad l_b = 1,4 * 14 * 1,6^2 = 50,17 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 1,0 \text{ cm} \rightarrow l_b = \frac{420}{14} * 1,0 = 30 \text{ cm} ; \quad \emptyset = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l_b = \frac{420}{14} * 1,6 = 48 \text{ cm}$$

La longitud de anclajes es: $\emptyset 10 = 30 \text{ cm}$ y es $\emptyset 16 = 50,17 \text{ cm}$

Se encuentra en la posición I:

$$l_b = m_1 \emptyset^2 > \frac{f_{yk} * \emptyset}{20} > 15cm$$

$$\emptyset = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l_b = 14 * 1,2^2 = 20,16 \text{ cm} ; \quad \emptyset = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l_b = 14 * 1,6^2 = 26,88 \text{ cm}$$

$$l_b = \frac{420}{20} * 1,2 = 25,2 \text{ cm} \quad l_b = \frac{420}{20} * 1,6 = 33,6 \text{ cm}$$

La longitud de anclajes es: $\emptyset 12 = 25,2 \text{ cm}$ y es $\emptyset 16 = 33,6 \text{ cm}$

Verificación de la deformación.- la deformación se satisface si los movimientos (flechas o giros) en la estructura o elemento estructural son menores que unos valores límites máximos.⁶⁽⁶⁾

La comprobación de la deformación tiene que realizarse en los casos en que las deformaciones pueden ocasionar la puesta de fuera de servicio de la estructura por razones funcionales, estéticas u otras.

La deformación total de un elemento de hormigón es la suma de diferentes deformaciones parciales que se producen a lo largo del tiempo por efecto: de las cargas que se introducen, de la fluencia lenta y retracción del hormigón y de la relajación de la armadura activa.

La flecha producida por la carga actuante se denomina ***flecha instantánea*** y la producida por los demás efectos a lo largo del tiempo se denomina ***flechas diferidas***.

Además de esto, debe distinguirse entre:

- Flecha total a plazo infinito, que es la debida a la totalidad de las cargas actuantes. Está formada por la flecha instantánea producida por la totalidad de las cargas actuantes más la flecha diferida producida a un tiempo suficientemente largo.
- Flecha activa respecto a un elemento dañable. Esta flecha es la que se produce en la viga en cuestión una vez que la carga del tabique (elemento dañable) empieza a actuar. Por ello esta carga debe estar condicionada por las condiciones funcionales o de rotura del elemento que carga sobre ella.

En edificios normales, en general, se adopta valores de flechas totales máximas relativas, es decir, en función de la longitud de la barra (viga). Así un valor muy utilizado, a falta de condiciones particulares más restrictivas es $L/250$, para plazo infinito y por otro lado, se suele utilizar $L/400$ para la flecha activa máxima.

Calculo de la flecha instantánea.- El cálculo de la flecha instantánea depende de varios factores. Ellos son: la vinculación de la barra, el tipo de carga, el tipo de material, los

⁶⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (13ª edición), pág. 447

esfuerzos, etc. Para empezar hay que decir que generalmente se considera la flecha de flexión y se desprecia el efecto que produce el cortante.

Por ejemplo, para una viga biarticulada, cargada uniformemente, la flecha en su luz media será:

$$f_{int} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E * I}$$

Se ve qué la flecha depende de una constante (que depende de la vinculación de los extremos), la carga (característica), la luz, el material y el momento de inercia. De todos ellos hay dos que merecen especial atención, ellos son E y I.

Por lo general se adopta el valor del modulo de deformación secante, por ser menor que el tangente para así obtener una flecha conservadora, el modulo de deformación secante es:

$$f_{cm} = f_{ck,28} + 8 = 21 + 8 = 29 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c = 8500 * \sqrt[3]{f_{cm}} = 26.114,69 \frac{kg}{mm^2}$$

f_{cm} : Resistencia media del hormigón a los 28 días de edad.

El otro coeficiente es el momento de inercia. Que para el caso del hormigón armado existe una sección compuesta (hormigón y acero) por lo que la sección deberá ser homogeneizada antes de ser aplicado.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 * I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] * I_f \leq I_b$$

Donde:

I_e : Inercia equivalente.

M_a : Momento flector máximo aplicado a la sección en el instante en que se evalúa la flecha.

M_f : Momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión,

$$M_f = f_{ct,fl} * W_b$$

$f_{ct,fl}$: Resistencia a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,fl} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

W_b : Modulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema de la sección.

I_b : Momento de inercia de la sección bruta.

I_f : Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizado las áreas de las armaduras activas adherentes y pasivas multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia.

De lo anterior se tiene que:

$$W_b = \frac{b * h^2}{6} = 6.750.000 \text{ mm}^3 \quad I_b = \frac{b * h^3}{12} = 1.518.750.000 \text{ mm}^4$$

$$M_a = 4.725.000 \text{ kg} * \text{mm}$$

$$f_{ct,fl} = 0,228 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \quad \rightarrow \quad M_f = 1.539.000 \text{ kg} * \text{mm}$$

Luego para hallar el momento de inercia de la sección totalmente fisurada es necesario conocer la posición de la línea neutra (x), que para una sección rectangular es:

$$x = n * \rho_1 * d * \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right) * \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * \left(1 + \frac{\rho_2 * r}{\rho_1 * d}\right)}{n * \rho_1 * \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}} \right]$$

Donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000}{2611,469} = 8,0415 \quad \text{Coeficiente de equivalencia.}$$

$$\rho_1 = \frac{A_1}{b * d} = 0,006214 \quad \rho_2 = \frac{A_2}{b * d} = 0,00312$$

$$r = d_1 = d_2 = d' = 20 \text{ mm}$$

Y por lo tanto:

$$x = 45,12 \text{ mm}$$

A partir de aquí, la inercia de la sección fisurada se halla como:

$$I_f = n * A_1 * (d - x) * \left(d - \frac{x}{3}\right) + n * A_2 * (x - r) * \left(\frac{x}{3} - r\right)$$

$$I_f = 163.997.898,78 \text{ mm}^4$$

Finalmente la inercia equivalente será:

$$\frac{M_f}{M_a} = \frac{1.539.000}{4.725.000} = 0,326$$

$$I_e = 210.950.043,1 \text{ mm}^4$$

Luego la flecha instantánea es:

$$q_{total} = q_{PP} + q_{CM} = 26,25 \text{ kg/cm}$$

$$f_{int} = 8,04 \text{ mm}$$

Calculo de la flecha diferida.- Las flechas producidas por las cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden hallar multiplicando la flecha instantánea por el factor:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho_2}$$

Donde:

ρ_2 : Cuantía geométrica de la armadura de compresión (A_2) referida al área de la sección útil, en la sección de referencia.

ξ : Coeficiente que depende de la duración de la carga y que toma los valores:

Duración de la carga	ξ
5 ó más años	2
1 año	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1
1 mes	0.7
2 semanas	0.5

Adoptándose un valor de:

$$\xi = 2$$

$$\rho_2 = 0,00312$$

Y de esto se tiene que la Flecha Diferida es:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho_2} = 1,730$$

$$f_{dif} = f_{int} * \lambda = 13,91 \text{ mm}$$

La flecha total será:

$$f_{total} = f_{dif} + f_{int} = 8,04 + 13,91 = 21,95 \text{ mm}$$

Se adopta un valor máximo para la flecha de:

$$L/250 = \frac{600}{250} = 2,40 \text{ cm}$$

Cumpléndose:

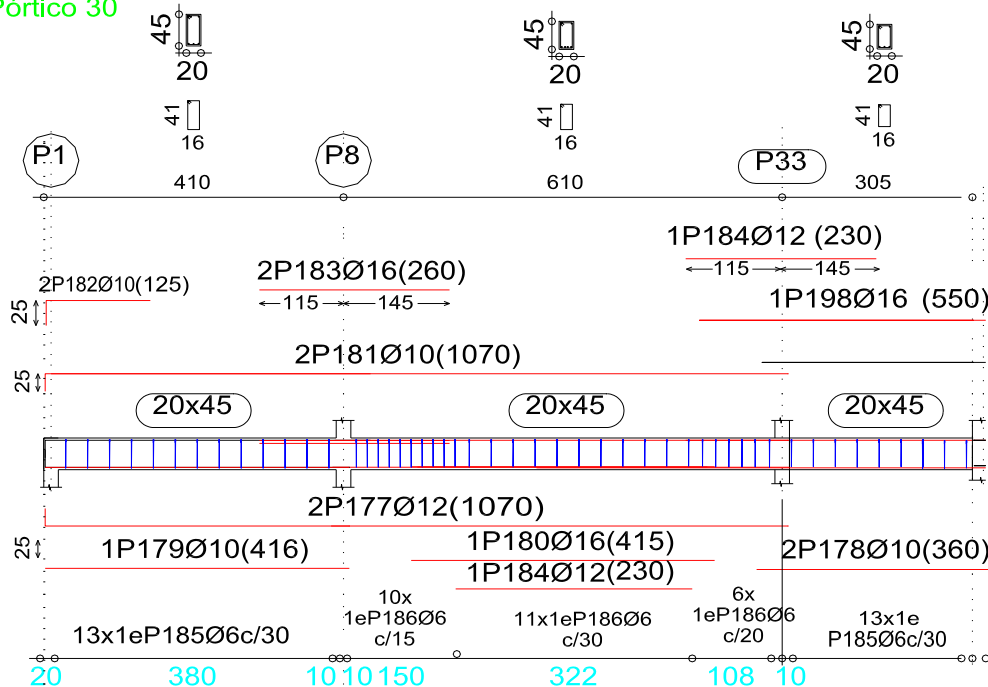
$$f_{total} < f_{adm}$$

$$21,95 \text{ mm} < 24,0 \text{ mm} \quad \textbf{Satisfactorio}$$

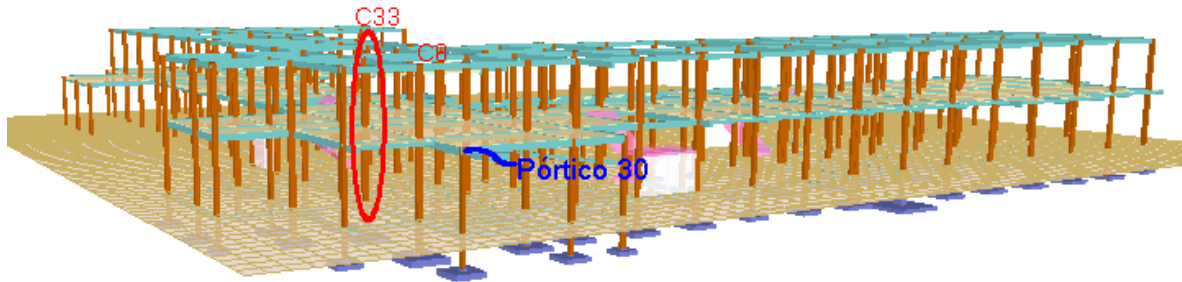
La armadura longitudinal: Principal (inferior) 2PØ12+1PØ12+1PØ16, secundaria (superior) 2PØ10

La armadura de corte es la siguiente: Lado izquierdo 10Ø6c/15, centro 11Ø6c/30 y lado derecho 6Ø6c/20

Pórtico 30



3.4.5.2. Columnas de hormigón armado.- Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de compresión compuesta y de corte siguiendo los parámetros conforme lo indica el código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87.



A continuación se muestra la verificación del diseño de la columna N°33, planta baja, teniéndose los siguientes datos generales:

$$N_d = 20.000,00 \text{ Kg}$$

$$M_{xd} = 11.350,00 \text{ Kg cm}$$

$$M_{yd} = 192.200,00 \text{ Kg cm}$$

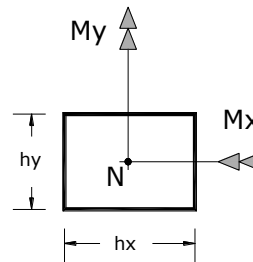
$$h_x = 35 \text{ cm}$$

$$h_y = 20 \text{ cm}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_f = 1,6$$



Cálculo de los coeficientes de pandeo

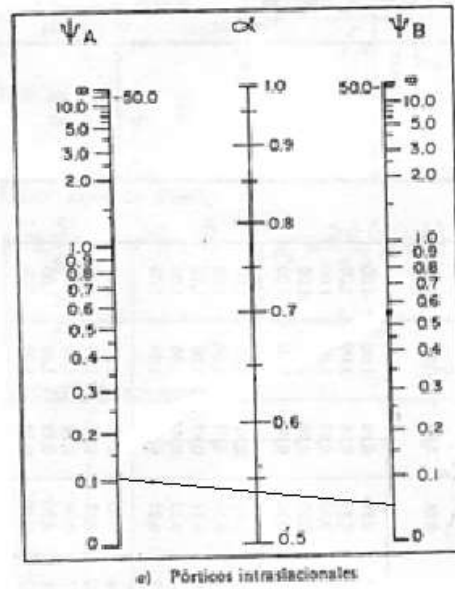
$$\Psi = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ columnas}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas}}$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{35 \times 20^3}{12}}{365} \div \left(\frac{\frac{18 \times 30^3}{12}}{400} + \frac{\frac{18 \times 30^3}{12}}{300} + \frac{\frac{18 \times 35^3}{12}}{600} + \frac{\frac{20 \times 30^3}{12}}{300} \right) = 0,106$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{35 \times 20^3}{12}}{365} + \frac{\frac{35 \times 20^3}{12}}{320} \div \left(\frac{\frac{20 \times 40^3}{12}}{400} + \frac{\frac{20 \times 40^3}{12}}{300} + \frac{\frac{20 \times 45^3}{12}}{600} + \frac{\frac{20 \times 45^3}{12}}{300} \right) = 0,075$$

Con los valores obtenidos se introducen al siguiente monograma para finalmente lograr el valor de α , que es el coeficiente de pandeo.

