

CAPITULO I
ANTECEDENTES

CAPITULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

La competitividad en el mercado laboral, exige cada vez más mano de obra especializada y conocimientos técnicos, sin los cuales quienes quieren optar a un trabajo quedan en desventaja. La capacitación técnica es una respuesta para la población sin escolaridad, quienes ven una oportunidad de desarrollo personal y para sus familias. Además, la capacitación Técnica es una opción para los jóvenes bachilleres que empiezan a formarse para participar activamente en su sociedad.

Las pocas personas que cuentan con los recursos necesarios tienen que recorrer grandes distancias para llegar a los centros de capacitación de los cuales los más cercanos se encuentran en la ciudad de Camargo (Chuquisaca) y la ciudad de Tarija.

1.1.1. Planteamiento

El municipio de Villa Abecia al analizar la demanda existente en contratar los servicios de personal capacitado, ha visto la necesidad de crear áreas técnicas para abarcar una demanda insatisfecha hasta la fecha; para lo cual se requiere de las instalaciones adecuadas en donde se puedan desarrollar las actividades de enseñanza aprendizaje de la manera más acorde.

Por consiguiente, se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Incentivos mediante becas.
- Alquiler de ambientes.
- Usar unidades educativas.
- Construir una nueva infraestructura.

1.1.2. Formulación

Con la nueva infraestructura del " Centro de Capacitación Técnica Villa Abecia" se puede solucionar el problema puesto que tendrá instalaciones adecuadas en donde se

puedan desarrollar las actividades de enseñanza aprendizaje de las distintas capacitaciones demandadas por la población.

En consecuencia de todas las alternativas planteadas, el alquiler de ambientes no es un solución práctica ya que conllevaría presupuestar un monto económico que puede generar conflictos a largo plazo, la dotación de becas tampoco paliaría la situación actual, ya que solo beneficiaría a un grupo reducido con lo cual seguiría existiendo el problema, el usar las unidades educativas conllevaría a conflicto social entre los padres de familia de la unidad y los beneficiarios del programa de capacitación por parte del municipio, aparte no se cuentan con instalaciones adecuadas para dictar las clases .

Como consecuencia de todas las alternativas se ha elegido la “Nueva Construcción del Centro de Capacitación Técnica Villa Abecia”.

1.1.3. Sistematización

Para la implementación de la alternativa seleccionada, que comprende una estructura aporticada de Hormigón Armado se procederá al análisis estructural y diseño de los siguientes elementos:

- ✓ Cubierta compuesta por cerchas metálicas.
- ✓ Entrepisos de losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento plastiform.
- ✓ Estructura aporticada de Hormigón Armado.
- ✓ Escalera de Hormigón Armado.
- ✓ Zapatas aisladas de Hormigón Armado.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos General

- ✓ Realizar el Diseño Estructural de la alternativa de planteo estructural elegido para la construcción del “Centro de Capacitación Técnica Villa Abecia” en la Comunidad de Camataqui Villa Abecia, Provincia Sud Cinti del Departamento de Chuquisaca, cumpliendo los lineamientos de diseño de la Norma CBH-87 para el Hormigón Armado y la especificación para Acero Conformado en Frio, AISI 2007 utilizando el Método de Factores de Carga y Resistencia “LRFD” para la cubierta Metálica, garantizando así la estabilidad y la resistencia requerida.

1.2.2. Objetivos Específicos

- ✓ Realizar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación de la estructura.
- ✓ Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento.
- ✓ Establecer las normativas de construcción con las que se realizara el diseño estructural.
- ✓ Utilizar el software informático CYPECAD que tenga incluido la Normativa CBH-87 y AISI 2007 para el cálculo y diseño de la estructura de sustentación y demás componentes y verificar los resultados manualmente.
- ✓ Elaborar planos Estructurales.
- ✓ Determinar el presupuesto total de la obra, para lo cual se realizará el análisis de precios unitarios de todos los ítems del proyecto.
- ✓ Formular un plan de trabajo, estimando el tiempo de ejecución del proyecto y señalar la ruta crítica a través de un diagrama de barras (Gantt).
- ✓ Realizar un análisis técnico y económico, entre perfil tipo “C” Costanera y perfil Tubular para la construcción de la cercha metálica, como aporte académico.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

1.3.1. Técnica

Una vez que se consiga la materialización física del proyecto “Centro de Capacitación Técnica Villa Abecia”, todos los beneficiarios del proyecto, plantel docente y el personal administrativo del centro, podrán gozar de ambientes muy acogedores y que reúnan todas las mejores condiciones tanto de comodidad como de seguridad para el buen desarrollo de las actividades correspondientes.

1.3.2. Académica

Se profundizarán los conocimientos adquiridos en el diseño estructural de edificaciones de Hormigón Armado, analizando las estructuras de acuerdo a sus usos. Además, se propondrá soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

1.3.3. Social – Institucional

Contribuir a la población beneficiaria de la región con el Diseño Estructural del “Centro de Capacitación Técnica Villa Abecia” para mejorar la calidad enseñanza-aprendizaje, proporcionándoles unas instalaciones amplias donde pueda albergar a todos los beneficiarios de la zona y comunidades aledañas.

1.4. Alcance del proyecto

El proyecto contempla el “Diseño Estructural del Centro de Capacitación Técnica Villa Abecia”, que consta de 3 plantas con ambientes distribuidos de la siguiente manera. (Ver Tabla 1.1.)

Tabla 1.1. Distribución de ambientes.

Planta Baja		Primer Piso	
Cantidad	Uso	Cantidad	Uso
1	Taller de Corte y Confección	1	Dirección
1	Taller de Electricidad Domiciliaria	1	Sala de Profesores
1	Taller de Artesanía	1	Depósito de Archivos
1	Taller de Peluquería	1	Vivienda Portero
1	Batería de Baños	1	Batería de Baños

Segundo Piso	
Cantidad	Utilidad
1	Auditorio
1	Batería de Baños

Fuente: Elaboración propia.

En base al estudio de suelos, determinar la resistencia admisible del terreno de fundación, examinar su configuración topográfica, se elabora el planteamiento estructural, diseño y la posterior verificación de sus elementos pertenecientes.

Como aporte académico se tiene:

- ✓ Realizar un análisis técnico y económico de perfiles laminados en frío, entre perfil tipo “C” Costanera y perfil Tubular para la construcción de la cercha metálica, de manera de tener un texto que brinde criterios para la elección del perfil, debemos tener en cuenta que para la elección del perfil a utilizar debemos considerar criterios estructurales, facilidad constructiva y costo final de la estructura.

El proyecto está orientado al diseño estructural como prioridad, por lo tanto, no se hará el diseño de los servicios básicos (agua potable, alcantarillado sanitario, gas domiciliario y red eléctrica). En consecuencia, se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado conteniendo: Planos estructurales, especificaciones técnicas, memoria de cálculos, costo y plazo de ejecución del proyecto.

1.5. Localización

El proyecto está localizado en el Departamento de Chuquisaca, provincia Sud Cinti, Municipio de Camataqui – Villa Abecia, comunidad Villa Abecia, perteneciente al distrito 1, con las siguientes coordenadas geográficas: 20°58'17” de latitud Sur y 65°13'36” de longitud Oeste, y una altitud promedio de 2323 m.s.n.m.

Figura 1.1. Ubicación Geográfica del Proyecto



Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas (INE)

1.5.1. Descripción de la infraestructura

Un análisis previo de los elementos estructurales que se implementaran en el diseño estructural de la nueva infraestructura son:

- a. **Cubierta.** Compuesta por cerchas metálicas
- b. **Estructura porticada.** - Compuesta por losas alivianadas con viguetas pretensadas, vigas, columnas y zapatas.
- c. **Escaleras.** - Compuesta por dos tramos y un descanso.

Las normas utilizadas para el diseño son:

- ✓ Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)
- ✓ Norma para aceros conformados en Frio (AISI-2007).

1.5.2. Descripción del área de emplazamiento

El terreno cuenta con una superficie de 560 m², topográficamente presenta una superficie plana debido a que se encuentra la superficie de terreno nivelada.

1.5.3. Servicios básicos

La comunidad de Villa Abecia cuenta con los siguientes servicios básicos:

Agua potable. - La cobertura del sistema de agua potable en la comunidad alcanza a cubrir toda la región, la administración y control del suministro está a cargo de la Cooperativa de Servicios de Agua Potable Villa Abecia LTDA.

Servicios sanitarios. - La comunidad cuenta con los servicios de alcantarillado sanitario para las aguas residuales.

Energía eléctrica. - La comunidad cuenta con servicios eléctricos domiciliarios en un 100% y con alumbrado público en lugares estratégicos, la administración y control del suministro está a cargo de COSERCA LTDA.

Gas domiciliario. - La cobertura de gas domiciliario en la comunidad es deficiente ya que no todos los comunarios gozan de este beneficio.

CAPITULO II
MARCO TEORICO

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO

Para el logro del objetivo general del proyecto Diseño Estructural del “Centro de Capacitación Técnica Villa Abecia” en la provincia Sud Cinti del Departamento de Chuquisaca, se debe tener conocimiento sobre el suelo de fundación del lugar de emplazamiento de la obra, así como conocer la topografía del lugar de emplazamiento, idealizar y definir las estructuras de sustentación de la nueva infraestructura, definir los materiales a emplear, definir las cargas a utilizar en el diseño, definir la normativa a utilizar y el método de diseño, etc.

En consecuencia, con lo señalado en el párrafo anterior, se debe elaborar el marco teórico el cual nos brindará conocimientos para realizar los estudios de diseños que se contemplan en el presente proyecto.

2.1. Planos arquitectónicos

El diseño arquitectónico tiene como objetivo, satisfacer las demandas por espacios que sean acorde a la funcionalidad para la cual es diseñada, tanto estética como tecnológica; además presenta soluciones técnicas, constructivas para los proyectos. Sin embargo, el diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

Los planos arquitectónicos aprobados, fueron proporcionados por el Gobierno Autónomo Municipal de Camataqui - Villa Abecia. (Ver Anexo 13, página 336)

2.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el conjunto de operación necesarias para obtener la representación de un determinado terreno natural.

Se realiza para tener una idea clara de la configuración del terreno, de la presencia de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre, se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración de las curvas de nivel del área en estudio con ayuda de equipos topográficos.

Todos los resultados serán obtenidos mediante estación total.

2.3. Estudio de suelos

Con el estudio de suelos se determina la capacidad portante del terreno. Esto se realizará mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo SPT (Prueba de penetración estándar).

El dato fundamental para proceder al cálculo de un sistema de fundación es la tensión admisible del terreno expresada en unidades de (MPa) y la determinación de la profundidad de cimentación.