Siendo $\alpha = 0,54$



Cálculo de la esbeltez:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{0,54 * 3,65 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00024 \text{ m}^4}{0,07 \text{ m}^2}}} = 33,66$$

Como: $\lambda = 33,66 \leq 35$, se trata de una columna corta; por lo tanto no se necesita realizar una verificación de pandeo pero se realizará el diseño a flexión esviada debido a que existe una excentricidad constructiva que por norma se adopta 2cm.

Se determina la capacidad mecánica del hormigón:

$$f_{cd} = 0,9 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 * \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1,5} = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1,15} = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y = \frac{126 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} * 35 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 88.200,00 \text{ Kg}$$

Se determina los esfuerzos reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{20.000,00 \text{ kg}}{88.200,00 \text{ Kg}} = 0,23$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_x} = \frac{11.350,00 kg * cm}{88.200,00 kg * 35 cm} = 0,0037$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_y} = \frac{192.200,00 kg * cm}{88.200,00 kg * 20 cm} = 0,11$$

Se define los valores de momento reducido:

$$\mu_x = 0,0037 < \mu_y = 0,11$$

Mediante el Ábaco de roseta se obtiene

$$v = 0,2 \rightarrow w: 0,30$$

$$v = 0,4 \rightarrow w: 0,36$$

Se precisa mediante interpolación la cuantía mecánica $w = 0,34$ de los ábacos en roseta para flexión esviada (fuente: Jiménez Montoya 14ª Edición pág. 686)

Se determina la capacidad mecánica de la armadura total:

$$U_{total} = w * U_c = 0,34 * 88.200,00 kg = 29.988 kg$$

Se determina la armadura total de acero:

$$A_{s total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = \frac{29.988 kg}{3652 kg/cm^2} = 8,21 cm^2$$

$$A_{s min} = 0,006 * A_c = 0,006 * 20 * 35 = 4,2 cm^2$$

$$A_{s min} < A_{s total}$$

Se adopta un diámetro de $\Phi = 12$ mm que tiene un área $A = 1,13 cm^2$ por unidad

Se utilizará $8\Phi 12$ mm

$$A_{st} = N^\circ piezas * A_{\Phi 12 mm} = 8 * 1,13 cm^2 = 9,04 cm^2$$

$$9,04 cm^2 > 8,21 cm^2 \quad \text{Ok!}$$

Cálculo de la armadura transversal de la columna:

Cortante es 1,24 tn = 1.240,00 kg

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{126} = 5,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d = 5,61 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm} * 33 \text{ cm} = 3.704,24 \text{ kg}$$

$$Vd \leq V_{cu}$$

$$1.240,00 \text{ Kg} \leq 3.704,24 \text{ Kg} \text{ ¡Ok Cumple!}$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{st \min} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{126 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2} = 1,38 \text{ cm}^2$$

La armadura transversal para una pierna será: 0,69 cm²/m

Se adoptará un diámetro $\Phi = 6\text{mm}$

Se tiene un área A = 0,283 cm²

$$N^{\circ}pza = \frac{A_{st1 \text{ pierna}}}{A \phi 6 \text{ mm}} = \frac{0,69}{0,283} = 2,45 \approx 3pza$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos la separación $100/3 = 30 \text{ cm}$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal más gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$
 - Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$
- } Se asume $\phi = 6 \text{ mm}$

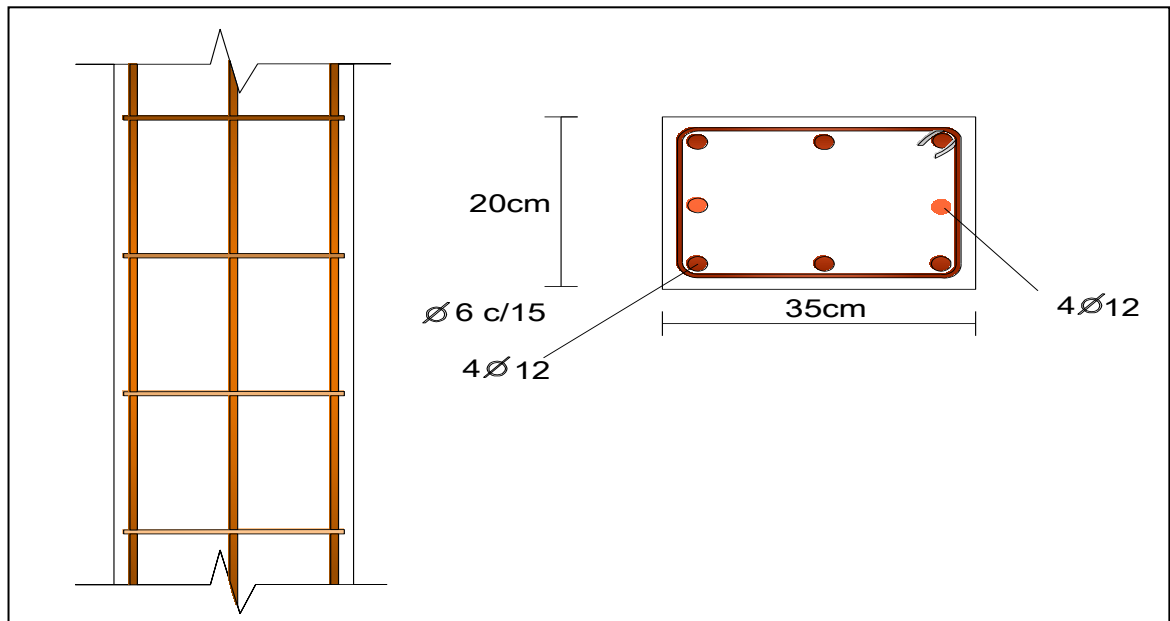
La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal más delgada}} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción: $S \leq 20 \text{ cm}$
 - Según la segunda opción: $S \leq 15 * 1,2 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$
- } Se asume $S = 15 \text{ cm}$

Por lo tanto la armadura del estribo será: $\Phi 6 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$

Figura 3.36: Esquema gráfico de la columna N° 33



Resumen general de los resultados obtenidos para la columna N° 33

- Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos pésimos (mayorados), correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.
- La armadura longitudinal a usar será:

8 $\phi 12 \text{ mm}$ con un área total de $A_{\text{total}} = 9,04 \text{ cm}^2$

Donde:

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{9,04}{35 * 20} = 1,29\%$$

- La armadura transversal a usar será:

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

3.4.5.3. Zapatas de hormigón armado.- Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexión, corte y compresión axial en base a las exigencias de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).

Se procede a diseñar la zapata aislada de la columna N°33 la cual presentan las siguientes solicitaciones obtenidas por el cálculo manual.

$$N_d = 29.900,00 \text{ kg}$$

$$M_x = 10.000,00 \text{ kg cm}$$

$$M_y = 30.000,00 \text{ kg cm}$$

$$Q_x = 40 \text{ kg}$$

$$Q_y = 490 \text{ kg}$$

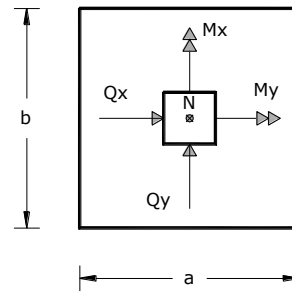
$$\sigma_{adm} = 1,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_o = 35 \text{ cm}$$

$$b_o = 20 \text{ cm}$$



Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4.200}{1,15} = 3.652,17 \text{ kg/cm}^2$$

Área requerida:
$$A = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 \cdot 29.900,00}{1,00} = 31.395,00 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{31.395} \text{ entonces } a = b = 177,19 \text{ cm}$$

Área adoptada:
$$A = 200 \text{ cm} \cdot 200 \text{ cm} = 40.000,00 \text{ cm}^2$$

1º condición: $A_{requerida} < A_{adoptada}$

$$31.395,00 \text{ cm}^2 < 40.000,00 \text{ cm}^2$$

2º condición: $\sigma_{adm} > \sigma_{max}$
$$\sigma_{max} = \frac{N'}{a \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{31.395,00}{200 * 200} + \frac{6 * 10.000,00}{200 * 200^2} + \frac{6 * 30.000,00}{200^2 * 200} = 0,81 kg/cm^2$$

$$1,00 kg/cm^2 > 0,81 kg/cm^2$$

Determinación del canto de la zapata.- Para que no sea necesaria la verificación de los esfuerzos tangenciales, se deberá cumplir que el canto útil sea el mayor de los siguientes valores:

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 kg/cm^2$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{1,6 * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5,92}{1,6 * 1,00} = 14,8$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} = \sqrt{\frac{35 * 20}{4} + \frac{200 * 200}{2 * 14,8 - 1}} - \frac{35 + 20}{4} = 25,92$$

$$d_2 = d_3 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 * (200 - 35)}{4 + 14,8} = 17,55 cm$$

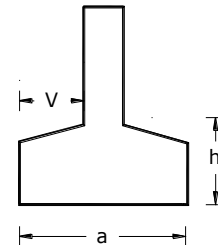
El canto total deberá de tener en cuenta el recubrimiento, que para zapatas se considera un recubrimiento de 5 cm por lo tanto: 26 + 5 = 31 cm = 35 cm el cual está por encima del canto mínimo que según norma es de 25 cm, como mínimo.

$$vol = 0,35 * 2 * 2 = 1,4 m^3$$

$$N = 29.900,00 + 1,4 * 2500 = 33.400,00 kg$$

Clasificación de la zapata $V > 2h$ zapata flexible

$$82,50 cm > 70 cm \text{ zapata flexible}$$



Verificación a presiones reales .- $\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x}$.

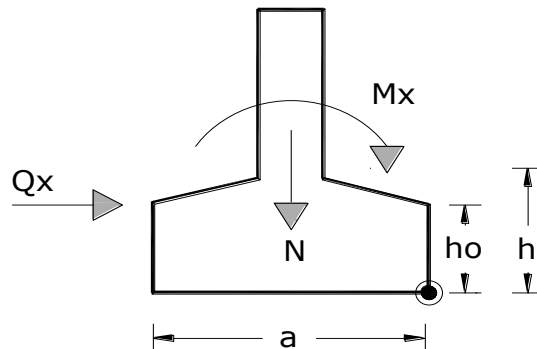
$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{33.400,00}{200 * 200} + \frac{6 * 10.000,00}{200 * 200^2} + \frac{6 * 30.000,00}{200 * 200^2} + \frac{6 * 40 * 35}{200 * 200^2} + \frac{6 * 490 * 35}{200 * 200^2}$$

$$\sigma_{max} = 0,88 \text{ kg/cm}^2$$

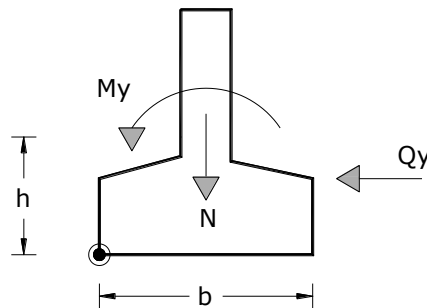
$$1,00 \text{ kg/cm}^2 > 0,88 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobación al vuelco.- Es necesario comprobar la seguridad del vuelco. La condición se obtiene expresando que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores, respecto al punto A, superan a los momentos de vuelco:

$$J_a = \frac{M_{est}}{M_{des}}$$



$$\gamma = \frac{M \text{ estabilizante}}{M \text{ desestabilizante}} = \frac{33.400,00 * 200/2}{10.000 + 40 * 35} = \frac{3.340.000}{11.400} = 292,98 > 1,5 \text{ !! OK!!}$$



$$\gamma = \frac{M \text{ estabilizante}}{M \text{ desestabilizante}} = \frac{33.400,00 * 200/2}{30.000 + 490 * 35} = \frac{3.340.000}{47.150} = 70,84 > 1,5 \text{ !! OK!!}$$

En estas ecuaciones no se incluyen los pesos del suelo sobre la zapata, cuyo efecto es estabilizador. ⁷⁽⁶⁾

Verificación al deslizamiento.-

$$A * C_D \geq \gamma_2 * Q$$

$$A * 0,5 * C \geq \gamma_2 * Q_{max}$$

⁷⁽⁶⁾ Ref.: Hormigón Armado. P. Jiménez Montoya (13ª edición), pág. 472

$$200 * 200 * 0,5 * 0,25 \geq 1,5 * 490$$

$$5.000 > 735 \quad \text{!!Ok!! Cumple}$$

C= coeficiente de cohesión: 2,5 t/m² (fuente: Curso Aplicado de Cimentaciones, 4ª Edición, José María Rodríguez Ortiz), cuadro 1.13 de la pág. 33

Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:

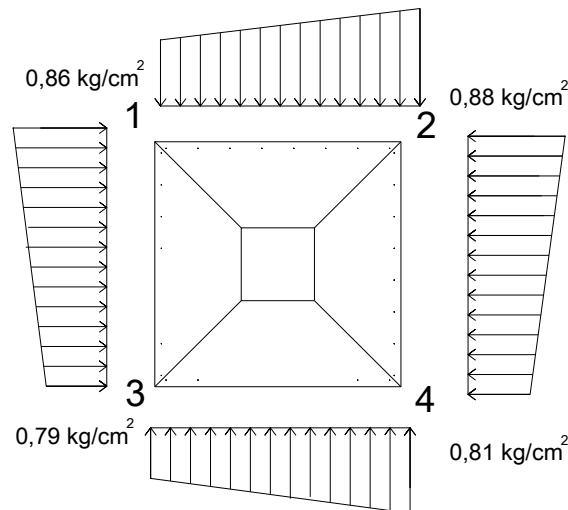
$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \mp \frac{6 * My}{a * b^2} \mp \frac{6 * Mx}{b * a^2} \mp \frac{6 * Qx * h}{b * a^2} \mp \frac{6 * Qy * h}{a * b^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{33.400,00}{200 * 200} - \frac{6 * 10.000}{200 * 200^2} + \frac{6 * 30.000}{200 * 200^2} - \frac{6 * 40 * 35}{200 * 200^2} + \frac{6 * 490 * 35}{200 * 200^2} = 0,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{33.400,00}{200 * 200} + \frac{6 * 10.000}{200 * 200^2} + \frac{6 * 30.000}{200 * 200^2} + \frac{6 * 40 * 35}{200 * 200^2} + \frac{6 * 490 * 35}{200 * 200^2} = 0,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{33.400,00}{200 * 200} - \frac{6 * 10.000}{200 * 200^2} - \frac{6 * 30.000}{200 * 200^2} - \frac{6 * 40 * 35}{200 * 200^2} - \frac{6 * 490 * 35}{200 * 200^2} = 0,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{33.400,00}{200 * 200} + \frac{6 * 10.000}{200 * 200^2} - \frac{6 * 30.000}{200 * 200^2} + \frac{6 * 40 * 35}{200 * 200^2} - \frac{6 * 490 * 35}{200 * 200^2} = 0,81 \text{ kg/cm}^2$$



Se puede notar que estos esfuerzos son menores al esfuerzo admisible $\sigma_{adm} = 1,00 \text{ kg/cm}^2$

Determinación de la armadura a flexión:

En dirección X:

$$l_a = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = \frac{200 - 35}{2} + 0,15 * 35 \Rightarrow l_a = 87,75 \text{ cm}$$

Cálculo de momentos:

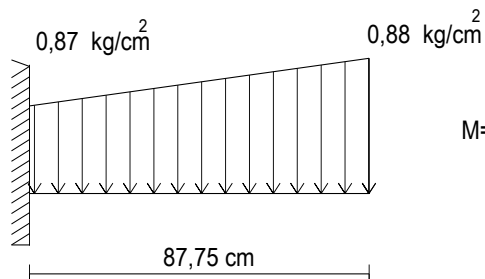
$$\frac{\sigma_3 - \sigma_4}{a} = \frac{Y'}{a - l_a}$$

$$Y' = (a - l_a) * \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} = (200 - 87,75) * \frac{0,88 - 0,86}{200} \Rightarrow Y' = 0,011 \text{ kg/cm}^2$$

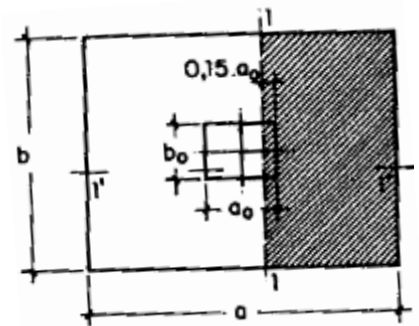
$$\sigma_a = Y' + \sigma_2 = 0,011 + 0,86 \Rightarrow \sigma_a = 0,871 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del momento en la dirección “a”:

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_a^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) * l_a}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_a \right)$$



$$M = 3.376,48 \text{ kg cm}$$



$$M_a = \frac{0,871 * 87,75^2}{2} + \frac{(0,88 - 0,871) * 87,75}{2} * \left(\frac{2}{3} * 87,75 \right) \Rightarrow M_a = 3.376,48 \text{ kgcm}$$

Cálculo de la armadura:

$$M_d = 1,6 * M * b = 1,6 * 3.376,48 * 200 = 1.080.473,60 \text{ kg.cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1.080.473,60}{200 * 30^2 * 140} = 0,0429$$

$$Ws = \mu d * (1 + \mu d) = 0,0429 * (1 + 0,0429) = 0,0447$$

$$A_s = \frac{Ws * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0447 * 200 * 30 * 140}{3652} = 10,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min.}} = w_{min} * b * h = 0,0018 * 200 * 35 = 12,36 cm^2$$

$$A_{s_{min.}} > A_{s_{cal}}$$

Verificación de la adherencia:

$$Vd = \frac{f * N}{a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right) = \frac{1,6 * 29.900}{200} * \left(\frac{200 - 35}{2} + 0,15 * 35 \right)$$

$$Vd = 20.989,80 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{Vd}{0,9 * d * n * \pi * \theta} \leq \tau_{bd} = 0,69 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$\tau_b = \frac{20.989,80}{0,9 * 30 * 11 * \pi * 1,2} = 18,75 kg / cm^2$$

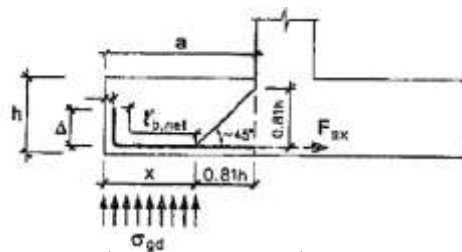
$$\tau_b = 0,69 * \sqrt[3]{210^2} = 24,378 kg / cm^2$$

$$24,378 kg / cm^2 < 24,378 kg / cm^2$$

Cálculo de la longitud de anclaje.- El anclaje por prolongación recta es:

$$l_b = \frac{\theta * f_{yd}}{4\tau_{bd}} = \frac{1,2 * 3652,174}{4 * 24,378} = 44,94 cm$$

Para zapatas con $v \geq h$: Tomando $\theta = 45^\circ$



$$l_{b_{net}} = \left(1 - 0,66 * \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right) * l_b = 41,30 cm$$

Como $x = a - 0,81 * h$ se tiene:

$$l_{b_{net}} \leq x - 70 = a - 0,81 * h - 70 = 47,10 cm$$

Por lo tanto el anclaje es en prolongación recta.

El anclaje se prolongara hasta el extremo de la zapata, sin necesidad de doblar este anclaje:

$$\ell_b = 45 \text{ cm}$$

Resumen general de los resultados obtenidos de la zapata Aislada.- Para la verificación de la zapata aislada, los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos en pilares sin mayorar, correspondientes a las diferentes hipótesis de carga, estas se suman y se obtiene los esfuerzos finales, con el que se hizo la verificación correspondiente.

La capacidad portante del suelo es minorado en un 10%, de modo que la capacidad portante admisible del suelo tendrá un valor de:

$$\sigma_{adm} = 1,00 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensiones de la zapata: $a = 200 \text{ cm}$ $b = 200 \text{ cm}$

Canto útil: $h = 0.35 \text{ m}$ Con recubrimiento de 5 cm

Por norma se recomienda que el diámetro mínimo de las armaduras longitudinales no sea inferior a 12 mm, la armadura que se dispone es:

$$\Phi 12 = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$11\Phi 12 = 12,43 \text{ cm}^2$$

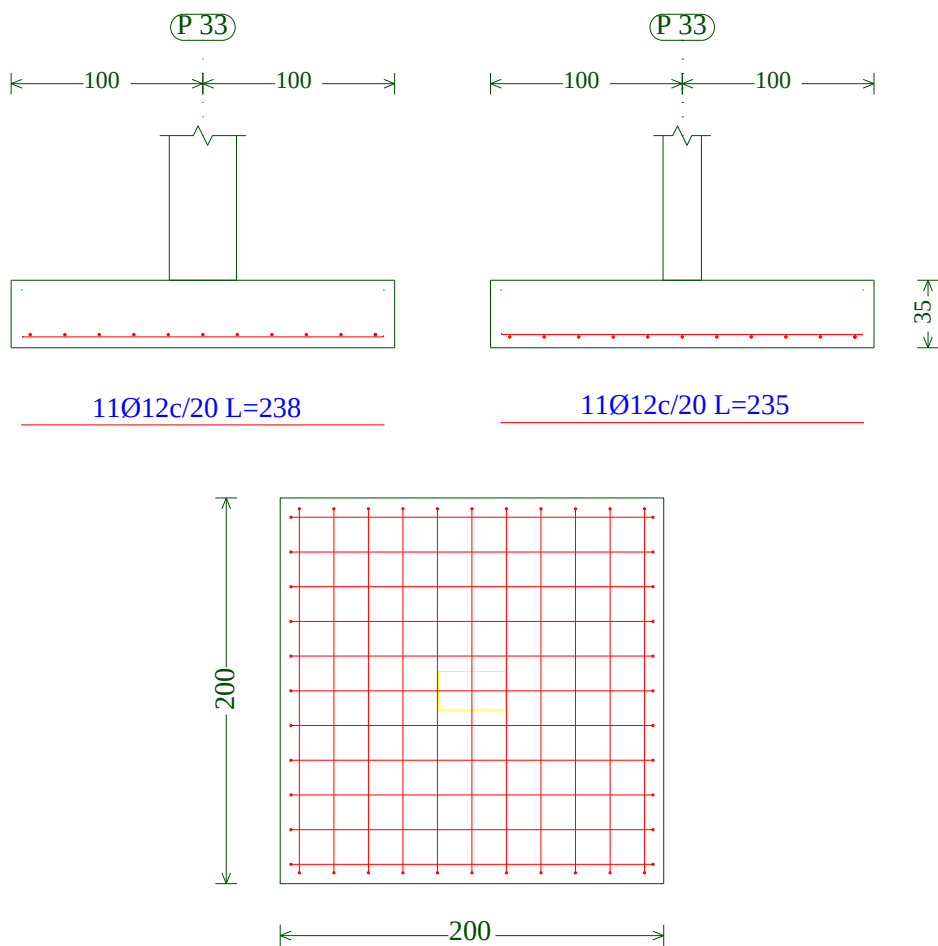
$$12,44 \text{ cm}^2 > 12,36 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

Separación entre barras = $b / (N^\circ \text{ barras} - 1) = 200 / (11 - 1) = 20 \text{ cm}$ teniendo en cuenta las sugerencias de la norma que indica que la separación máxima es de 30 cm.

Por lo tanto para ambos lados de la zapata cuadrada: **Se empleará 11 ϕ 12 c/20 cm**

Figura 3.37: Zapata Aislada N° 33



Fuente: Elaboración propia

3.4.5.4. Diseño de la escalera de hormigón armado.- Los datos generales de la escalera son las siguientes:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{ck} = 210,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_1 = 2,80 \text{ m}$$

Longitud horizontal de la rampa.

$$L_2 = 2,00 \text{ m}$$

Longitud del descanso.

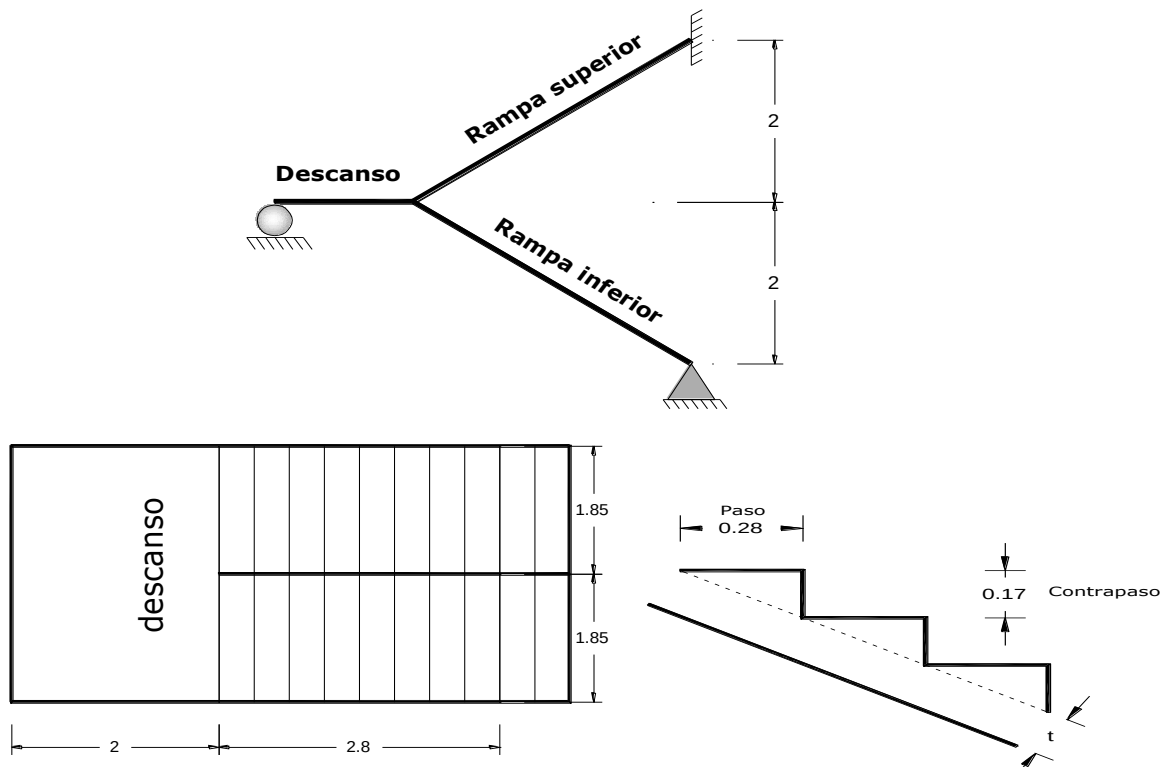
$$Z = 4,00 \text{ m}$$

Desnivel a salvar.

$$a = 1,85 \text{ m}$$

Ancho de la rampa.

$B = 3,70m$	Ancho total del descanso.
$t = 0,150 m$	Espesor de la losa, medida perpendicularmente.
$t = 0,170 m$	Espesor de la losa, medida verticalmente.
$r = 0,020 m$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0,280 m$	Huella.
$ch = 0,17 m$	Contra huella.
$N = 20$	Número de peldaños.