Resumiendo, los pasos de un estudio convencional, son:

- ✓ Ensayos ‘in situ’ (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma.
- ✓ Toma de muestras ‘in situ’ de cada pozo realizado.
- ✓ Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
- ✓ Análisis de los resultados según los ensayos realizados ‘in situ’ y de laboratorio.
- ✓ Elaboración del informe final con resultados, gráficos y tensiones calculadas.

2.4. Diseño estructural

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema (conjunto de elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función) de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos.

El diseño estructural consiste en todas aquellas actividades que se desarrollan para determinar la forma, dimensiones globales y características detalladas de un sistema estructural, es decir, de aquella parte de una construcción cuya función es resistir las fuerzas o acciones a las que va a estar sometido sin que se produzcan fallas o mal comportamiento.

Para entender un poco el proceso de diseño estructural, resulta útil considerarlo dividido en tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

2.4.1. Estructuración

En esta etapa se define el tamaño y la forma del edificio; la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales; así como la naturaleza, tamaño y ubicación de los elementos no estructurales que puedan influir en el comportamiento de la estructura. Esto comprende la definición de la geometría general de la estructura (tanto en planta como elevación), se establecen los materiales a emplear (hormigón armado, mampostería, acero, etc.), se determinan los sistemas estructurales resistentes tanto a cargas gravitacionales como sísmicas; se establecen los claros de las vigas, tableros de losas y las alturas libres de entrepisos, se proponen secciones y dimensiones tentativas de los elementos estructurales, se conceptualizan las uniones entre ellos, se definen los elementos no estructurales y su sistema de fijación a la estructura.

Es ésta la parte fundamental del proceso, ya que de la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la obtención de resultados satisfactorios en los procesos subsecuentes del diseño. La correcta elección del sistema o configuración estructural más adecuada a las características funcionales de la construcción y a las acciones a las cuales ésta se verá sometida durante su vida útil, permite obtener un proyecto estructural adecuado y confiable.

2.4.2. Análisis

Una estructura al encontrarse sometida a una serie de acciones responde a ellas en base a sus características. Como efecto de estas acciones, la estructura se deforma, sufre desplazamientos y esfuerzos, y ocasionalmente daños. Todo esto constituye su respuesta a dichas acciones. La etapa de análisis consiste en la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pudieran afectarla. Para esto se requiere lo siguiente:

- ✓ Modelar la estructura, es decir, idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles.

- ✓ Determinar las acciones de diseño. En muchas situaciones las cargas y los otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los reglamentos y códigos cuya observancia es obligatoria.
- ✓ Determinar el efecto de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido. En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las deflexiones y deformaciones de la estructura.

2.4.3. Dimensionamiento

Se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y en el caso de elementos de Hormigón Armado, también comprende la determinación de la cantidad y ubicación del acero de refuerzo.

Se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad establecidos. Se diseñan los elementos del sistema estructural adoptado hasta llegar a la elaboración de planos detallados y las especificaciones de construcción correspondientes. Estas actividades están ligadas a la aplicación de uno o más reglamentos y códigos que rigen el diseño de la estructura. Los códigos y procedimientos son peculiares del material y sistema de construcción elegido. Lo que constituye un aspecto general son los criterios de seguridad y el enfoque con que se aborda el diseño.

2.5. Secuencia temporal del proceso de diseño estructural

Haber distinguido en el proceso de diseño estructural tres partes que indican una secuencia lógica, puede dar a pensar que en el diseño se sigue un proceso unidireccional en el que primero se imagina una estructura, luego se analiza y finalmente se dimensiona. El proceso real es mucho más complejo e iterativo; implica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final.

El análisis de la secuencia temporal con que se realiza el diseño de una estructura permite distinguir las fases siguientes:

2.5.1. Planteamiento de soluciones preliminares

Se requiere primero una definición clara de las funciones que debe cumplir la estructura y de las restricciones que impone el entorno físico y de las que fijan otros aspectos del proyecto general. Es necesario tener datos al menos preliminares sobre condiciones ambientales y requisitos de proyecto. En esta fase es particularmente necesaria la interacción entre el estructurista y los especialistas de los demás sistemas de la obra para definir las necesidades básicas de cada uno de ellos y para analizar las soluciones generales que se vayan proponiendo. De una evaluación esencialmente cualitativa surge un número limitado de soluciones que tienen perspectivas de resultar convenientes. Esta evaluación se basa con frecuencia en comparaciones con casos semejantes y en algunos cálculos muy simples. Es en esta fase donde juega un papel preponderante el criterio del proyectista estructural.

2.5.2. Evaluación de soluciones preliminares

Se realizan las actividades que, según se ha mencionado anteriormente, constituyen las etapas del proceso de diseño estructural, pero a un nivel tosco que se denomina comúnmente “pre-diseño”, en el cual se pretende definir las características esenciales de la estructura en diversas alternativas, con el fin de identificar posibles problemas en su adopción y, principalmente, de poder cuantificar sus partes y llegar a una estimación de los costos de las diversas soluciones. La elección de la opción más conveniente no se basará solamente en una comparación de los costos de la estructura en cada caso; hay que considerar también la eficacia con la que ésta se adapta a los otros aspectos del proyecto, la facilidad de obtención de los materiales necesarios, la rapidez y grado de dificultad de las técnicas de construcción involucradas, los problemas relacionados con el mantenimiento, el aspecto estético de la solución y, en obras de gran importancia, también diversos factores de tipo socioeconómico, como la disponibilidad de recursos nacionales y la contribución a la generación de empleos.

2.5.3. Diseño detallado

Una vez seleccionada la opción más conveniente, se procede a definirla hasta su detalle, realizando de manera refinada todas las etapas del proceso; aún aquí es necesario con frecuencia recorrer más de una vez las diversas etapas, ya que algunas de las características que se habían supuesto inicialmente pueden tener que modificarse por los resultados del dimensionamiento y hacer que se repita total o parcialmente el análisis.

2.5.4. Transferencia de los resultados del diseño

No basta haber realizado un diseño satisfactorio; es necesario que sus resultados sean transmitidos a sus usuarios, los constructores, en forma clara y completa. La elaboración de planos que incluyan no sólo las características fundamentales de la estructura, sino la solución de los menores detalles, la especificación de los materiales y procedimientos y la elaboración de una memoria de cálculos que facilite la implantación de cualquier cambio que resulte necesario por la ocurrencia de condiciones no previstas en el diseño, son partes esenciales del proyecto.

2.5.5. Supervisión

Puede parecer injustificado considerar la supervisión de la obra como una fase del proceso de diseño. Su inclusión aquí tiene como objetivo destacar la importancia de que las personas responsables del proyecto estructural comprueben que se esté interpretando correctamente su diseño y, sobre todo, que puedan resolver los cambios y adaptaciones que se presentan en mayor o menor grado en todas las obras, de manera que éstos no alteren la seguridad de la estructura y sean congruentes con los criterios de cálculo adoptados.

2.6. Reglamentos de construcción

Debido a las implicaciones sociales y económicas de las fallas estructurales, los gobiernos, en defensa del bien común y de la seguridad ciudadana, establecen reglamentos de construcción que contienen los requisitos relativos a seguridad estructural, seguridad contra el fuego, ventilación y accesos, etc. Los reglamentos de

construcción no dan procedimientos de diseño. Estos especifican los requisitos y restricciones de diseño que deben satisfacerse.

2.6.1. Especificaciones para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío del American Iron and Steel Institute (AISI-2007)

El AISI-2007 es un documento guía para el diseño de estructuras de acero conformados en frío, está basado en los métodos LRFD y ASD, ambos métodos son igualmente aceptables, aunque es posible que no produzcan idénticos resultados. Sin embargo, al diseñar los diferentes componentes de acero conformado en frío de una estructura no se deben mezclar estos dos métodos.

2.6.2. Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Esta norma proporciona las prescripciones de obligatorio cumplimiento en el país y que deben ser observadas en el proyecto, ejecución y control de obras de hormigón armado, tanto públicas como privadas, para conseguir la seguridad, durabilidad y adecuación a las condiciones de utilización requeridas en este caso.

Es aplicable a las estructuras y elementos estructurales de hormigón armado, fabricados con materiales que cumplan las prescripciones contenidas en el mismo.

El autor del proyecto, el director de obra y el fiscal de la misma, tanto si esta pública como privada, están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones de la presente norma, pero pueden bajo su personal responsabilidad, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas y métodos de control diferentes de los que aquí se incluyen, si son debidamente justificados ante la autoridad competente.

2.7. Cargas¹

En general, las cargas (o sollicitaciones) que pueden actuar en un edificio clasifican en los siguientes tipos: Cargas Estáticas, Cargas Dinámicas y Otras Sollicitaciones. Estas cargas se definen de la siguiente manera:

¹ Análisis de Edificios, Ángel San Bartolomé, Pontificia Universidad Católica del Perú, Pág. 2

2.7.1. Cargas estáticas

Son aquellas que se aplican lentamente sobre la estructura, lo cual hace que se originen esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos en conjunto con la carga máxima. Prácticamente, estas sollicitaciones no producen vibraciones en la estructura, ya su vez clasifican en:

a. Cargas Permanentes o Muertas

Son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura, como por ejemplo: el peso propio de la estructura y el peso de los elementos añadidos a la estructura (acabados, tabiques, maquinarias para ascensores y cualquier otro dispositivo de servicio que quede fijo en la estructura).

b. Carga Viva o Sobrecarga

Son cargas gravitacionales de carácter movable, que podrían actuar en forma esporádica sobre los ambientes del edificio. Entre estas sollicitaciones se tiene: al peso de los ocupantes, muebles, nieve, agua, equipos removibles, puente grúa, etc. Las magnitudes de estas cargas dependen del uso al cual se destinen los ambientes.

2.7.2. Cargas dinámicas

Son aquellas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que los esfuerzos y desplazamientos que originan sobre la estructura, también cambian con el tiempo; cabe indicar que el instante en que ocurre la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima sollicitación. Estas cargas clasifican en:

a. Vibraciones Causadas por Maquinarias

Cuando las máquinas vibratorias no han sido aisladas de la estructura principal, sus vibraciones pueden afectar tanto a la estructura que las soporta como a las estructuras vecinas.

b. Viento

El viento es un fluido en movimiento; sin embargo, para simplificar el diseño, se supone que actúa como una carga estática sobre las estructuras convencionales, pero, para estructuras muy flexibles (puentes colgantes, chimeneas, etc.) es necesario verificar que su período natural de vibrar no coincida con el de las ráfagas de viento, de lo contrario, podría ocurrir la resonancia de la estructura.

c. Sismos

Las ondas sísmicas generan aceleraciones en las masas de la estructura y por lo tanto, fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo; sin embargo, las estructuras convencionales pueden ser analizadas empleando cargas estáticas equivalentes a las producidas por el sismo.

d. Cargas Impulsivas

Son aquellas que tienen corta duración (dt), por ejemplo: las explosiones. Después que esta sollicitación culmina, se produce el movimiento en vibración libre de la estructura.

2.7.3. Otras sollicitaciones

Aparte de las cargas descritas existen otras sollicitaciones que pueden comprometer a la estructura y que, por lo tanto, deben contemplarse en el diseño. Ejemplo de estas sollicitaciones son: el asentamiento de los apoyos, el cambio uniforme o diferencial de temperatura, los empujes de tierra, el deslizamiento del suelo, las tensiones residuales, los preesfuerzos, el fuego, las subpresiones de agua, las contracciones por secado del concreto, etc.

2.8. Materiales

2.8.1. Acero Estructural.

En décadas recientes los ingenieros y arquitectos han requerido aceros más fuertes, aceros con mayor resistencia a la corrosión, con mejores propiedades de soldabilidad y diversas características.

Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM: los aceros de propósitos generales (A36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A572), los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588) y la placa de acero templada y revenida (A514 y A852). (Ver Anexos 11; tabla A11-1, página 314).

En términos de costo/unidad de masa, el acero A-36 es el más económico, con un esfuerzo mínimo de fluencia $F_y = 36 \text{ Ksi}$ (o Klb/pulg^2).

2.8.2. Hormigón Armado

El Hormigón Armado es una técnica constructiva que integra las propiedades del hormigón simple y el acero de refuerzo. El objetivo de ésta técnica es que el hormigón absorba los esfuerzos de compresión mientras que el acero los de tracción.

El hormigón es una mezcla de material cementante, áridos, aditivos, y agua, cuando la mezcla se endurece es muy semejante a una piedra, llegando a alcanzar una resistencia muy alta para elementos estructurales sometidos a compresión como las columnas, y resistencias bajas a los elementos sometidos a la tensión como las vigas, por ello se vio necesario la implementación de un material de refuerzo para que contribuya al hormigón a resistir los esfuerzos a tensión empleando barras corrugadas de acero para tener una adherencia entre los dos materiales, de tal forma que puedan trabajar en conjunto y resistir esfuerzos de tensión como de compresión, a la combinación de los dos materiales se denomina hormigón armado o también concreto reforzado.

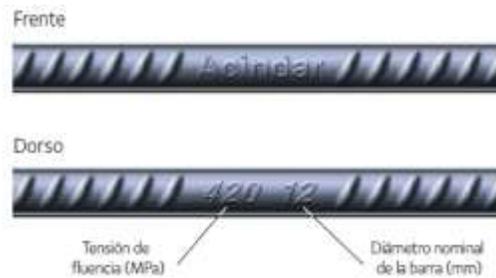
Para obtener un hormigón armado de buena calidad se requiere emplear materiales con buenas propiedades mecánicas, siendo muy importante las dosificaciones que se emplearán. Los materiales de la mezcla deben cumplir las normativas vigentes que se aplican en nuestro país realizando los ensayos respectivos.

2.8.3. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo en hormigón armado son varillas de sección redonda, las cuales tienen corrugaciones cuyo fin es restringir el movimiento longitudinal de las varillas,

relativo al concreto que las rodea. A continuación, damos una tabla con varillas de producción común en nuestro medio. (Ver Anexos 11, tabla A11-2, página 315)

Figura 2.1. Identificación de las barras.



Fuente: Catálogo de Productos Acindar

Generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia, entre estos tipos tenemos los de grado 40, 50 y 60, que corresponden a los límites de fluencia de 2800, 3500 y 4200 kg/cm².

Las curvas esfuerzo-deformación del acero muestran una porción inicial lineal, una plataforma de fluencia (es decir donde la deformación continua sin aumento del esfuerzo, a este valor del esfuerzo se le llama esfuerzo de fluencia), una región de endurecimiento por deformación, y finalmente una zona donde el esfuerzo decae hasta ocurrir la fractura.

2.8.3.1. Disposición de las armaduras

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), y así asegurar la

necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

2.8.3.2. Distancia entre barras

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

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

- Dos centímetros.
- El diámetro de la barra más gruesa.
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

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

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

2.8.3.3. Distancia a los paramentos.

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

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes que se recomiendan a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

En la siguiente tabla se recomiendan los recubrimientos mínimos para diferentes casos:

Tabla 2.1. Recubrimientos Mínimos.

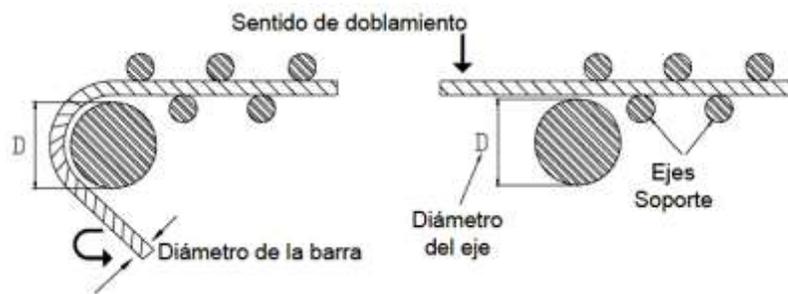
Para losas y paredes en el interior de los edificios	1,5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1,5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón.

2.8.3.4. Doblado de las armaduras.

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en este ensayo para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo. La forma en que se realiza el doblado de la armadura y el diámetro de los ejes de doblado para diferentes grados y diámetros de barras, es la que se muestra a continuación:

Figura 2.2. Doblado del acero en obra.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón.

Tabla 2.2. Diámetro de los ejes de doblado.

Designación	Doblado Simple			Doblado - Desdoblado		
	D para $\alpha = 180^\circ$			D para $\alpha = 90^\circ \beta = 20^\circ$		
	$\phi < 12$	$12 < \phi < 25$	$\phi > 25$	$\phi < 12$	$12 < \phi < 25$	$\phi > 25$
AH 400 N	3 ϕ	3,5 ϕ	4 ϕ	6 ϕ	7 ϕ	8 ϕ
AH 400 F	3 ϕ	3,5 ϕ	4 ϕ	6 ϕ	7 ϕ	8 ϕ
AH 500 N	4 ϕ	4,5 ϕ	5 ϕ	8 ϕ	9 ϕ	10 ϕ
AH 500 F	4 ϕ	4,5 ϕ	5 ϕ	8 ϕ	9 ϕ	10 ϕ
AH 600 N	5 ϕ	5,5 ϕ	6 ϕ	10 ϕ	11 ϕ	12 ϕ
AH 600 F	5 ϕ	5,5 ϕ	6 ϕ	10 ϕ	11 ϕ	12 ϕ

ϕ = Diámetro nominal de la barra en mm ; α = ángulo de doblado ; β = ángulo de desdoblado

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón.

2.8.3.5. Anclaje de las armaduras

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

$$lb_1 = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos:

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf / cm}^2\text{);} \quad \tau_{bu} = 0.28 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPA)}$$

Para aceros corrugados:

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf / cm}^2\text{);} \quad \tau_{bu} = 0.40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPA)}$$

2.9. Sistemas estructurales.

Una estructura se forma a partir del arreglo o ensamblaje de elementos individuales. Se procura que dicho arreglo aproveche las características peculiares de cada elemento para lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción.

Los arreglos posibles de los elementos mencionados han originado diversos sistemas estructurales, cuya capacidad para absorber las solicitaciones a las cuales se somete depende de sus características propias de forma, dimensiones, rigidez, ductilidad y resistencia.

2.9.1. Estructura de sustentación de la cubierta.

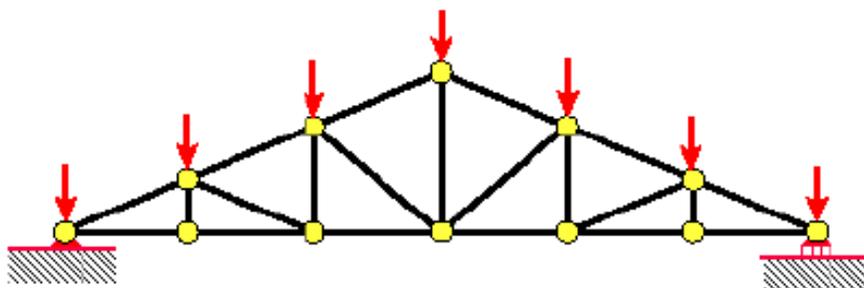
Para realizar la proyección estructural de la cubierta metálica, se toma en cuenta la forma de distribuir y proporcionar las partes de la estructura de manera que puedan ejecutarse sin ningún inconveniente, así mismo, que tengan resistencia suficiente y que sean económicas, en el presente proyecto se optó por la utilización de cerchas metálicas. Por otro lado, el techo o cubierta es la parte del edificio que mayores dificultades presenta en cuanto a su diseño 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 proteger 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.

2.9.1.1. Cerchas

El principio fundamental de las cerchas es unir elementos rectos para formar triángulos. Esto permite soportar cargas transversales, entre dos apoyos, usando menor cantidad de material que el usado en una viga, pero con el inconveniente de que los elementos ocupan una altura vertical considerable.

Las armaduras comúnmente usadas para techo son las armaduras Pratt, Howe y Warren. Difieren en la dirección de los miembros diagonales al alma. El número de paneles depende del claro.

Figura 2.3. Armadura tipo Howe.



Fuente: Elaboración Propia

2.9.1.2. Diseño con factores de carga y resistencia (LFRD).

La resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondientes, para todas las combinaciones de cargas aplicables.

El diseño se debe efectuar de acuerdo con la ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida, R_n = Resistencia nominal, ϕ = Factor de resistencia

2.9.1.3. Factores de carga y combinaciones de cargas

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.

Las combinaciones usuales de cargas consideradas son:

Tabla 2.3. Factores de Carga según el método LRFD

$U=1.4D$
$U=1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$U=1.2D+1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R)+(0.5L \text{ o } 0.8W)$
$U=1.2D+1.3W+0.5L+0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$U=1.2D +1.0E+0.5L+0.2S$
$U = 0.9D - (1.3W \text{ o } 1.0E)$

Dónde: D = Cargas Muertas; L = Cargas Vivas; L_r = Cargas Vivas en Techos;

S = Cargas de Nieve; R = Carga inicial de agua de lluvia o hielo sin incluir el encharcamiento; W = Carga de Viento; E = Carga de Sismo; U = Carga Ultima

2.9.1.4. Factores de resistencia.

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.