Cálculo de la carga muerta para la rampa.-

$$Vol_{escalon} = \frac{h * ch}{2} * a * N^{\circ} = \frac{0,28 * 0,17}{2} * 1,85 * 10 = 0,44 m^3$$

$$Peso_{escalon} = Vol_{esc} * peso\ esp. H^{\circ} = 0,44 m^3 * 2500 \frac{kg}{m^3} = 1.100 kg$$

$$A_{rampa} = 1,85 * 3,44 = 6,36 m^2$$

$$q_{escalon} = \frac{Peso_{escalon}}{A_{rampa}} = \frac{1100}{6,36} = 172,96 kg/m^2$$

$$q_{rampa} = t * peso\ esp. H^o = 0,15\ m * 2500 \frac{kg}{m^3} = 375\ kg/m^2$$

$$q_{acabados} = 90\ kg/m^2$$

$$Carga\ Muerta = q_{escalon} + q_{rampa} + q_{acabados} = 637,96\ kg/m^2$$

Cálculo de la carga muerta para el descanso.-

$$q_{descanso} = t * peso\ esp. H^o = 0,15\ m * 2500 \frac{kg}{m^2} = 375\ kg/m^2$$

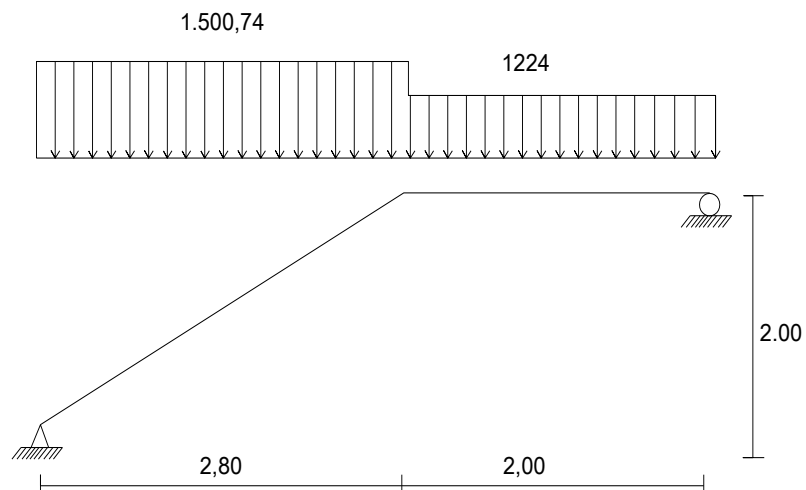
$$q_{acabados} = 90\ kg/m^2$$

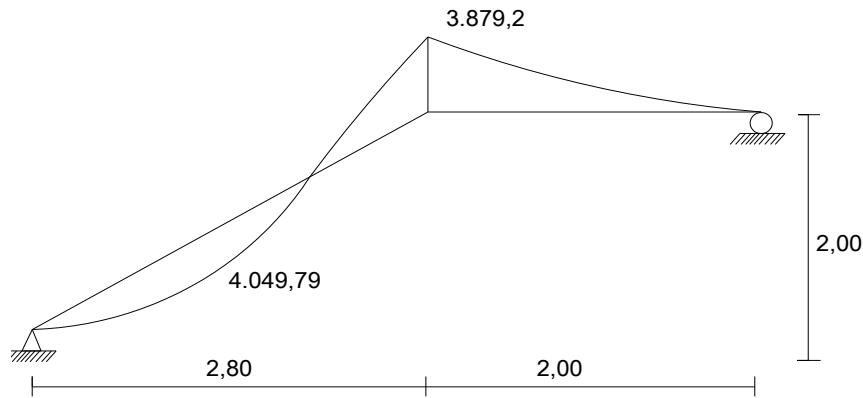
$$Carga\ Muerta = q_{descanso} + q_{acabados} = 465\ kg/m^2$$

La sobrecarga de uso se determina mediante el tipo de edificación y se obtiene de tabla de la Norma Boliviana de Hormigón Armado, el cual es de 300 kg/m².

RAMPA	$\left\{ \begin{array}{l} CM = 637,96\ kg/m^2 \\ CV = 300\ kg/m^2 \end{array} \right.$	DESCANSO	$\left\{ \begin{array}{l} CM = 465\ kg/m^2 \\ CV = 300\ kg/m \end{array} \right.$
-------	--	----------	---

Las carga total actuante en la rampa es: $Q_{rampa} = 1,6 * 637,96 + 1,6 * 300 = 1.500,74\ kg/m^2$,
 en el descanso la carga es $Q_{descanso} = 1,6 * 465 + 1,6 * 300 = 1224\ kg/m^2$.





Resultado del momento y cortante máximo.-

$$M_{\text{máx.}} = 4.049,79 \text{ kg m}$$

$$V_{\text{máx.}} = 3.163,60 \text{ kg}$$

$$R_A = 3.486,47 \text{ kg}$$

$$R_B = 3.163,60 \text{ kg}$$

Altura útil.-

$$d = t - r = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

Cálculo de la armadura positiva.-

$$\mu_d = \frac{404.979 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (13 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,171$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 2,8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,171$ se obtiene una cuantía mecánica de $w = 0,194$

$$A_s = 0,194 * 100 * 13 * \frac{140 \text{ Kg/cm}^2}{3652 \text{ Kg/cm}^2} = 9,668 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ necesaria}} \quad OK!$$

$$9\Phi 12 = 10,17 \text{ cm}^2 > 9,67 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento: $100/N^{\circ} \text{ barras} = 100/9 = 11,11 \approx 10 \text{ cm}$

Para el ancho real de 1,85 m se tiene: $N^{\circ} = 185 * 8,56/100 = 15,84 \approx 16 \text{ pza.}$

Se empleará: 16Φ12C/10

Refuerzo negativo.-

$$\mu_d = \frac{387.920 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (13 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,164$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 2,8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,164$ se obtiene una cuantía mecánica de $w = 0,185$

$$A_s = 0,185 * 100 * 13 * \frac{140 \text{ Kg/cm}^2}{3652 \text{ Kg/cm}^2} = 9,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ necesaria}} \quad OK!$$

$$9\Phi 12 = 10,17 \text{ cm}^2 > 9,20 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento: $100/N^{\circ} \text{ barras} = 100/9 = 11,11 \approx 10 \text{ cm}$

Para el ancho real de 1,85 m se tiene: $N^{\circ} = 185 * 8,14/100 = 15,06 \approx 16 \text{ pza.}$

Se empleará: 16 Φ12C/10

Refuerzo transversal por temperatura.-

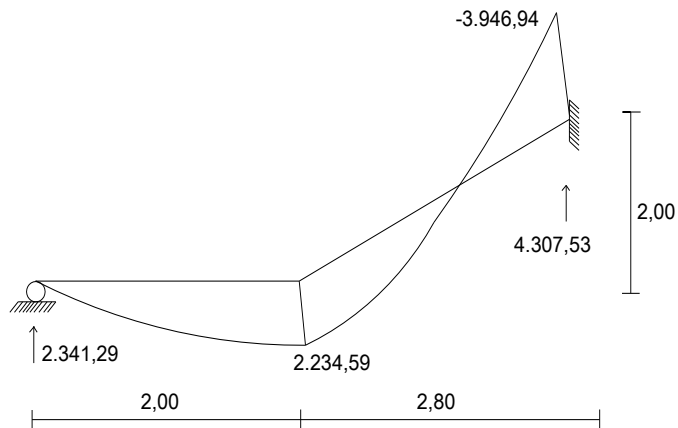
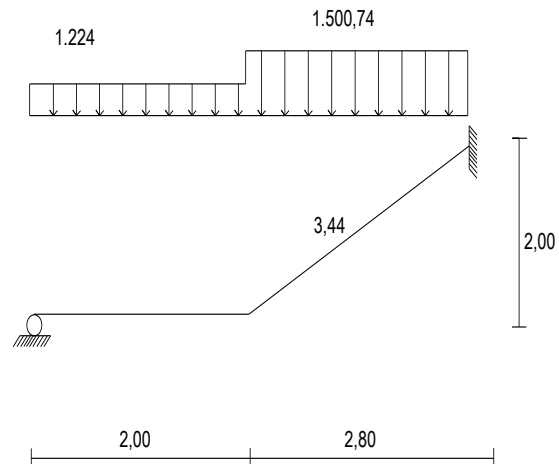
$$A_{st} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$6\Phi 8 = 3,018 \text{ cm}^2 > 2,7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento: $100/N^{\circ} \text{ barras} = 100/6 = 16,67 \text{ cm}$

Se empleará: 6 Φ 8 C/15 cm

Diseño de la rampa superior.-



Resultado del momento y cortante máximo:

$$M_{\text{máx.}} = 3.946,94 \text{ kg m}$$

$$V_{\text{máx.}} = 4.307,53 \text{ kg}$$

$$R_A = 2.341,29 \text{ kg}$$

$$R_B = 4.307,53 \text{ kg}$$

Altura útil:

$$d = t - r = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

Cálculo de la armadura negativa:

$$\mu_d = \frac{394.694 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (13 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,167$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 2,8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,167$ se obtiene una cuantía mecánica de $w = 0,1885$

$$A_s = 0,1885 * 100 * 13 * \frac{140 \text{ Kg/cm}^2}{3652 \text{ Kg/cm}^2} = 9,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ necesaria}} \quad OK!$$

$$9\Phi 12 = 10,17 \text{ cm}^2 > 9,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } 100/N^\circ \text{ barras} = 100/9 = 11,11 \approx 10 \text{ cm}$$

Para el ancho real de 1,85 m se tiene: $N^\circ = 185 * 8,31 / 100 = 15,37 \approx 16 \text{ pza.}$

Se empleará: 16Φ12C/10

Cálculo de la armadura positiva:

$$\mu_d = \frac{223.459,00 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (13 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,0944$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 2.8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,0944$ se obtiene una cuantía mecánica de $w = 0,10$

$$A_s = 0,10 * 100 * 13 * \frac{140 \text{ Kg/cm}^2}{3652 \text{ Kg/cm}^2} = 4,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ necesaria}} \quad OK!$$

$$5\Phi 12 = 5,65 \text{ cm}^2 > 4,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } 100/\text{N}^\circ \text{ barras} = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Para el ancho real de 1,85 m se tiene: $\text{N}^\circ = 185 \cdot 4,4/100 = 8,14 \approx 9 \text{ pza.}$

Se empleará: 9 $\Phi 12$ C/20

Refuerzo transversal por temperatura:

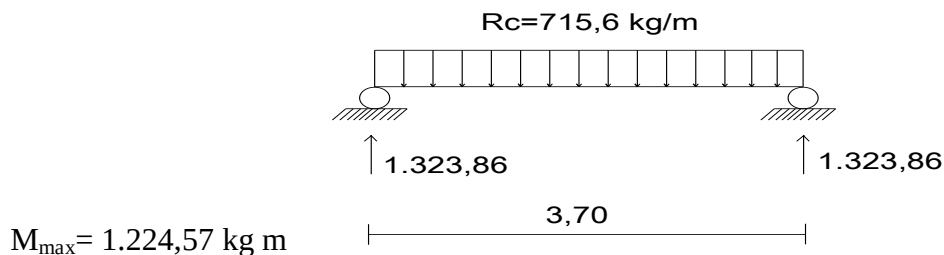
$$A_{st} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$6\Phi 8 = 3,018 \text{ cm}^2 > 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } 100/\text{N}^\circ \text{ barras} = 100/6 = 16,67 \text{ cm}$$

Se empleará: 6 $\Phi 8$ C/20

Análisis transversal en el descanso:



$$\mu_d = \frac{122.457 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (13 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,052$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 2.8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,052$ se obtiene una cuantía mecánica de $w = 0,0576$

$$A_s = 0,0576 * 100 * 13 * \frac{140 \text{ Kg/cm}^2}{3652 \text{ Kg/cm}^2} = 2,87 \text{ cm}^2$$

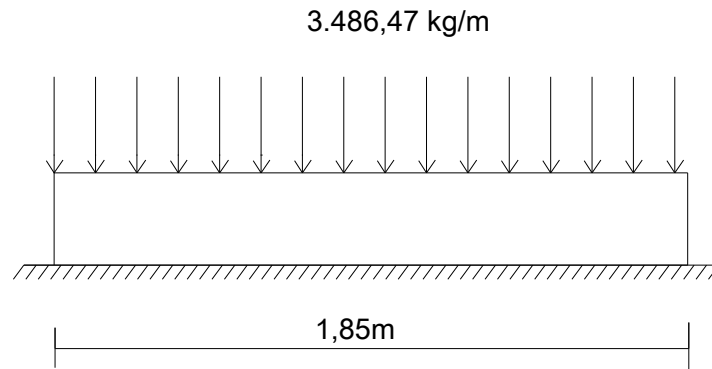
$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ necesaria}} \quad \text{OK!}$$

$$6\Phi 8 = 3,018 \text{ cm}^2 > 2,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } 100/\text{N}^\circ \text{ barras} = 100/6 = 16,66 \approx 15 \text{ cm}$$

Se empleará: 6Φ8C/15



$$M \text{ máx.} = 1.491,55 \text{ kg m}$$

$$\mu_d = \frac{149.155 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (13 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,063$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 2.8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,063$ se consigue una cuantía mecánica de $w = 0,065$

$$A_s = 0,065 * 100 * 13 * \frac{140 \text{ Kg/cm}^2}{3652 \text{ Kg/cm}^2} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ necesaria}} \quad OK!$$

$$7\Phi 8 = 3,521 \text{ cm}^2 > 3,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } 100/\text{N}^\circ \text{ barras} = 100/7 = 14,3 \approx 15 \text{ cm}$$

Se empleará: 7Φ8C/15

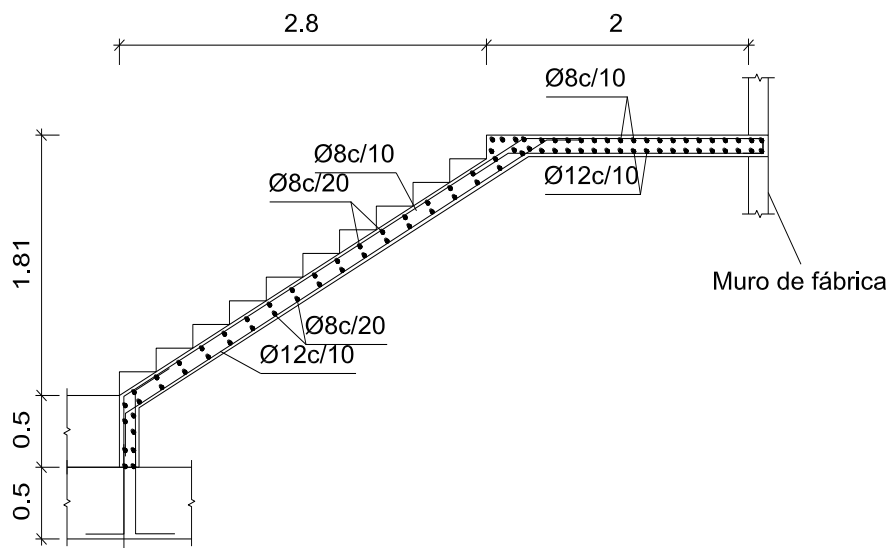


Tabla 3.16: Resultados de armadura en grada

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø8c/10	Ø12c/10
B-B	Longitudinal	Ø8c/10	Ø12c/10
C-C	Longitudinal	Ø8c/10	Ø12c/10
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø8c/10	Ø12c/10
F-F	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

Tabla 3.17: Lista de armadura en grada

Medición						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø8	19	6.05	114.95	45.4
A-A	Inferior	Ø12	19	0.81	15.39	13.7
A-A	Inferior	Ø12	19	4.29	81.51	72.4
A-A	Inferior	Ø12	19	2.43	46.17	41.0
A-A	Superior	Ø8	19	0.93	17.67	7.0
A-A	Inferior	Ø12	19	1.01	19.19	17.0
B-B	Superior	Ø8	22	3.89	85.58	33.8
B-B	Inferior	Ø12	22	3.89	85.58	76.0
C-C	Superior	Ø8	19	2.76	52.44	20.7
C-C	Superior	Ø8	19	4.31	81.89	32.3
C-C	Inferior	Ø12	19	6.36	120.84	107.3
D-D	Superior	Ø8	21	1.95	40.95	16.2
D-D	Inferior	Ø8	22	1.95	42.90	16.9

Medición						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
E-E	Superior	Ø8	1	2.20	2.20	0.9
E-E	Inferior	Ø12	1	2.20	2.20	2.0
F-F	Superior	Ø8	17	1.95	33.15	13.1
F-F	Inferior	Ø8	17	1.95	33.15	13.1
					Total + 10 %	581.4

Fuente: Elaboración propia

3.4.5.5. Diseño de losa alivianada.- La verificación se lo realizará en aquella losa correspondiente al pórtico N° 30 y pórtico N° 31.