Tabla 2.4. Factores de Resistencia según el método LRFD

Símbolo	Valor	Descripción
ϕ_t	0.9	Para elementos en tensión por fluencia
ϕ_t	0.75	Para elementos en tensión por ruptura
ϕ_c	0.85	Para elementos en compresión
ϕ_b	0.9	Para elementos en flexión
ϕ_v	0.9	Para elementos sometidos a esfuerzo cortante

Fuente: Elaboración Propia con ayuda de Especificación AISI 2007

2.9.1.5. Diseño por resistencia de miembros en tensión

La especificación AISI estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, $\phi_t P_n$, será la más pequeña de los valores obtenidos con las dos expresiones siguientes:

Para el estado de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro)

$$P_n = F_y A_g$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{con } \phi_t = 0.90$$

Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches.

$$P_n = F_u A_e$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e \text{ con } \phi_t = 0.75$$

En la expresión anterior F_u es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y A_e es el área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros.

2.9.1.6. Selección de perfiles

Aunque el proyectista tiene plena libertad en la selección, los miembros escogidos deben tener las siguientes propiedades:

- ✓ Deberán ser compactos.
- ✓ Tener dimensiones que se ajusten en la estructura con la relación razonable a las dimensiones de los otros miembros.
- ✓ Tener conexiones con tantas partes de las secciones como sea posible para minimizar el retardo del cortante.

A veces la elección del tipo de miembro se ve afectada por la clase de conexiones usadas para la estructura.

Para miembros a tensión, exceptuando las varillas, la especificación LRFD recomienda una relación de esbeltez máxima de 300

$$r = \frac{L}{300}$$

Donde r es el radio de giro mínimo de la sección transversal y L es la longitud del miembro.

2.9.1.7. 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 considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable.

La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse como sigue:

$$P_n = A_g F_{cr}$$

$$P_u = \phi_c A_g F_{cr} \text{ con } \phi_c = 0.85$$

Una fórmula para F_{cr} es para pandeo inelástico y la otra para pandeo elástico.

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 AISI para el esfuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue.

Para $\lambda_c \leq 1.5$ [Columnas Inelásticas]

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$ [Columnas Elásticas]

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda^2} F_y$$

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

2.9.1.8. Miembros sometidos a flexión

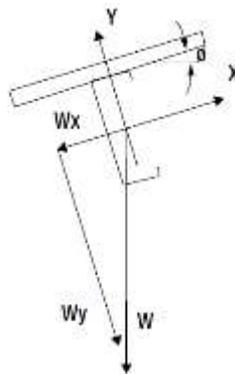
Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión. Si está presente también una cantidad considerable de carga axial, al miembro se le llama viga – columna. Aunque algo de carga axial presente en cualquier miembro estructural, en muchas situaciones prácticas este efecto es despreciable y el miembro puede tratarse como viga. Las vigas están usualmente orientadas horizontalmente y sometidas a cargas verticales, pero no es necesario siempre el caso. Se considera que un miembro estructural es una viga si está cargado de manera que se genera flexión en él.

2.9.1.9. Flexión asimétrica

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

Entre las vigas que deben resistir flexión asimétrica se encuentran los largueros de los techos ordinarios.

Figura 2.4. Distribución de las cargas sobre el perfil



Fuente: Elaboración propia

2.9.1.10.Soldadura

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro material fundido.

También se admite que las reglas que gobiernan la calificación de los soldadores, las mejores técnicas utilizadas y los requerimientos para la mano de obra de las especificaciones de la AWS es la utilizada y la más recomendada.

2.9.1.11.Sociedad Americana de Soldadura (AWS)

El código de soldadura estructural de la Sociedad Americana de Soldadura es el estándar generalmente reconocido para soldar en los Estados Unidos, que adoptan también los demás países.

2.9.2. Estructura de sustentación de la edificación

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

En el presente caso será una estructura aporticada de Hormigón Armado, tomando en cuenta que la construcción es una estructura de 3 plantas.

2.9.2.1.Método de diseño para el Hormigón Armado

2.9.2.2.El diseño por estado límite.

El diseño por estado límite trata de lograr que las características acción-respuesta de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites aceptables. Según este método, una estructura o un elemento estructural deja de ser útil cuando alcanza un estado límite, en el que deja de realizar la función para el cual fue diseñada.

Se propone que la estructura se diseñe con referencia a varios estados límites. Los estados límites más importantes son: resistencia bajo carga máxima, deflexiones y

ancho de grietas baja carga de servicio. En consecuencia, la teoría de la resistencia máxima se enfoca para el dimensionamiento de las secciones, utilizando la teoría elástica solamente para asegurar el comportamiento bajo cargas de servicio.

2.9.2.3. Hipótesis de carga para la estructura de Hormigón Armado

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

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

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

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

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

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

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

W : Valor característico de la carga del viento.

W_{eq} : Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$. En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25W$.

F_{eq} : Valor característico de la acción sísmica.

2.9.2.4. Coeficiente de Poisson

Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas, bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio, μ igual a 0,20. En ciertos cálculos, puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

2.9.2.5. Coeficiente de dilatación térmica

Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará:

$$\alpha = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$$

2.9.2.6. Resistencias de Calculo

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

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

Donde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión.

γ_c : Coeficiente de minoración.

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

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

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

Donde:

f_{yk} : Límite elástico característico del acero.

γ_s : Coeficiente de minoración.

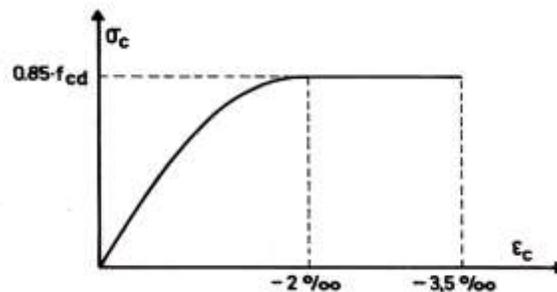
2.9.2.7. Diagrama de cálculo Tensión - Deformación

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido a la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal:

- **Diagrama Parábola-Rectángulo del hormigón**

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

Figura 2.5. Diagrama parábola – rectángulo.



Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 14ª edición

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0,85 f_{cd}$.

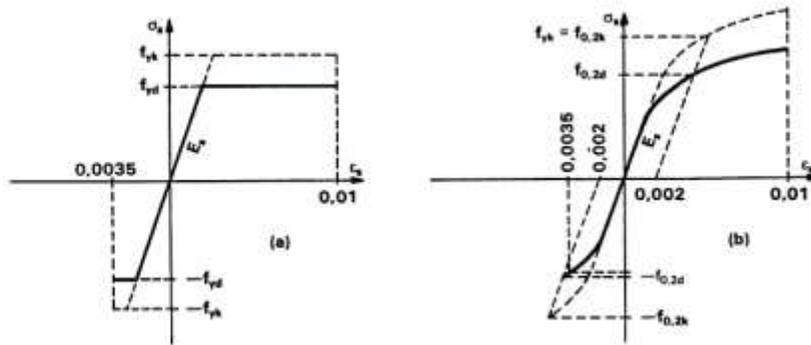
- **Diagrama tensión-deformación del acero**

El diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón $a: 1/Y_s$.

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas se presentan a continuación.

Figura 2.6. Diagramas de cálculo tensión-deformación del acero.



Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya.

2.9.2.8. Módulo de deformación longitudinal.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_o del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real σ - ϵ), a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_o = 6640 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]}$$

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad \text{en [kg/cm}^2\text{]}$$

Donde: f_{cj} : Resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, E_s (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_s = 6000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

$$E_s = 0,90 \cdot E_o$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,5f_j$, en esta expresión debe entrarse con f_j en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón E_{cm} , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

$$E_{cm} = 44000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Normalmente, f_{ck} está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de E_{cm} corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir E_{cm} a partir de una resistencia $f_j(t_o)$, correspondiente a una edad t_o , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de E los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

2.9.2.9. Modulo de elasticidad del acero.

El modulo de elasticidad del acero esta dado por la pendiente de la porcion elastica lineal de la curva esfuerzo-deformacion, el valor del modulo de elasticidad de los distintos tipos de acero cambia muy poco y generalmente se toma igual 2×10^5 MPa.

2.9.2.10. Elementos estructurales

2.9.2.10.1. Vigas de Hormigón Armado

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. En el presente proyecto, se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. El método seleccionado para su cálculo es el diagrama rectangular.

- **Cálculo a flexión simple**

Se empleara la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión, ya que proporcionan los valores de la cuantía ω , en función del momento reducido μ :

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} < \mu_{lim} \quad \omega = \frac{A_s * f_{yd}}{d * b_w * f_{cd}}$$

b_w : Ancho de la sección.

d : Canto útil.

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$: Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$: Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

M_d : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

μ_d : Momento flector reducido de cálculo.

ω = Cuantía mecánica (Véase Anexo11).

Se recomienda, sin embargo, por razones diferentes a las económicas, limitar la contribución del hormigón de tal modo que la profundidad de la zona comprimida valga menos que $0,45 d$ y no más.

De este modo, el valor del momento reducido μ_{lim} es independiente del tipo de acero utilizado y su valor es:

$$\xi = 0,450 \quad \mu_{lim} = 0,252 \quad \omega = 0,310$$

- **Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción**

Se presentan dos casos:

a) **Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.**

1) Se comienza por determinar μ_d y se verifica que ésta sea menor al límite

$$\mu_d < \mu_{lim}.$$

- 2) Con el valor de μ_d entrar en las tablas y determinar el valor de ω .
- 3) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

- 4) Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas (ω_{min}) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \quad A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * h$$

A_s : Área del acero (en tracción o en compresión).

A_c : Área del hormigón (área total, referida normalmente al canto útil).

ω_{min} : Cuantía geométrica mínima (Véase Anexo 11, Tabla A11-11, pág. 320)

- 5) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados y se calculará la separación libre entre armaduras.

$$S = \frac{(b_w - 2 * \phi_{est} - N^\circ \text{Hierros} * \phi_{long.} - 2 * r)}{N^\circ \text{Hierros} - 1}$$

b) Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura de compresión

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

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \delta'} \quad \omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

ω_{lim} : Cuantía mecánica límite.

ω_{s1} : Cuantía mecánica para la armadura a tracción

ω_{s2} : Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\delta' = r/d$: Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r : Recubrimiento geométrico.

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

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = \frac{\omega_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

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.

- 3) Calcular la armadura mínima: Del mismo modo que en el anterior caso.
 4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

• **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 si:

$$V_{cu} \geq V_d \qquad V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \qquad f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (MPa)}$$

V_{cu} : Cortante absorbido por el hormigón.

V_d : Cortante de cálculo del hormigón.

f_{cv} : Resistencia virtual de calculo del hormigón a esfuerzo cortante.

La norma recomienda que en todas las piezas de HoAo 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).

$$\frac{A_{st \text{ min}} * f_{yd}}{Sen \alpha} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

Cuando el cortante real es mayor que el cortante que resiste la pieza $V_{cu} \leq V_d$, es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante residual, de la diferencia.

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

$$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{su} : Cortante resistido por la armadura transversal.

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_d Debe ser menor o igual que V_{u1} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Donde (s) es la separación entre planos de cercos o estribos y debe cumplir la condición:

$$s_{t \max} < 0,75 \cdot d < 300 \text{ mm}$$

- **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:

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

2.9.2.10.2. Columnas de Hormigón Armado.

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante.

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas

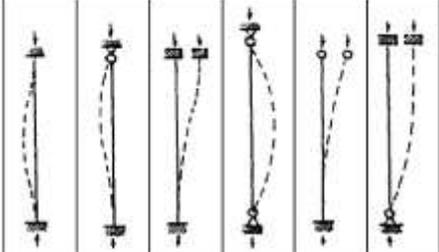
de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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.

- **Coefficientes de pandeo (k)**

Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas son los siguientes:

Figura 2.7. Coeficientes de pandeo para piezas aisladas.



Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos						
		Rotación impedida, traslación impedida	Rotación libre, traslación impedida	Rotación impedida, traslación libre	Rotación libre, traslación libre	

Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya.

- **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 l_o y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo; y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I / A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón solo (sección bruta).

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

- a) 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.
- b) Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$, puede aplicarse el método aproximado.
- c) Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_g < 58$), debe aplicarse el método general.
- d) No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_g > 58$).

- **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 secciones en L de lados desiguales.

En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

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

- **Sección rectangular con armadura simétrica**

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

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

- **Ábacos adimensionales en roseta**

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

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

- **Compresión simple**

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen

con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

- **Excentricidad mínima de cálculo**

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

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

Donde: h : Canto total en la dirección considerada

- **Excentricidad de primer orden**

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

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

- **Excentricidad ficticia**

Para piezas de sección rectangular, viene dada por:

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

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero, en kg / cm^2

c : Canto total medido paralelamente al plano de pandeo que se considera, en cm .

l_o : Longitud de pandeo de la pieza, igual a $l_o = k \cdot l$, en cm .

- **Excentricidad total o de cálculo**

La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

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

- **Método general de cálculo**

En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que, al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, se consideran los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones. Estas deformaciones son evaluadas tomando en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia.

Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores y programas especiales, siendo además un método de comprobación y no de dimensionamiento.

- **Cálculo de la Armadura Longitudinal**

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

Momento reducido:

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

Axil reducido:

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

De los ábacos en rosetas se determina la cuantía mecánica ω (Véase Anexo A-10).

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

- **Cálculo de la Armadura transversal**

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

$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 12 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{\text{max de las barras longitudinales comprimidas}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

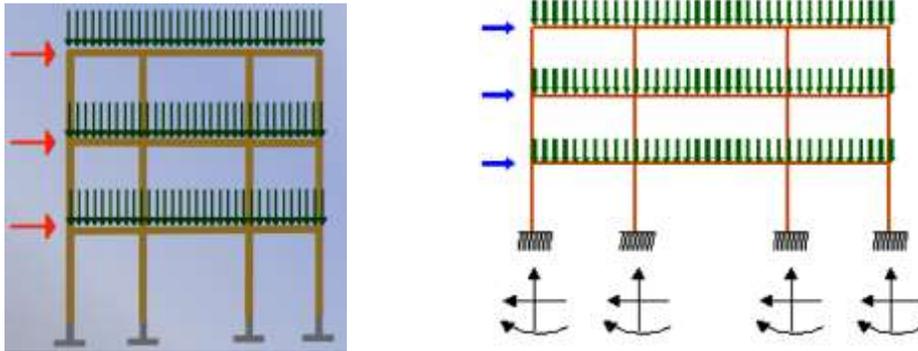
2.9.2.10.3. Cimentación de Hormigón Armado.

El proyecto de la cimentación de un edificio debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad, la situación del nivel freático, las posibles galerías y las estructuras colindantes, etc.

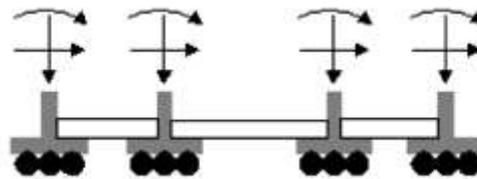
Entre las acciones que se debe considerar en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axil, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura. Además, está el peso propio de la cimentación, el del suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático (subpresión).

Es práctica habitual separar el cálculo de la cimentación del de la estructura soportada. Ésta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado (Fig. 2.9). Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.

Figura 2.8. Análisis de la estructura y cimentación.



a) Distribución de cargas. b) Modelo para el análisis de la cimentación.



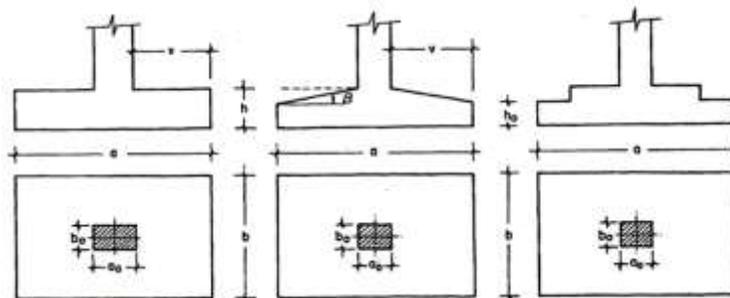
c) Modelos separados para el análisis de estructura y cimentación.

Fuente: Elaboración Propia.

- **Zapatas aisladas**

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

Figura 2.9. Formas típicas de zapatas aisladas.



Fuente: Elaboración Propia.

- **Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.**

Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno:

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

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. En principio, para el peso propio se podrá tomar un valor del orden del 10% de N .

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

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 &= \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 &= \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

- **Determinación de las armaduras de tracción**

En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v > 2 * h$), la determinación de la armadura en tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello puede usarse las tablas, ábacos y formulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0.15 * a_0$ y $0.15 * b_0$, respectivamente (Figura 2.11).

Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo en la sección 1-1, se debe a la carga del terreno $\sigma_1 = N / (a * b)$, que es:

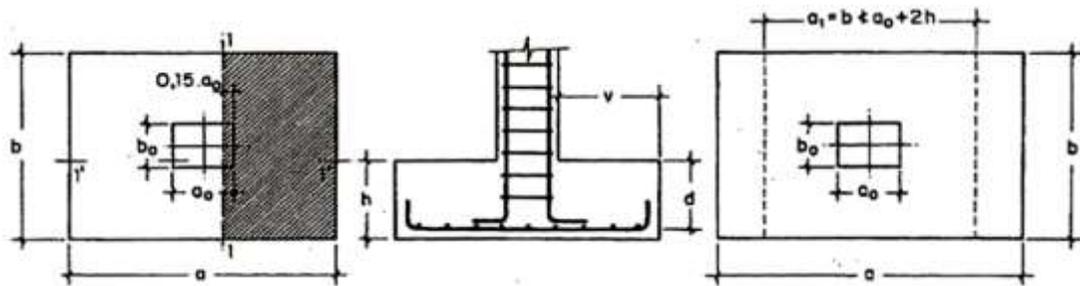
$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b * d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que $1.5 * v$. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

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

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

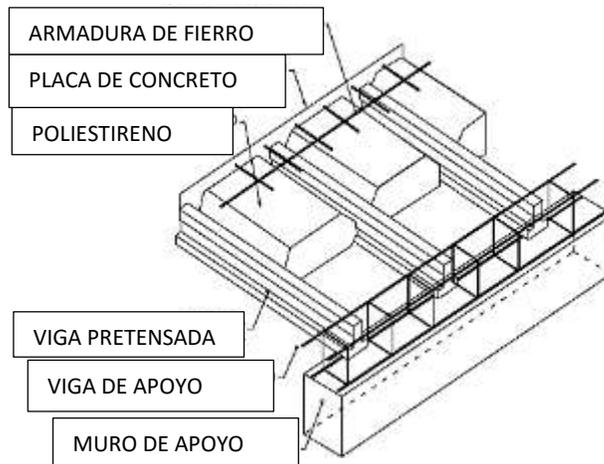
Figura 2.10. Armadura de tracción en una zapata aislada.



Fuente: Elaboración Propia.

2.9.2.10.4. Losas con viguetas prefabricadas de hormigón pretensadas.

Figura 2.11. Losa Alivianada con viguetas pretensadas.



Fuente: Elaboración propia

Son los principales elementos horizontales que transmiten las cargas vivas de movimiento, así como las cargas muertas estacionarias a los apoyos verticales de los marcos de una estructura.

En estos tiempos, los costos de construcción han aumentado considerablemente, una de las razones principales para estos altos costos es la gran cantidad de mano de obra que se involucra en los tradicionales procesos de construcción. Aun sin considerar el costo, la demanda por la mano de obra experimentada para construcción en el sitio supera la oferta y esto seguirá siendo así en la mayor parte de las naciones industrializadas y en otras muchas en desarrollo.

La construcción prefabricada se utiliza en todos los tipos principales de estructuras:

Edificios industriales, residenciales y de oficinas, salones con luces considerables, puentes, etc.

Por las razones explicadas anteriormente, y además que en nuestro medio existen industrias que efectúan el trabajo de realizar las viguetas prefabricadas, se ve la necesidad de obviar el cálculo estructural o el diseño de dichas viguetas. Pero se realizará el cálculo de la longitud necesaria de viguetas y del complemento aligerante en este caso el Plastoform.

a. Viguetas pretensadas de hormigón

Funcionan como la armadura de la losa ya que absorben las tracciones que se dan en el forjado. Las viguetas en sí mismas no conforman una estructura, deben completarse con la capa de compresión, podríamos definir las como semiresistentes, las viguetas tienen una sección de hormigón constante, su forma característica es la de una T invertida.

La cantidad de armadura produce la variación de la resistencia de las viguetas, otra variación está dada por la excentricidad de las cargas de pretensado, de esta forma las series de producción estándar se adecuan a los requerimientos de cálculo.

b. Complemento.

Dentro del forjado su función es solamente relleno, su altura permite establecer el brazo elástico resistente entre las fuerzas de tracción y compresión. El complemento permite la separación estándar de 50 cm entre ejes de viguetas, requiriendo dos complementos por metro cuadrado de losa.

c. Capa de compresión.