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de Plastoform.
- Losa superior de hormigón.

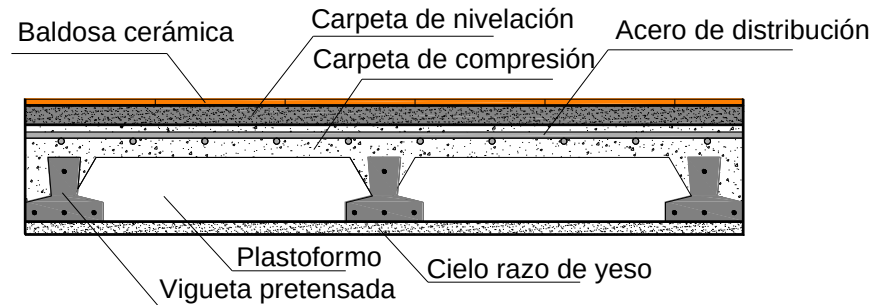
Figura 3.38 Losa alivianada



Fuente: Elaboración propia

3.4.5.5.1. Diseño de la armadura negativa.- La armadura en losas se diseña a flexión, con la combinación de cargas más desfavorable: $1,6 Q_{pp} + 1,6 SC$

Figura 3.39: Corte transversal del forjado de viguetas.



Fuente: Elaboración propia

Resumen de cargas muertas sólo se refiere a las cargas complementarias por la obra fina que es el revoqué de yeso y sobre piso con baldosa cerámica y el peso propio de la losa.

El peso de la baldosa cerámica de espesor = 1 cm es: 1800 kg/m^3

$P. \text{ baldosa} = 1800 \text{ Kg/m}^3 * 0,01\text{m} = 18 \text{ kg/m}^2$

$\text{Yeso} = 1.250 \text{ kg/m}^3 * 0,01\text{m} = 12,5 \text{ kg/m}^2$

Carpeta de Nivelación.- El mortero de cemento se cuantificado como $= 2100 \text{ kg/m}^3$

Peso de la carpeta de nivelación: $2100 \text{ kg/m}^3 * 0,02\text{m} = 42 \text{ kg/m}^2$

Por lo tanto el peso de la carga en el forjado debido a la obra fina es:

Peso de la baldosa cerámica + peso de la carpeta de nivelación o sobre piso de 2 cm de espesor + peso del cielo raso de yeso de 1 cm de espesor.

Peso de instalación eléctrica se considera: 16 kg/m^2

$Q_{sa} = 16 + P_{\text{piso}} + P_{\text{cr}} = 16 + 18 + 12,5 + 42 = 88,5 \text{ kg/m}^2 \approx 90 \text{ kg/m}^2$

Nota: El análisis de la carga de acabado de la losa se encuentra en el anexo A-3 Análisis de Cargas.

Análisis de carga de peso propio.- La vigueta prefabricada de hormigón pretensando es el elemento más común, que es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada.

Dimensión de la vigueta

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$d = 4 \text{ cm}$$

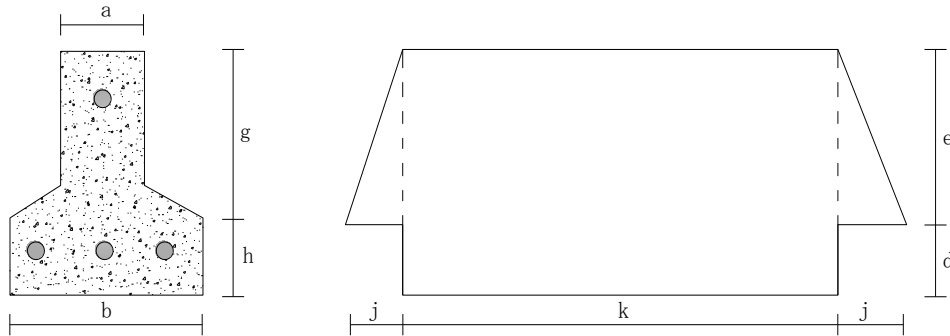
$$e = 12 \text{ cm}$$

$$g = 6 \text{ cm}$$

$$h = 4 \text{ cm}$$

$$j = 3,5 \text{ cm}$$

$$k = 38 \text{ cm}$$



$$A(\text{plastrofor}) = (38 * 16) + (3 * 12) = 644 \text{ cm}^2 = 0,0644 \text{ m}^2$$

$$A(\text{vigueta}) = (12 * 4) + (5 * 6) + (3,5 * 3) = 88 \text{ cm}^2 = 0,0088 \text{ m}^2$$

El número de viguetas o piezas de plastrofor en un metro.

$$\frac{100\text{cm}}{50} = 2 \text{ Pza/m}$$

Se calcula el área de sección para el hormigón.

$$A(H^\circ) = 100 * 21 - 2 * (644 + 88) = 636 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,0636 \text{ m}^2/\text{m}$$

Se adoptará un peso de plastrofor = 0,675 kg/pza y un peso específico del hormigón de:

$$\gamma_{H^\circ} = 2500 \text{ kg/m}^3.$$

$$Q_{muerta} = \left(2 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2} * 0,675 \frac{\text{kg}}{\text{Pza}} \right) + \left(0,0088 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2500 * 2 \right) + \left(0,088 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2500 \right)$$

$$Q_{muerta} = 265,35 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{sa} = 90 \text{ kg/m}^2$$

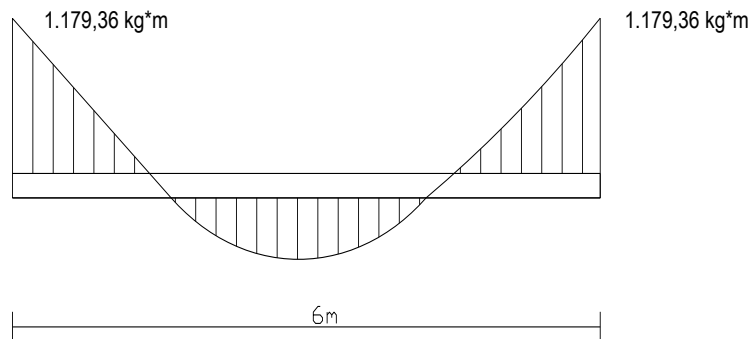
$$Q_r = 90 + 265,35 = 355,35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga permanente} = 355,35 * 0,5 = 177,675 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de uso} = 300 * 0,5 = 150 \text{ kg/m}$$

$$Q_{total} = 1,6 * 177,676 + 1,6 * 150 = 524,16 \text{ kg/m}$$

Diagrama de Momentos Flectores



Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1.179,36 * 100}{50 \text{ cm} * (18 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,05$$

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 2.8 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con: $\mu_d = 0,05$ se consigue una cuantía mecánica de $W_s = 0,0522$

Disposición de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0522 * 50 \text{ cm} * 18 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652 \text{ kg/cm}^2} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,80 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min} = 0,0018$

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * h = 0,0018 * 50 \text{ cm} * 21 \text{ cm} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Se escogerá el área mayor (A_s) = 1,89 cm²

Los tipos de diámetros a utilizar son:

Número de piezas

Φ8	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 0,503$	$N^\circ = 3,757 \rightarrow 4$
Φ10	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 0,785$	$N^\circ = 2,407 \rightarrow 3$
Φ12	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 1,13$	$N^\circ = 1,673 \rightarrow 2$

Se utilizará: 1P Φ12 mm + 1P Φ10 mm

$$As\emptyset 12 \text{ mm} = 1 * 1,13 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$As\emptyset 10 \text{ mm} = 1 * 0,785 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$1,91 \text{ cm}^2 > 1,80 \text{ cm}^2 \text{ !!Ok cumple!!}$$

3.4.5.5.2. Diseño de vigueta pretensada.- La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm² para el hormigón presforzado, mientras el valor correspondiente para el hormigón armado es de 200 a 250 kg/cm² aproximadamente.

Adoptándose las siguientes resistencias características:

$$f'_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón pretensado.}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón armado.}$$

a) Carga de peso propio.- La vigueta de hormigón pretensado logra generar sección mucho más esbelta que las de hormigón armado vaciada en sitio, continuación se indica las especificaciones técnicas de viguetas pretensadas de Concretex como base de información.

Tabla 3.18: Características técnicas de la vigueta pretensada

Producto	Dimensione (cm)				Peso Promedio	Tipo de Hormigón
	a	b	h	L		
Viguetas Pretensadas	11 a 12	6	10	hasta 9 m	18	350 kg/cm ²

Descripción	Referencia	Dimensiones (cm)	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes	D	50-58-60	62-70-72
Altura del complemento	h1	De 10 a 25	De 12 a 25
Altura carpeta de compresión	h2	5	5
Altura paquete estructural	H	De 15 a 30	De 17 a 30

$$Q_{vigueta} = J_{H^o} * A$$

$$Q_{vigueta} = 2400 * 0,0088 = 21,12 \text{ kg/m}$$

Dimensiones de la sección transversal:

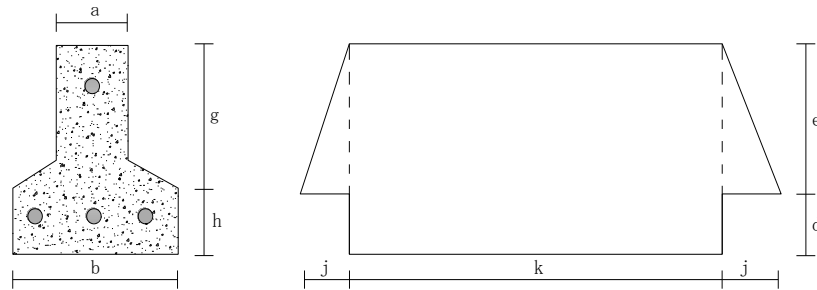
$$a = 5 \text{ cm} ; s = 50 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm} ; k = 38 \text{ cm}$$

$$d = 4 \text{ cm} ; j = 3,5 \text{ cm}$$

$$e = 12 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm}$$

$$g = 6 \text{ cm}$$



$$A(\text{plastrofor}) = (38 * 16) + (3 * 12) = 644 \text{ cm}^2 = 0,0644 \text{ m}^2$$

$$A(\text{vigüeta}) = (12 * 4) + (5 * 6) + (3,5 * 3) = 88 \text{ cm}^2 = 0,0088 \text{ m}^2$$

b) Carga de la capa de compresión.- La capa de compresión de hormigón tendrá un espesor de 5 cm, el área de sección del hormigón $A(H^\circ) = 100 * 21 - 1 * (644 + 88) = 636 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$Q_{\text{hormigón}} = 2400 * 0,0636 * 0,5 = 76,32 \text{ kg / m}$$

Cálculo del número de piezas de plastrofor.- El número de vigüetas o piezas de plastrofor en un metro.

$$\frac{100 \text{ cm}}{50} = 2 \text{ Pza/m}$$

Carga del complemento.- El complemento que se utiliza es plastroformo (poliestireno expandido), con una unidad de 2 pza / m², se adoptara un peso de plastrofor = 0,675 kg / pza.

$$Q_{\text{plastrofor}} = 2 * s * 0,675$$

$$Q_{\text{plastrofor}} = 2 * 0,5 * 0,675 = 0,675 \text{ kg / m}$$

$$\text{Carga muerta} \longrightarrow Q_m = Q_{\text{hormigón}} + Q_{\text{plastrofor}} + Q_{\text{vigüeta}} = 76,32 + 0,675 + 21,12 = 98,12 \text{ kg / m}$$

$$\text{Carga de acabado} \longrightarrow Q_{\text{acabado}} = 90 * 0,5 = 45 \text{ kg / m}$$

$$\text{Carga muerta total} \longrightarrow Q_{\text{MT}} = 143,12 \text{ kg / m}$$

$$\text{Carga muerta sin vigüeta} \longrightarrow Q_{m \text{ sin vigüeta}} = 122 \text{ kg / m}$$

Carga muerta con vigueta $\longrightarrow Q_{m \text{ con vigueta}} = 143,12 \text{ kg / m}$

Momento.- Es necesario separar momentos de la carga permanente y de sobrecargas.