Se hormigona in situ y tiene (como su nombre lo indica), la función de absorber la compresión en el forjado. El espesor es variable y se realiza con una dosificación 1:2:3. Estáticamente, la estructura final obtenida es una losa nervurada.

d. La malla de temperatura.

Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar, así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mínimo requerido por contracción y temperatura. Este refuerzo de acero no debe apoyarse directamente sobre los complementos del forjado, sino sobre dados de concreto previamente elaborados.

Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo de 30 cm. Y cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{min} \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Dónde:

A_{min} (cm^2/m): Es la armadura de reparto

h : Espesor de la losa de compresión (cm).

f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

2.9.2.10.5. Muros.

Los muros son los cerramientos verticales para los marcos de los edificios. Estos no son necesariamente hechos de concreto, sino de cualquier material que llena

estéticamente la forma y necesidades funcionales del sistema estructural. Además, los muros estructurales de concreto son a menudo necesarios como muros de cimentación, muros de escalera y muros de cortante que resisten cargas horizontales de viento y sismo.

2.9.2.10.6. Escalera

Una escalera es uno de los recursos arquitectónicos que, con más frecuencia, se utiliza para comunicar espacios situados en diferentes planos.

La tipología estructural de las escaleras es muy variada sin embargo las escaleras más comúnmente empleadas son aquellas que su configuración estructural está basada en losas o placas de concreto armado apoyadas en sus extremos y escalonadas de tal forma que sea fácil la movilización a través de ellas.

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.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe

tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

La Altura de Paso o Escapada, es la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; sólo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm., siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

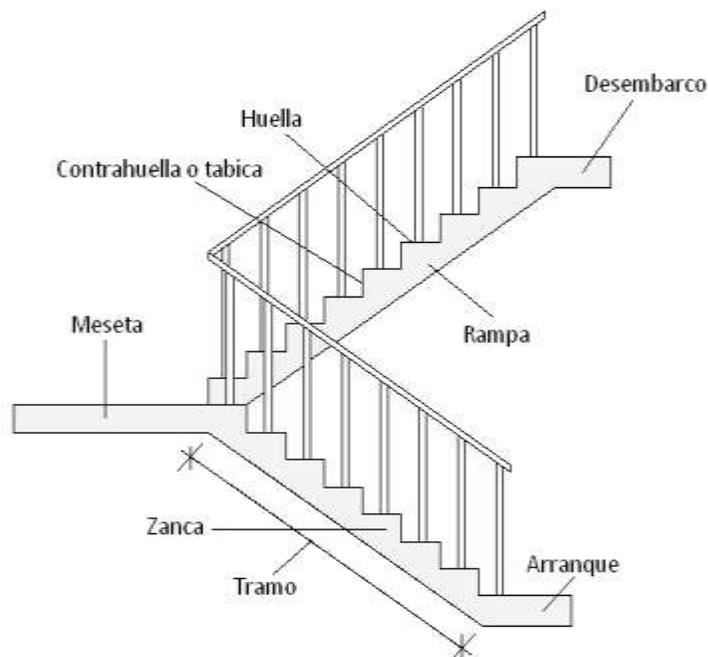
La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Este espacio o vacío existente entre dos tramos, en la parte central de la escalera, se denomina ojo o hueco de la misma. Cuando esta parte es llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

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 se pueden observar los elementos de una escalera.

Figura 2.12. 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.

2.10. 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.

2.11. Precios unitarios

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

2.12. 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.

2.13. Presupuesto

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

2.14. Planeamiento y cronograma

En toda actividad a realizar se requiere conocimientos precisos y claros de lo que se va a ejecutar, de su finalidad, viabilidad, elementos disponibles, capacidad financiera, etc. Es una etapa previa que se debe desarrollar separadamente y para la cual también puede utilizarse el método de la Ruta Crítica.

CAPITULO III
INGENIERIA DEL PROYECTO

CAPITULO III

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico se realizó con ayuda de equipo topográfico, denominado estación total, marca Sokkia, modelo 630 RK; proporcionado por el gabinete de topografía de la carrera de ingeniería civil, dependiente de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho. Con lo que se cuenta con la debida certificación otorgada por el encargado del gabinete. (Ver Anexos 1, página 180).

Se levantaron 17 puntos topográficos dentro y fuera del terreno los cuales servirán para conformar las correspondientes curvas de nivel, el terreno en general presenta una topografía plana. (Ver Anexos 13, página 336, Plano 2).

Toda la información obtenida del levantamiento topográfico como ser: datos del GPS, de la estación total se presentan en los anexos. (Ver Anexos 1, página 181)

3.2. Análisis del ensayo de suelos

El estudio de suelos estuvo a cargo del postulante y del departamento de topografía y vías de comunicación a través del laboratorio de suelos y hormigón de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho. (Ver Anexos 2, página 182).

Se realizaron dos calicatas debidamente ubicadas en puntos estratégicos, (Ver Figura 3.1), en las calicatas no se observó nivel freático presente, cosa que era probable de esperarse por la ubicación del terreno.

El análisis del ensayo comprende realizar la granulometría, límites de Atterberg y desde luego el ensayo de carga directa o SPT del lugar de emplazamiento (Ver Anexos 2, pág. 182), dando como resultado el siguiente tipo de suelo: según clasificación SUCS (GP) y AASHTO A-1(b), que corresponde a Fragmentos de piedra, grava y arena, con una resistencia admisible de $4,80 \text{ kg/cm}^2$, a una profundidad de cimentación de 2,50 metros.

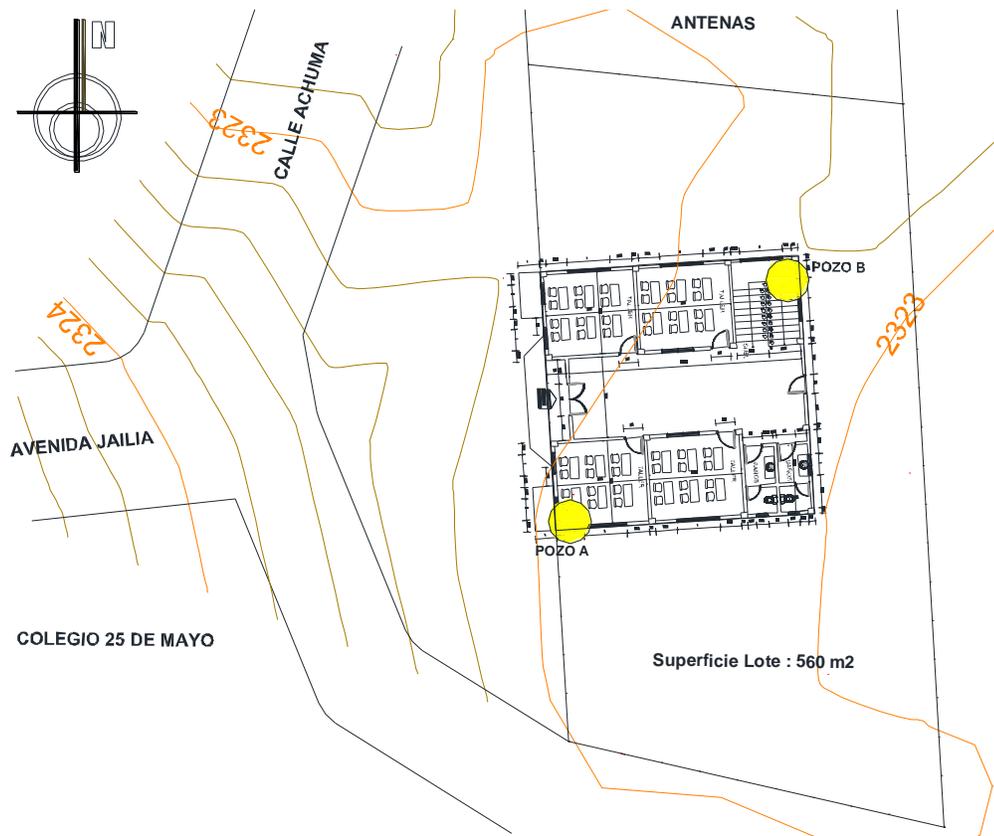


Figura 3.1. Ubicación de Pozos. Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presenta la estratificación del suelo de fundación:

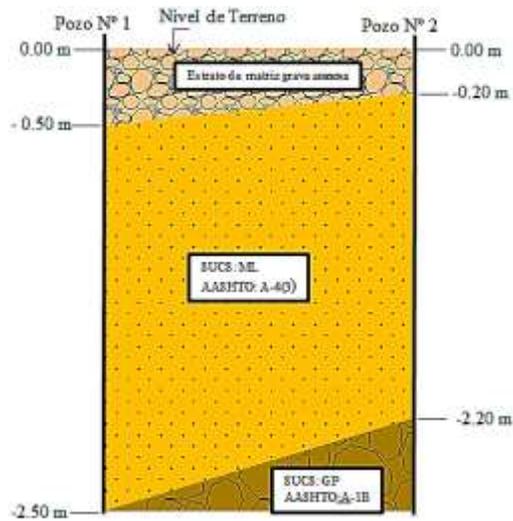


Figura 3.2. Estratificación del suelo de fundación. Fuente: Elaboración propia

3.3. Análisis arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Villa Abecia.

El proyecto a diseñar consta de un edificio de 3 Plantas, destinado a la formación técnica en distintas áreas.

La estructura cuenta con una planta de forma cuadrada con una superficie en planta baja de 144 m², primer piso con una superficie de 154 m², segundo piso con una superficie de 154 m² y una cubierta de calaminas que cubre una superficie en planta de 180 m², dando un total de 632 m², todo el edificio está conectado por las escaleras internas con dos tramos inclinados y un descanso en medio de ellos.

La planta baja está constituida por los cuatro talleres, y una batería de baños.

El primer piso cuenta con la habitación para el portero, un ambiente para archivos, sala de docentes, dirección y una batería de baños.

El segundo piso está constituido por un auditorio y una batería de baños.

La cubierta está compuesta de cerchas metálicas tipo Howe el material de la cobertura es a base de calaminas de acero galvanizados N° 28. (Ver Anexos 13, página 336, Plano N° 3).

3.4. Planteamiento estructural

Se realizará un análisis de alternativas cambiando el tipo de losas para el planteo estructural, y así determinar la mejor opción para el proyecto desde el punto de vista económico y constructivo.

A continuación, se presenta el costo de cada alternativa seleccionada en este proyecto.

Tabla 3.1. Costo de la Alternativa 1

Descripción	Material	Costo	Unidad
Sustentación de Cubierta.	Cercha Metálica	2110,66	[Bs/Pza.]
Estructura de Sustentación de Edif. a base de pórticos de HoAo.	Vigas de HoAo	3186,58	[Bs/m ³]
	Columna de HoAo	3267,18	[Bs/m ³]
Entrepiso.	Losa Maciza h =12 cm	345,30	[Bs/m ²]
Cimentación de HoAo.	Zapata Aislada	2002,45	[Bs/m ³]

Fuente: Elaboración Propia

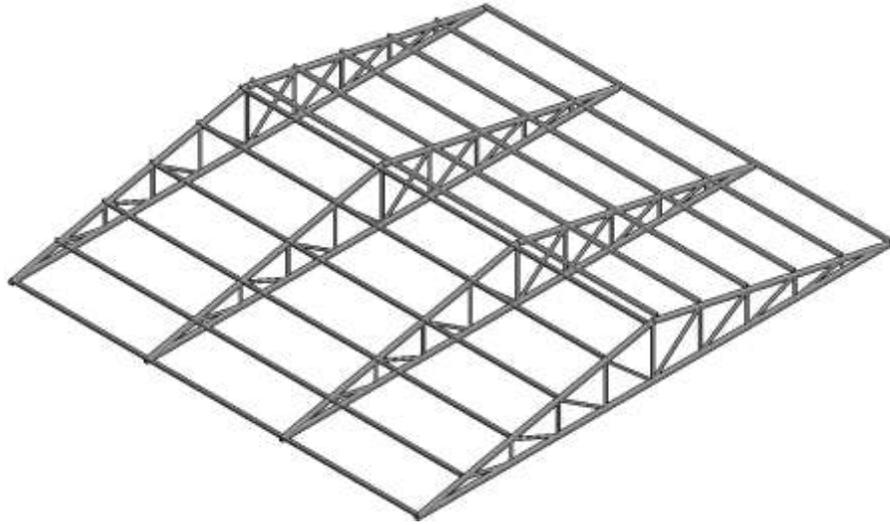
Tabla 3.2. Costo de la Alternativa 2

Descripción	Material	Costo	Unidad
Sustentación de Cubierta	Cercha Metálica	2110,66	[Bs/Pza.]
Estructura de Sustentación de Edif. a base de pórticos de HoAo.	Vigas de HoAo	3186.58	[Bs/m ³]
	Columna de HoAo	3267.18	[Bs/m ³]
Entrepiso	Losa alivianada h =20 cm	247,09	[Bs/m ²]
Cimentación	Zapata Aislada	2002.45	[Bs/m ³]

Fuente: Elaboración Propia

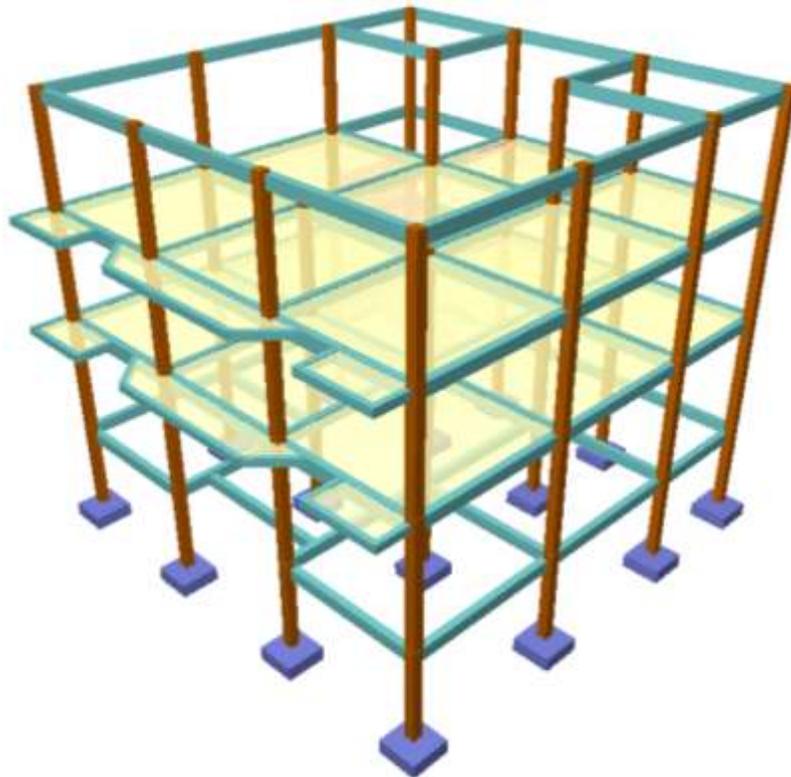
Como alternativa elegida para el proyecto se decide la alternativa 2 por presentar un precio menor en comparación con la alternativa 1, en dicha alternativa se utilizará como estructura de sustentación de la cubierta cerchas metálicas a base de perfiles conformados en frío por ser de uso muy frecuente en nuestro medio, por presentar menor peso con respecto a los perfiles laminados y por la alta disponibilidad en el mercado local; los entrepisos estarán conformados por losas alivianadas por presentar menor peso y costo con respecto a las losas macizas, por la facilidad constructiva, menor cantidad de encofrado y rápida ejecución; respecto a las vigas de hormigón armado se decide por secciones rectangulares, en las columnas se utilizaran secciones cuadradas por la facilidad constructiva respecto a las circulares, y por último las cimentaciones serán zapatas aisladas debido a que el terreno presenta buenas condiciones de resistencia a poca profundidad.

Figura 3.3. Esquema de la Estructura de la Cubierta



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.4. Esquema de la Estructura de Hormigón



Fuente: Elaboración propia

3.5. Datos de Proyecto: Se presenta a continuación los datos que se utilizaron:

- **Datos de la estructura de cubierta:**

Normativa	AISI-2007
Material para la estructura de sustentación	Perfiles de Acero ASTM 36
Material de cubierta.	Calamina Galvanizada
Resistencia de Fluencia de los perfiles.	250 MPa

- **Datos de estructura de hormigón armado:**

Normativa	CBH-87
Resistencia Característica del HoAo	21 MPa
Resistencia de Fluencia del Acero de Refuerzo	400 MPa

Las cargas que se tomaron en cuenta para introducir al programar y la verificación manual son las siguientes:

- **Carga Muerta**

		Software	Manual
Planta Baja	Pared Exterior	7,35 KN/m	7,35 KN/m
	Pared Interior	5,73 KN/m	5,73 KN/m
Primer Piso	Pared Exterior	6,37 KN/m	6,37 KN/m
	Pared Interior	4,96 KN/m	4,96 KN/m
	Baranda	2,58 KN/m	2,58 KN/m
	Losa Alivianada	1,06 KN/m ²	2,69 KN/m ²
Segundo Piso	Pared Exterior	6,37 KN/m	6,37 KN/m
	Pared Interior	4,96 KN/m	4,96 KN/m
	Muro de Vidrio	0,50 KN/m	0,50 KN/m
	Losa Alivianada	1,06 KN/m ²	2,69 KN/m ²
Cubierta	Calamina	0,036 KN/m ²	0,036 KN/m ²
	Correa	0,03 KN/m ²	0,03 KN/m ²
	Cercha	0,069 KN/m ²	0,069 KN/m ²
	Cielo Falso	0,25 KN/m ²	0,25 KN/m ²
Escalera	Cerámica	0,18 KN/m ²	0,18 KN/m ²
	Acabado	0,25 KN/m ²	0,25 KN/m ²
	Tramo inclinado	0,43 KN/m ²	5,68 KN/m ²
	Descanso	0,43 KN/m ²	2,93 KN/m ²

- **Carga Viva** (Tanto Software y manual)

Primer Piso	Todos los pisos excepto Depósito de Archivos	3,0 KN/m ²
	Depósito de Archivos	5,0 KN/m ²
Segundo Piso	Auditorio	5,0 KN/m ²
	Batería de Baños	3,0 KN/m ²
Cubierta	Mantenimiento	0,4 KN/m ²
	Granizo	0,22 KN/m ²
	Viento	0,48 KN/m ²
Escalera	Todos los tramos y descanso	4,0 KN/m ²

La obtención de las cargas muertas en detalle ver Anexos 3.

3.6. Análisis, calculo y diseño estructural

El análisis estructural de la edificación, se realizó mediante el modelado de la estructura en 3D con ayuda del software CYPECAD versión 2014, y para el análisis estructural de las cerchas Metálicas se modelo en Metal 3D, con el cual obtendremos los distintos esfuerzos que utilizaremos para la verificación manual.

En la verificación de los diferentes elementos estructurales se verifica lo siguiente:

El diseño de vigas se realizó a flexión y cortante.

El diseño de columnas a flexo-compresión y cortante.

El diseño de las losas a flexión y cortante.

El diseño de las zapatas a flexión, cortante y punzonamiento.

El diseño estructural con el software CYPECAD adopta las siguientes características tanto para el hormigón y el acero que viene por defecto utilizando la norma CBH-87.

- Hormigón Armado (**H-21**) → $f_{ck} = 21$ [MPa], **Control Normal**
- Acero de refuerzo (**AH-400**) → $f_{yk} = 400$ [MPa], **Control Normal**

Por lo cual para la correspondiente verificación utilizaremos los mismos valores.

3.6.1. Estructura de la cubierta

Para el análisis estructural de la cercha metálica, se adoptó la siguiente configuración.

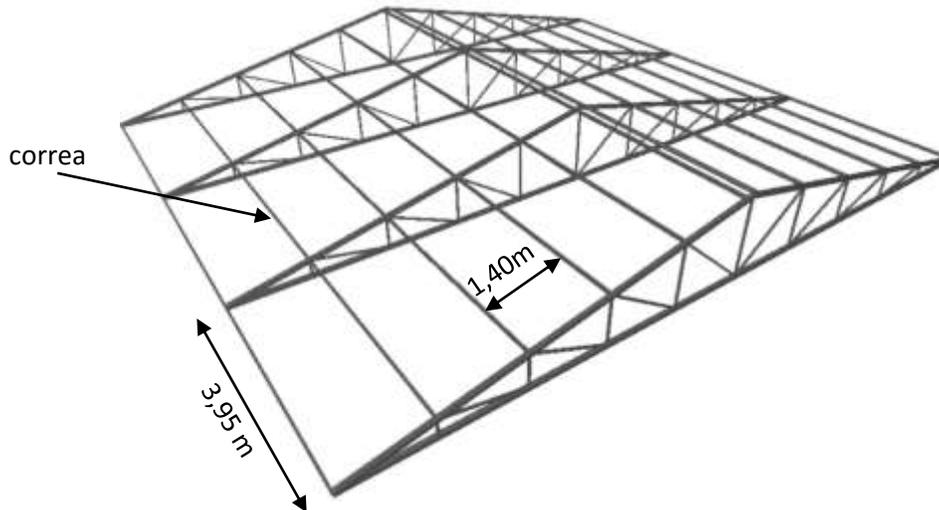
Figura 3.5. Cercha tipo Howe.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.1.1. Diseño de correas

Figura 3.6. Estructura Metálica en 3D.