Momento de la carga permanente: $M_p = 143,12 * \frac{6^2}{8} = 644,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Momento de la carga de vigueta: $M_o = 21,12 * \frac{6^2}{8} = 95,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Momento de la carga de uso: $M_v = 150 * \frac{6^2}{8} = 675 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Momento de transferencia.-

$M_t = M_p + M_v = 644,04 + 675 = 1.319,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Datos para el diseño.-

$f'_{ci} = 350 \text{ kg/cm}^2$ resistencia característica del hormigón a los 28 días de edad.

$f'_{ci} = 0,75 * f'_{ci} = 262,5 \text{ kg/cm}^2$, resistencia del hormigón a los 7 días de edad considerando que el preesfuerzo se transmitirá a los 7 días, a esta edad el hormigón generalmente alcanza del 75- 80% de su resistencia a los 28 días.

Esfuerzos Admisibles del hormigón.⁽⁺¹¹⁾ La normativa norteamericana ACI, muy distinta a la europea en este tema en hormigón, es del máximo interés al estar basado en una intensa experimentación y en una larga experiencia de uso. Las limitaciones sugeridas són:

Esfuerzo de compresión en las fibras extremas. $\bar{\sigma}_{ci} = -0,6 * f'_{ci} = -157,5 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de tensión de las fibras extremas. $\bar{\sigma}_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}} = 12,96 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de compresión en las fibras extremas. $\bar{\sigma}_{cf} = -0,45 * f'_{ci} = -157,5 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de tensión de las fibras extremas. $\bar{\sigma}_{tf} = 1,60 * \sqrt{f'_{ci}} = 29,93 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo permisible en el acero.- El acero de refuerzo suplementario convencional (varilla de acero), se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales.⁽⁺¹¹⁾

Resistencia del acero $f_{pu} = 18.000 \text{ kg/cm}^2$

⁽⁺¹¹⁾ Ref.: Reglamento para Hormigón Estructural (ACI 318S-08) y Comentario, capítulo 18, pág. 299

⁽⁺¹¹⁾ Ref.: Reglamento para Hormigón Estructural (ACI 318S-08) y Comentario, capítulo 18, pág. 300

$$f_{py} = 0,9 * f_{pu} = 16.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_t = 0,94 f_{py} \leq 0,80 f_{pu}$$

$$0,94 f_{py} = 15.228 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,8 f_{pu} = 14.400 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_o = 0,82 f_{py} \leq 0,74 f_{pu}$$

$$0,82 f_{py} = 12.960 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,74 f_{pu} = 13.320 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo} \rightarrow P_o = 12.960 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fuerza} \rightarrow P_o = 12.960 * (0,784) = 10.161 \text{ kg}$$

$$A_{sp} = 4 * (0,196 \text{ cm}^2) = 0,784 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 12.960 / 0,95 = 13.642,11 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

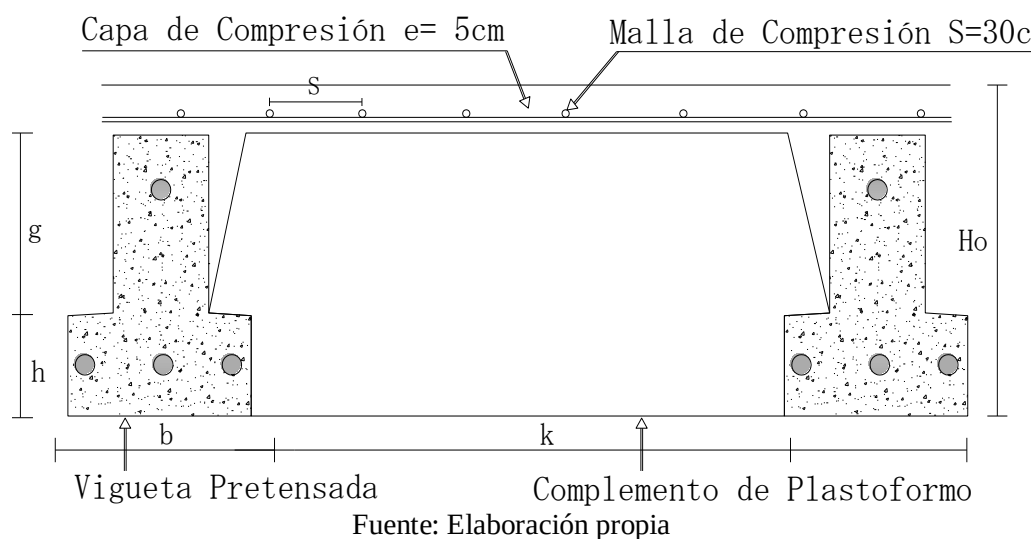
f_{pu} : Resistencia última del acero.

f_{py} : Resistencia de fluencia (16.200 kg/cm^2).

A_{sp} : Área de acero.

Propiedades geométricas de la sección.- Se analiza a la vigueta como un elemento simple que está expuesto a su peso propio y a la fuerza de preesfuerzo inicial en una primera etapa y cuando el elemento estructural se encuentre en estado de servicio, se producen las pérdidas donde se analiza a la estructura con un elemento compuesto.

Figura 3.40: Propiedades Geométricas de la Sección



Propiedades de la sección Simple

$$H = 10 \text{ cm}$$

$$A = 88 \text{ cm}^2$$

$$I = 634,38 \text{ cm}^4$$

$$Y_{cg} = 4,05 \text{ cm}$$

$$C1 = 5,95 \text{ cm}$$

$$C2 = 4,05 \text{ cm}$$

$$S1 = 106,62 \text{ cm}^3$$

$$S2 = 156,64 \text{ cm}^3$$

$$e = 2,10 \text{ cm}$$

Propiedades de la sección Compuesta

$$H_o = 21 \text{ cm} \quad (\text{Altura de la sección})$$

$$A_o = 310 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de la sección})$$

$$I_o = 10.224 \text{ cm}^4 \quad (\text{Momento de inercia "eje x"})$$

$$Y_{cgo} = 11,25 \text{ cm} \quad (\text{Centro de gravedad "eje x"})$$

$$C1_o = 8,87 \text{ cm} \quad (\text{Brazo mecánico superior})$$

$$C2_o = 12,13 \text{ cm} \quad (\text{Brazo mecánico inferior})$$

$$S1_o = 1.152,65 \text{ cm}^3 \quad (\text{Módulo sección superior})$$

$$S2_o = 842,87 \text{ cm}^3 \quad (\text{Módulo sección inferior})$$

$$e_o = 12,13 \text{ cm} \quad (\text{Excentricidad al eje neutro})$$

$$\sigma_{ci} = \frac{M_o}{S2} - \frac{P_i * e}{S2} - \frac{P_i}{A} \geq -0,6 f_{ci}$$

$$\sigma_{ti} = -\frac{M_o}{S1} + \frac{P_i * e}{S1} - \frac{P_i}{A} \leq 0,80 \sqrt{f_{ci}}$$

$$\sigma_{cf} = -\frac{M_t}{S1_o} + \frac{n * P_i * e_o}{S1_o} - \frac{n * P_i}{A_o} \geq -0,45 f_{cf}$$

$$\sigma_{tf} = \frac{M_t}{S2_o} - \frac{n * P_i * e_o}{S2_o} - \frac{n * P_i}{A_o} \leq 1,6 \sqrt{f_{cf}}$$

Donde:

M_o : Momento debido a peso propio de la vigueta (estado inicial) ($kg * cm$).

M_T : Momento debido a la totalidad de las cargas ($kg * cm$).

P_i : Fuerza de pretensado inicial (kg).

e : Excentricidad máxima de los cables de pretensado con respecto al cg (cm).

n : Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a largo plazo.

Verificación de esfuerzos

$$\sigma_{ci} = -312,36 \frac{kg}{cm^2} > -157,50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{ti} = -4,47 \frac{kg}{cm^2} < 12,96 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cf} = -63,36 \frac{kg}{cm^2} < -157,50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{tf} = 24,56 \frac{kg}{cm^2} < 29,93 \frac{kg}{cm^2}$$

Cálculo de las pérdidas de la fuerza de pretensado.- Se las calcula con la finalidad de concluir con que las consideraciones hechas anteriormente sobre las perdidas hayan sido las correctas. Se calculan las perdidas instantáneas y diferidas.

a) Pérdidas Inmediatas.-

a.1) Acortamiento Elástico:

$$\Delta AE = \left(\frac{E_p}{E_{cpi}} \right) \cdot f_{cgp}$$

E_p : Módulo de deformación longitudinal de las armaduras.

E_{cpi} : Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad (j) correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras.

f_{cgp} : esfuerzo del hormigón en el centro de gravedad de la armadura activa debido a la fuerza de preesforzado después de la transferencia y al peso propio del miembro en las secciones de momento máximo.

$$f_{cgp} = \frac{P_o}{A} + \frac{P_o * e^2}{I} - \frac{M_o * e}{I} = \left(\frac{10.161}{88} + \frac{10.161 * 2,10^2}{634,38} \right) * 0,9 - \frac{9.504 * 2,10}{634,38}$$

$$f_{cgp} = 136,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = \left(\frac{2.000.000}{261.916,02} \right) \cdot 136,03 = 1.038,73 \text{ kg/cm}^2$$

b) Pérdidas diferidas.-

b.2) Contracción del hormigón:

$$\Delta Cc = 1.193 - 10,5 * H$$

$$\Delta Cc = 1.193 - 10,5 * 60 = 563 \text{ kg/cm}^2$$

H: el promedio anual de la humedad relativa (60%) “fuente: SENAMHI, estación del Aeropuerto”

b.3) Flujo Plástico:

$$\Delta FP = 12 * fcgp - 7 * fc ds \geq 0$$

$$fc ds = \frac{Mcm}{I} \cdot e = \frac{54.900 * 2.10}{634,38} = 181.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mcm = \frac{122 * 6^2}{8} * 100 = 54.900 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\Delta FP = 12 * 136,03 - 7 * 181,74 = 360,20 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

Mcm : Momento máximo de la carga muerta sin vigueta.

fc ds : Esfuerzo en el hormigón en el centro de gravedad de los alambres debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del preesforzado.

c.2) Relajación del acero en la transferencia:

$$\Delta AE1 = \frac{1}{10} * \log(t) * \left(\frac{ft}{fpu} - 0,55 \right) * ft$$

t = en horas; t = 30 h

$$\Delta AE1 = \frac{1}{10} * \log(30) * \left(\frac{13.642,11}{16.200} - 0,55 \right) * 13.642,11 = 588,62 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3.19: Resumen de pérdidas

Pérdidas	$\Delta f \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	(%)
Acortamiento Elástico	1.038,73	8,01
Contracción del Hormigón	563	4,34
Flujo Plástico	360,20	2,78
Relajación Diferida	588,62	4,54
Total de Pérdidas	2.550,56	19,68

Fuente: Elaboración propia

Las perdidas asumidas fueron 20% y las pérdidas reales obtenidas son 19,68%

Cálculo de la fuerza efectiva de preesfuerzo:

$$Ff = Po - \sum \text{Pérdidas} = 12.960 - 2.550,56 = 8.800,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pe = 8.800,07 * 0,78 = 8.119,36 \text{ kg}$$

Verificación de esfuerzos:

$$\sigma_{ci} = -\frac{8.119,36}{88} - \frac{8.119,36 * 2.10}{156,64} + \frac{9.504}{156,64} = -312,36 \text{ kg/cm}^2 > -157,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ti} = -\frac{8.119,36}{88} + \frac{8.119,36 * 2.10}{106,62} - \frac{9.504}{106,62} = 4,47 \text{ kg/cm}^2 < 12,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cf} = -\frac{8.119,36}{310} + \frac{8.119,36 * 12,13}{1.152,65} - \frac{131.904}{1.152,65} = -75,77 \text{ kg/cm}^2 > -157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{tf} = -\frac{8.119,36}{310} - \frac{8.119,36 * 12,13}{842,87} + \frac{131.904}{842,87} = 24,56 \text{ kg/cm}^2 > 29,93 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación del esfuerzo Cortante:

$$Vu \leq \phi Vn \quad ; \quad Vn = Vc + Vs$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección

V_n = El cortante total resistente del elemento

V_c = Cortante que resiste el hormigón

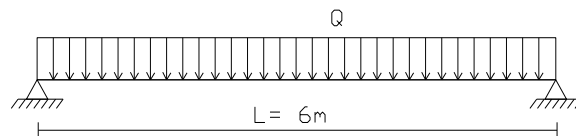
V_s = Cortante que resiste el acero

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia
(0,85)

$$V_A = q * L/2$$

$$V_{MAX} = V_A - q * h/2$$

$$M = V_A * h/2 - q * h^2/8$$



$$V_m = Q_m * L/2 = 122 * 6/2 = 366 \text{ kg} \longrightarrow V_{m_{max}} = 359,9 \text{ kg} \longrightarrow M = 18,15 \text{ kg m}$$

$$V_{pp} = Q_{pp} * L/2 = 21,12 * 6/2 = 63,36 \text{ kg} \longrightarrow V_{pp_{max}} = 62,30 \text{ kg} \longrightarrow M = 3,14 \text{ kg m}$$

$$V_v = Q_v * L/2 = 150 * 6/2 = 450 \text{ kg} \longrightarrow V_{v_{max}} = 442,5 \text{ kg} \longrightarrow M = 22,31 \text{ kg m}$$

$$V_u = 1,4 * (359,9 + 62,30) + 1,7 * 442,5 = 1.343,33 \text{ kg}$$

Cálculo del Cortante de agrietamiento:

$$V_i = \frac{(Q_p + Q_s) * L}{2} + (Q_p + Q_s) * \frac{h}{2}$$

$$V_i = 906,91 \text{ kg}$$

$$b_w = 5 + n(12-5) = 10,6 \text{ cm}$$

$$h = n(21-10) + 10 = 18,8 \text{ cm}$$

$$d_p = 0,8 * h = 0,8 * 18,8 = 15,04 \text{ cm}$$

$$f_{pe} = -\left(\frac{P_e}{A} + \frac{P_e * e * C_2}{I}\right) \quad f_{2\emptyset} = -\frac{M_{pp} * C_2}{I}$$

$$f_{pe} = -201,12 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{2\emptyset} = (3,14 * 100) * 4,05 / 634,38 = -2,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cre} = \frac{I_o}{C_{2o}} \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + |f_{pe}| - |f_{2\emptyset}| \right) = 32.653,57 \text{ kg} \cdot m$$

$$V_{cr} = \frac{V_{m+v}}{M_{m+v}} * M_{cre} = 6.475,83 \text{ kg}$$

| f_{pe} |: Esfuerzo de compresión en la cara a tensión que resulta de la fuerza efectiva de preesfuerzo actuando sola.

| $f_{2\emptyset}$ |: Esfuerzo en la fibra inferior por el peso propio de la viga.

Resistencia nominal del hormigón cuando presenta figuración por flexión y corte

$$V_{ci} = 0,159 * \sqrt{f_c} * b_w * d + V_{pp} + V_{cr} = 7.130,92 \text{ kg}$$

V_{ci} : Cortante nominal que inician como grietas de flexión

Cálculo del cortante de agrietamiento en el alma

$$\alpha = 0^\circ$$

$$V_p = P_o * \sin(\alpha) = 0 \text{ kg (Componente vertical de la fuerza efectiva de preesfuerzo)}$$

$$f_{pc} = P_o / A = 8.119,36 / 88 = 92,26 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de compresión en el hormigón después de pérdidas)}$$

$$V_{cw} = 0,93 * (\sqrt{f_c} + 0,3 f_{pc}) b_w * d_p + V_p = 8.983,21 \text{ kg}$$

$$\text{Se adopta el menor } (V_{cw} ; V_{ci}) \longrightarrow V_c = 7.130,92 \text{ kg}$$

$$0,85 \cdot 7.130,92 = 6.061,28 \text{ kg} \quad 0,85V_c > V_u \text{ sólo el hormigón resiste el esfuerzo de corte}$$

$$6.061,28 \text{ kg} > 1.343,33 \text{ kg}$$

Verificación a la Deflexión:

a) Verificación de la deflexión en la etapa inicial:

$$\Delta d_{\text{instantáneas}} = 1.038,73 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$P_i = 10.161 - 0,78 \cdot 1.038,73 = 9.350,79 \text{ kg}$$

$$E_{cc} = 14.000 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 14.000 \cdot \sqrt{262,5} = 226.825,92 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\Delta_{\text{presf.}} = \frac{1 \cdot P_i \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_{cc} \cdot I} = 4,39 \text{ cm}$$

Δ_{presf} : Deflexión a corto plazo producto de la fuerza de preesfuerzo inicial.

Δ_{pp} : Deflexión debido al peso propio de la vigueta.

$$\Delta_{\text{pp}} = \frac{5 \cdot Q_{\text{pp}} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cc} \cdot I} = \frac{5 \cdot 21,12 \cdot 600^4}{384 \cdot 226.825,92 \cdot 634,38 \cdot 100} = 2,48 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_{\text{pp}} - \Delta_{\text{presf}} = 2,48 - 4,39 = -1,91 \text{ cm} = 1,91 \text{ cm} (\uparrow)$$

$$\Delta_{\text{adm}} = L/300 = 600/300 = 2 \text{ cm}$$

$$2 \text{ cm} > 1,91 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

b) Verificación de la deflexión en la etapa final de servicio:

$$E_{cc} = 14.000 \cdot \sqrt{f_c} = 14.000 \cdot \sqrt{350} = 261.916,02 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\Delta_m = \frac{5 \cdot (Q_{h^\circ} + \text{plasto for}) \cdot L^4}{384 \cdot E_{pc} \cdot I} = \frac{5 \cdot (76,995) \cdot 600^4}{384 \cdot 261.916,02 \cdot 10.224 \cdot 100} = 0,47 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{acab.}} = \frac{5 \cdot (Q_{\text{acab.}}) \cdot L^4}{384 \cdot E_{pc} \cdot I} = \frac{5 \cdot (45) \cdot 600^4}{384 \cdot 261.916,02 \cdot 10.224 \cdot 100} = 0,28 \text{ cm}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * (Qv) * L^4}{384 * E_{pc} * I} = \frac{5 * (150) * 600^4}{384 * 261.916,02 * 10.224 * 100} = 0,94 \text{ cm}$$

$$\Delta_{presf.} = \frac{1 * P_e * e_o * L^2}{8 * E_{pc} * I} = 1,66 \text{ cm}$$

$$\Delta T = -\Delta_{pref.} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pref.}}{2} C_c + (\Delta_o + \Delta_{acab.} + \Delta_m)(1 + C_c) + \Delta_{cv}$$

$$\Delta T = -1,66 - \frac{4,39 + 1,66}{2} 2,3 + (2,48 + 0,28 + 0,47)(1 + 2,3) + 0,94 = 2,98 \text{ cm}$$

Cc : Coeficiente de flujo plástico para el hormigón (Cc= 2,3 “Diseño de estructuras de concreto Arthur H. Nilson duodécima edición, tabla 2.1 pág. 42)

$$\Delta_{adm} = L/240 + 0,5 = 600/240 + 0,5 = 3 \text{ cm}$$

$$3 \text{ cm} > 2,98 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

Verificación a la flexión:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p \rho_p * f_{pu}}{\beta_1 f'_c} \right)$$

Donde:

γ_p : 0,28 para f_{py}/f_{pu} no menor que 0,9 “factor que depende del tipo de acero de preesfuerzo”

β_1 : Relaciones familiares entre la altura del bloque de esfuerzos y la distancia al eje neutro (0,8)

f_{pu} : Resistencia última del acero (18.000 kg/cm²)

f_{py} : Resistencia de fluencia (16.200 kg/cm²)

d_p : Altura efectiva hasta el centroide del acero de preesfuerzo (15,04 cm)

b : Ancho de la cara a compresión (10,6 cm)

Mn: Momento nominal

$$\rho_p = \frac{A_s}{b * d_p} = \frac{0,784}{10,6 * 15,04} = 0,0049$$

$$fps = 16.406,70 \text{ kg/cm}^2$$

Profundidad del bloque de Compresión.

$$a = \frac{As * fps}{0,85 * fc * b} = 4,08 \text{ cm}$$

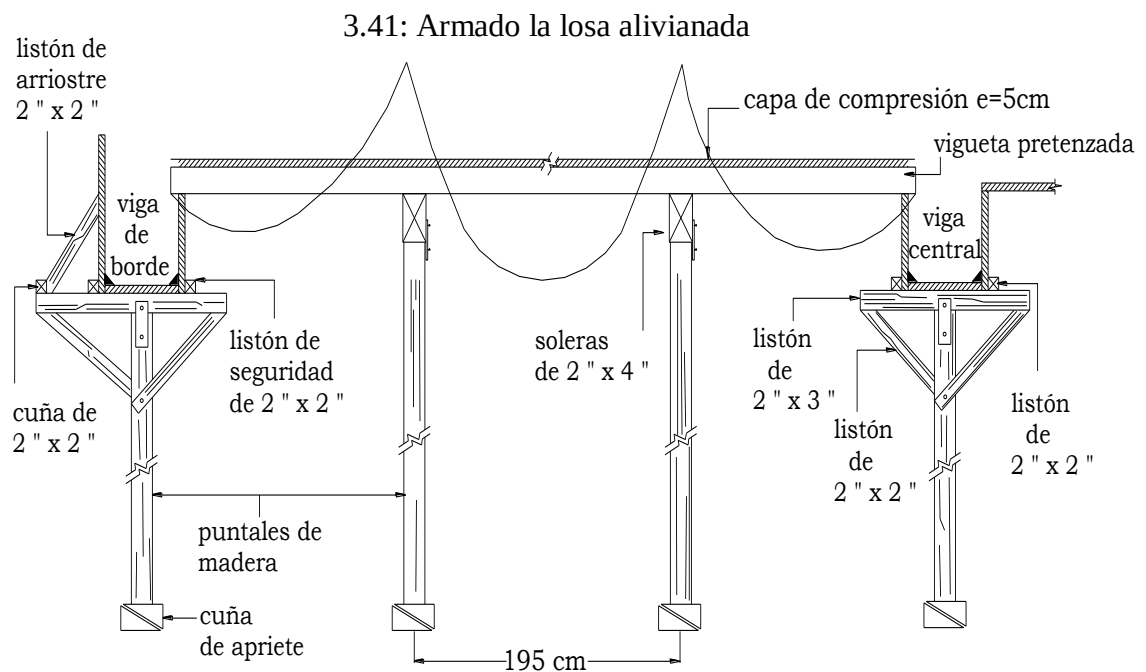
$$Mn = As * fps * \left(dp - \frac{a}{2} \right) = 167.223,8 \text{ kg cm}$$

$$Mu = 1,4 * Mp + 1,7 * Mv = 1,4 * 644,04 + 1,7 * 675 = 2.049,16 \text{ kg m}$$

$$\phi Mn > Mu$$

$$150.501,42 \text{ kg cm} > 204.916 \text{ kg cm}$$

Esfuerzos durante el hormigonado.- En los forjados de viguetas, hasta el endurecimiento del hormigón “in situ” la pieza prefabricada funciona como una viga continúa con luces entre sopandas y que deberá resistir el peso propio del forjado más la sobrecarga de construcción.



Fuente: Elaboración propia

$$\sigma_{ci} = -\frac{8.119,36}{88} - \frac{8.119,36 * 2.10}{156,64} + \frac{9.504}{156,64} = -312,36 \text{ kg/cm}^2 > -157,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ti} = -\frac{8.119,36}{88} + \frac{8.119,36 * 2.10}{106,62} - \frac{9.504}{106,62} = 4,47 \text{ kg/cm}^2 < 12,96 \text{ kg/cm}^2$$

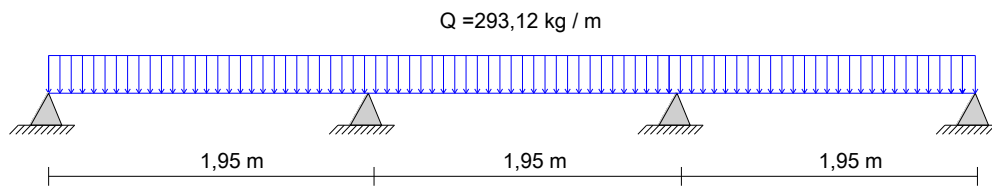
$$\sigma_{cf} = -\frac{8.119,36}{310} + \frac{8.119,36 * 12,13}{1.152,65} - \frac{131.904}{1.152,65} = -75,77 \text{ kg/cm}^2 > -157,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{tf} = -\frac{8.119,36}{310} - \frac{8.119,36 * 12,13}{842,87} + \frac{131.904}{842,87} = 24,56 \text{ kg/cm}^2 < 29,93 \text{ kg/cm}^2$$

Idealización de la vigueta apoyada sobre la solera:

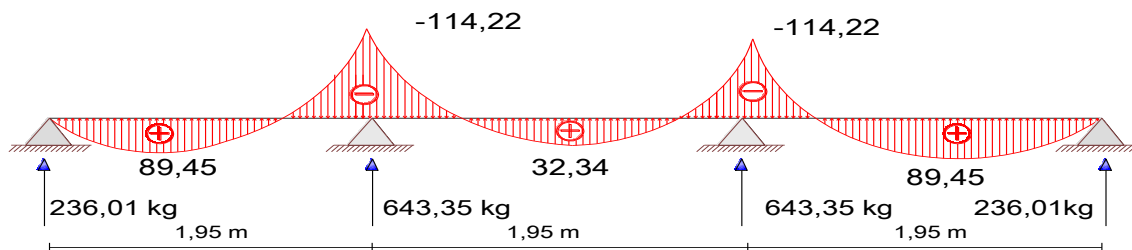
$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{m sin vigueta}} + Q_v + Q_{\text{vigueta}} = 122 + 150 + 21,12 = 293,12 \text{ kg / m}$$

Figura 3.42: Carga aplicada en la vigueta pretensada.



Fuente: Elaboración propia

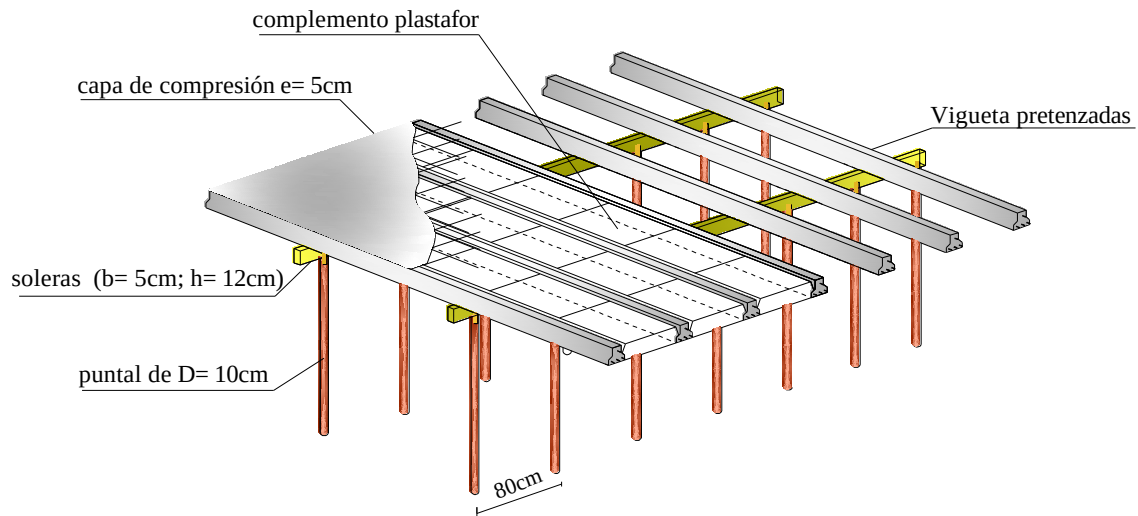
Figura 3.43: Diagrama de momentos flector en la vigueta pretensada



Fuente: Elaboración propia

Resistencia de las soleras y de los puntales:

Figura 3.44: Distribución de las viguetas prefabricadas



Fuente: Elaboración propia

Características de la madera.- Madera perteneciente al grupo B con un peso específico (J)= 1000 kg / m³

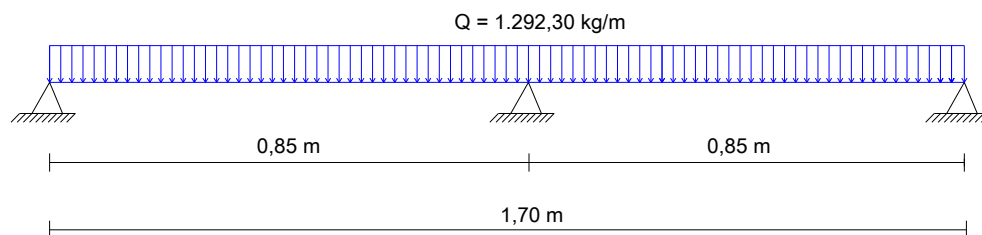
Solera de dimensión de 2"x 6" A= 56 cm²

Carga del peso propio (Q_{solera}) = 1000 * 0,0056 = 5,6 kg / m

Carga de la losa (Q_{losa}) = 643,35*3,4 / 1,70 = 1.286,7 kg / m

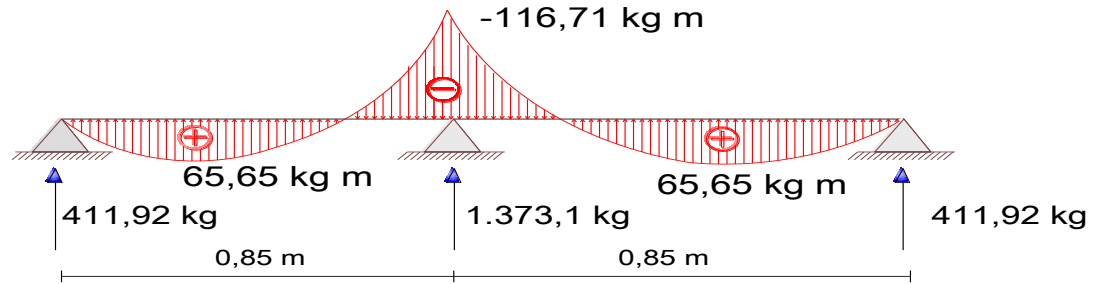
Carga total (Q_{total}) = $Q_{losa} + Q_{solera}$ = 5,6 + 1.286,7 = 1.292,30 kg / m

Figura 3.45: Carga sobre la solera



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.46: Momentos Flector sobre la solera



Fuente: Elaboración propia

$L = 170 \text{ cm}$

Verificación de la deflexión.-

$$\Delta_{max} = \frac{5 * Q_{equi.} * L^4 * k_c}{384 * EI} < \frac{L}{k}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 * 1.292,30 * 170^4 * 0,416}{384 * 75000 * 100 * 1206,21} = 0,65 \text{ cm}$$

$$\Delta_{adm.} = \frac{L}{k} = \frac{170}{250} = 0,68 \text{ cm}$$

Donde:

K_c = Factor de deflexión según tabla 16.8 " $K_c: 0,416$ " (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino pág.8.78)

K = Factor de deflexión máxima admisible según tabla 14,5 " $K: 250$ " (Manual del Grupo Andino)

$$\Delta = 0,65 \text{ cm} < 0,68 \text{ cm} \text{ !!Ok cumple!!}$$

Verificación a Flexión:

$$|\sigma_m| = \frac{6 * |M_{max}|}{b * h^2} < f_m$$

$$|\sigma_m| = \frac{6 * 11.671,08}{4 * 14^2} = 89,32 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

Esfuerzo admisible a flexión (Grupo B) f_m : 150 kg/cm² (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino pág.13-3, tabla13,2. Esfuerzos Admisibles)

Altura adoptada (h) = 6"

Base adoptada (b) = 2"

$$|\sigma_m| = 89,32 \text{ Kg/cm}^2 < 150 \text{ Kg/cm}^2 \text{ !!Ok cumple!!}$$

-Comprobación del Modulo de Sección:

$$Z_{req.} > \frac{M_{max}}{f_m}$$

$$Z_{req.} = b * \frac{h^2}{6}$$

$$130,67 \text{ cm}^3 > 77,81 \text{ cm}^3 \text{ !!Ok cumple!!}$$

-Verificamos al corte:

El cortante máximo en el apoyo será: $V_{max} = 625,46 \text{ kg}$

Si b es constante, el máximo esfuerzo de corte ocurre en el plano neutro. Para una viga de sección rectangular el máximo esfuerzo de corte resulta:

$$V_1 = V_{max} - q * 0,14 = 625,46 - 1.292,30 * 0,14 = 445,00 \text{ kg}$$

$$\tau. = \frac{3 * V_1}{2 * b * h} \leq f_v \quad \tau. = \frac{3 * 445,00}{2 * 4 * 14} = 11,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$11,92 \text{ kg/cm}^2 < 12 \text{ kg/cm}^2$$

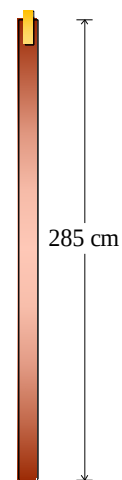
Diseño del puntal.- El puntal es un elemento que está expuesto a esfuerzo de compresión.

Fuerza de compresión $R_2 = 1.373,1 \text{ kg}$

Propiedades de la sección:

Módulo de elasticidad mínima ($E_{mín.}$) = 75000 kg/cm²

Esfuerzo Admisible a compresión (f_c) = 110 kg/cm²



Los elementos se clasifican como:

$$corto \quad \lambda < 10$$

$$intermedio \quad 10 < \lambda < Ck$$

$$largo \quad Ck < \lambda < 50$$

La sección transversa es circular $D = 10 \text{ cm}$; $A = 78,54 \text{ cm}^2$; $L = 285 \text{ cm}$

$$\text{Cálculo del esfuerzo real } fa = \frac{N}{A} = \frac{1.373,1}{78,54} = 17,48 \text{ kg/cm}^2$$

En el caso de escuadrías cuya sección transversal presenta dimensiones iguales en ambos ejes la esbelteces es:

$$\lambda = L/D = 285/10 = 28,5$$

$$\text{Cálculo de la esbeltez limite } Ck: \quad Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 18,34$$

Se trata de un elemento largo: $Ck < \lambda < 50$

$$\text{Por lo tanto el esfuerzo será: } Fa = 0,329 * \frac{E}{\lambda^2} = 27,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$30,38 \text{ kg/cm}^2 > 17,48 \text{ kg/cm}^2$$

3.5. Especificaciones técnicas.- Son las que definen la calidad de la obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

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

3.6. Resumen del Presupuesto de la Obra.- Para el proyecto se tomó en cuenta las actividades más importantes y significativos, el cómputo métrico fue desarrollado por

bloques debido a la magnitud del proyecto y los precios unitarios del proyecto se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.

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

PARÁMETROS	
CARGAS SOCIALES	60,00%
IVA	14,94%
IT	3,10%
HERRAMENTAS MENORES	5,00%
GASTOS GENERALES	10,00%
UTILIDAD	5,00%

El presupuesto general del proyecto es:

Tabla 3.20: **Presupuesto General**

Ítem	Lista de Actividades	Unid.	Cantidad	Pr. Unit.	Precio Total
1	Limpieza general	m ³	585	23,51	13.753,35
2	Instalación de faenas	m ²	27	178,17	4.810,59
3	Demolición	m ³	807,86	50,48	40.780,77
4	Replanteo y trazado	m ²	1.567,63	15,57	24.408,06
5	Excavación de zapatas (Terreno semi-duro)	m ³	530,90	56,42	29.953,38
6	Relleno y compactado	m ³	436,10	87,21	38.032,28
7	Zapatas de H°A° dosif. 1:2:3	m ³	94,70	2.237,89	211.928,18
8	Sobrecimiento de H° A° dosif. 1:2:3	m ³	36,10	2.422,44	87.450,08
9	Impermeabilización de sobrecimiento	m	633,61	23,97	15.187,63
10	Columnas de H°A° dosif. 1:2:3 fck:210 kg/cm ²	m ³	58,20	3.634,81	211.545,94
11	Viga de H°A° dosif. 1:2:3 fck: 210 kg/cm ²	m ³	95,80	3.831,72	367.078,78
12	Losa alivianada c/ vig. pretensada +plastoformo	m ²	1.595,73	295,91	472.192,46
13	Escaleras de H°A° dosif. 1:2:3 fck: 210kg/cm ²	m ³	8,57	4.067,70	34.860,19
14	Muro de ladrillos 6 huecos e=18 cm	m ²	1.953,91	163,36	319.190,74
15	Muro de ladrillos 6 huecos e=12 cm	m ²	115,39	117,73	13.584,86
16	Contrapiso + empedrado P.B.	m ²	1.383,14	122,45	169.365,49
17	Carpeta de nivelación	m ²	1.360,49	67,75	92.173,20

18	Cubierta de calam. # 28 + cercha	m ²	1.365,61	301,72	412.031,85
19	Cumbrera de calamina # 28	m	36,15	79,52	2.874,65
20	Colocado de marcos + puertas de madera	m ²	257,03	672,90	172.955,49
21	Colocado de ventana de aluminio c/ vidrio	m ²	854,24	586,19	500.746,95
22	Revoque interno de yeso	m ²	4.036,81	88,58	357.580,63
23	Revoque exterior	m ²	1.113,73	140,03	155.955,61
24	Revoque de cielo raso s/losa	m ²	1.674,68	103,44	173.228,90
25	Revoque de cielo falso	m ²	1.055,68	177,27	187.140,39
26	Mesón de H°A° de a= 60cm	m ²	7,01	493,24	3.457,61
27	Revestimiento de muro c/ cerámico 20*30	m ²	336,40	191,59	64.450,88
28	Zócalo de cerámico nacional h= 10cm	m	1.403,92	26,55	37.274,88
29	Piso de cerámico esmaltado 20x 30cm	m ²	2.891,42	216,92	627.206,83
30	Colocado de puertas de aluminio c/ vidrio	m ²	84,65	618,65	52.368,72
31	Rampa de H° A° dosif. 1:2:3	m ³	7,04	3.549,22	24.986,51
32	Junta de dilatación	m	78	13,20	1.029,60
33	Acabado de pared exterior	m ²	1.113,73	22,55	25.292,81
34	canaleta de calamina	m	186,76	99,55	18.591,96
35	Baranda metálica con tubo rectangular	m	22	125,61	2.763,42
36	Cámara de isnp. de ladrillo gamb. 60*60 cm	Pza.	7	884,00	6.188,00
37	Pintura Interior y Exterior Látex	m ²	7.800,85	36,75	286.681,24
38	Quincallería de puertas	Pza.	77	173,33	13.346,41
39	Quincallería de ventanas	Pza.	97	120,524	11.690,83
40	Limpieza y retiro de escombros	m ³	64	58,09	3.717,76
PRECIO TOTAL (Bs)				5.287.852,90	
PRECIO TOTAL (\$us)				756.488,15	

Precio total numeral: cinco millones doscientos ochenta y siete mil ochocientos cincuenta y dos con 90/100 Bolivianos.

El área de construcción del proyecto es de 2.978,73 m², por lo tanto el costo de obra es de Bs. 1.775,20 por metro cuadrado.

CONCLUSIONES

Del presente proyecto “Diseño Estructural del Hogar Nueva Esperanza” se llegó a las siguientes deducciones:

- Para la determinación de la resistencia admisible del subsuelo en el lugar de emplazamiento, realizando el ensayo de S.P.T. se lograron los siguientes resultados de dos pozos; el primer pozo a una profundidad de 2 m con una resistencia admisible de $1,00 \text{ kg/cm}^2$ y el segundo a una profundidad de 1,70 m con una resistencia admisible de $1,33 \text{ kg/cm}^2$.
- Este proyecto se redujo al cálculo estructural mediante programas computalizados, para una posterior verificación del dimensionamiento de los elementos más solicitados de la estructura, tanto de la estructura metálica como de la estructura aporticada, donde los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente, bajo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y el Manual de la AISC (Manual of Steel Construction).
- Los resultados obtenidos del presente cálculo estructural fueron satisfactorios en su totalidad, puesto que, se hizo un análisis del comportamiento y racionalidad de los elementos estructurales.
- Debido a la magnitud del proyecto hogar Nueva Esperanza, se decidió separar en bloques por una junta de dilatación a una distancia de 30 m de bloque a bloque, siguiendo los parámetros instituidos de la Norma Boliviana del Hormigón Armado.
- El tiempo de ejecución de la obra es de 385 días calendarios, con un costo total de la obra de Bs. 5'287.852,90 haciendo un valor de Bs.1.775,20 por m^2 .

RECOMENDACIONES

- Realizando el análisis de comparación entre la cercha metálica y cercha de madera, en la cual los dos materiales son aptos para el uso en el proyecto, lo más encomendable es utilizar la cercha metálica.
- Para el mejoramiento del proyecto es indispensable el diseño de la instalación eléctrica, el diseño de la instalación de agua potable y la instalación sanitaria con sus respectivos planos, para cumplir con el proyecto a diseño final.
- Si bien la Norma Bolivia del Hormigón Armado (CBH-87), aconseja no dimensionar columnas menores a 25 cm, en el presente proyecto se incluyó columnas cuadradas de 20 cm x 20 cm. Llegando a lograr un adelantamiento en la estética del edificio.
- La verificación de la losa alivianada muestra qué, es muy importante tener una mayor consideración sobre la etapa intermedia del hormigonado, puesto que la vigueta por si sola debe resistir toda la carga del forjado más una sobrecarga de construcción, haciéndose necesario el uso de sopandas.