Fuente: Elaboración propia.

Datos iniciales:

Luz: 3,95 [m], Separación entre correas: 1,40 [m], Pendiente: 21,74 [%] = 12, 3°

Evaluación de cargas:

Carga Muerta (D):

Cubierta (Calamina N°28):	0,036 [KN/m ²]
Perfiles correas:	<u>0,030 [KN/m²]</u>
Total, carga muerta:	0,066 [KN/m²]

Carga Viva de Cubierta (Lr):

Mantenimiento o servicio: 0,40 [KN/m²]

Carga de Viento (W):

Viento a barlovento y sotavento: -0,48 [KN/m²]

Combinaciones de carga:

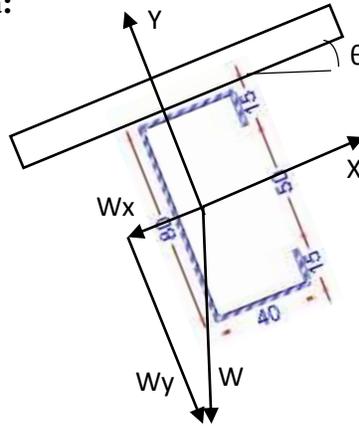


Figura 3.7. Distribución de las cargas sobre el perfil.

En la dirección y

1. $(1,4 \times 0,066) \times \cos(12,3^\circ) \times 1,40 = 0,13 \text{ KN/m}$
2. $[(1,2 \times 0,066) + (0,5 \times 0,40)] \times \cos(12,3^\circ) \times 1,40 = 0,38 \text{ KN/m}$
3. $[(0,9 \times 0,066)] \times \cos(12,3) + (1,3 \times -0,48)] \times 1,40 = -0,79 \text{ KN/m}^{**}$

** Se tiene en cuenta la carga de viento a succión como la más desfavorable.

La carga mayorada más desfavorable corresponde a 3: $W_{uy} = -0,79 \text{ KN/m}$

En la dirección x

1. $(1,4 \times 0,066) \times \text{Sen}(12,3^\circ) \times 1,40 = 0,028 \text{ KN/m}$
2. $[(1,2 \times 0,066) + (0,5 \times 0,40)] \times \text{Sen}(12,3^\circ) \times 1,40 = 0,083 \text{ KN/m}$

La carga mayorada más desfavorable corresponde a 2: $W_{ux} = 0,083 \text{ KN/m}$

El momento alrededor de los ejes X e Y:

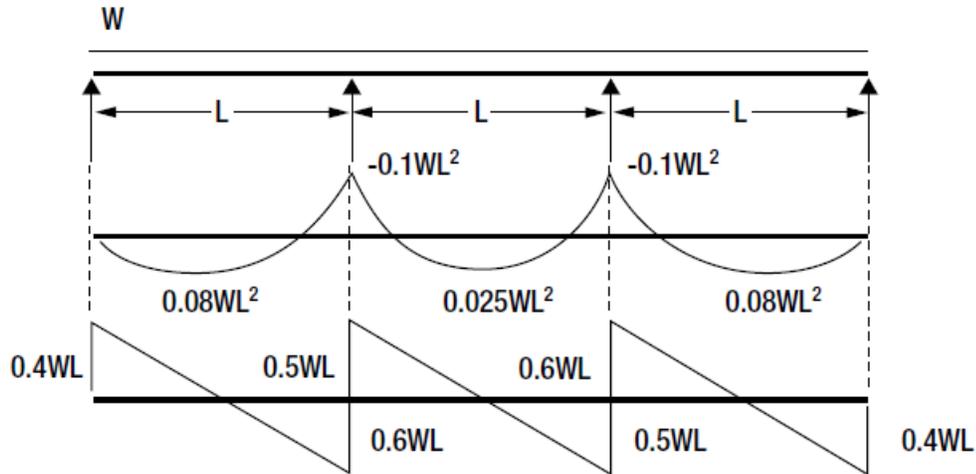


Figura 3.8. Diagrama de momentos para viga continua de 3 luces.

Momento ultimo mayorado.

$$M_{ux} = 0,1 W_{uy} L^2 = 0,1 \times 0,79 \times (3,95)^2 = 1,23 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = 0,1 W_{ux} L^2 = 0,1 \times 0,083 \times (3,95)^2 = 0,13 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{x-\text{max}} = 1,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{max}} = 0,6 \cdot 0,79 \cdot 3,95 = 1,87 \text{ KN}$$

Limitaciones geométricas:

Se debe satisfacer:

$$\frac{w_1}{t} \leq 90 \quad \rightarrow \quad \frac{28}{3} = 9,33 \leq 90 \quad \text{Satisfactorio}$$

$$\frac{w_2}{t} \leq 200 \quad \rightarrow \quad \frac{88}{3} = 29,33 \leq 200 \quad \text{Satisfactorio}$$

Donde:

w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

t: Espesor.

Verificación por flexión biaxial

Se debe satisfacer:

$$\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1 \quad \rightarrow \quad \frac{1,23}{3,76} + \frac{0,13}{1,18} = 0,44 \leq 1$$

$M_f = 1,23 \text{ KN}\cdot\text{m}$ Resistencia a flexión crítica para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = 0,90 * 4,18 \text{ KN}\cdot\text{m} = 3,76 \text{ KN}\cdot\text{m}$ Resistencia de diseño a flexión eje x

$M_{nx} = S_{ex} F_y = 16700 \text{ mm}^3 * 250 \text{ MPa} = 4175000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 4,18 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,90 * 1,31 \text{ KN}\cdot\text{m} = 1,18 \text{ KN}\cdot\text{m}$ Resistencia de diseño a flexión eje y

$M_{ny} = S_{ey} F_y = 5218 \text{ mm}^3 * 250 \text{ MPa} = 1304500 \text{ N}\cdot\text{mm} = 1,31 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Resistencia a corte en la dirección del eje Y

Se debe satisfacer:

$$n_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 \quad \rightarrow \quad n_v = \frac{1,87 \text{ KN}}{37,62 \text{ KN}} = 0,050 \leq 1 \quad \textit{Satisfactorio}$$

Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$V_f = 1,87 \text{ KN}$

Resistencia de diseño a cortante.

$V_c = \phi_v V_n = 0,95 * 39,60 = 37,62 \text{ KN}$

Resistencia a cortante del alma

$V_n = A_w * F_v = 264 * 150 = 39600 \text{ N} = 39,60 \text{ KN}$

Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$A_w = h * t = 88\text{mm} * 3\text{mm} = 264 \text{ mm}^2$

(a) Para

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E * k_v}{F_y}} \rightarrow \frac{88}{3} = 29,33 \leq \sqrt{\frac{203000 * 5,34}{250}} = 65,85$$

$$F_v = 0,60 * F_y = 0,60 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Coefficiente de abolladura por cortante:

Para almas sin rigidizadores transversales $K_v = 5,34$

Chequeo por flecha

Para deflexiones en la dirección “Y” se utiliza la carga muerta y viva sin mayorar:

$$\Delta = 0,0069 \frac{W_y * L^4}{E * I} = 0,0069 * \frac{0,64 * 3950^4}{203000 * 840000} = 6,30 \text{ mm}$$

Flecha máxima permitida:

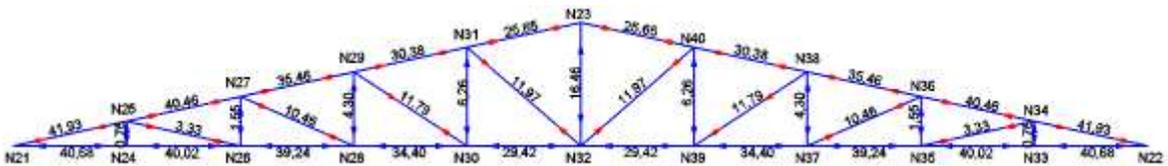
$$\Delta_{max} = \frac{L}{300} = \frac{3950}{300} = 13,12 \text{ mm}$$

$$\Delta = 6,30 \text{ mm} < \Delta_{max} = 13,12 \text{ mm} \quad \textbf{Satisfactorio}$$

3.6.1.2. Diseño de los cordones de la armadura:

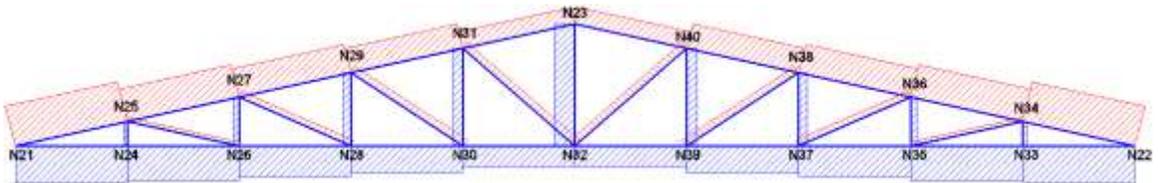
Para el diseño de los cordones, como es de práctica común en ingeniería se utilizarán las barras más solicitadas, los esfuerzos son determinados con el software Metal 3D.

Figura 3.9. Fuerzas Axiales en [KN] para combinaciones de carga LRFD.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.10. Diagrama de Fuerzas Axiales.



Fuente: Elaboración Propia.

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$$\frac{w_1}{t} \leq 90 \quad \rightarrow \quad \frac{32}{2} = 16 \leq 90 \quad \text{Satisfactorio}$$

$$\frac{w_2}{t} \leq 200 \quad \rightarrow \quad \frac{72}{2} = 36 \leq 200 \quad \text{Satisfactorio}$$

$$\frac{w_3}{t} \leq 60 \quad \rightarrow \quad \frac{11}{2} = 5,50 \leq 60 \quad \text{Satisfactorio}$$

Donde:

w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

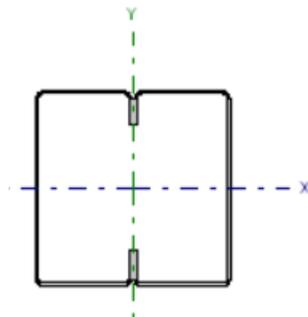
w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

w_3 : Longitud del tramo recto del rigidizador de borde (paralelo al eje Y).

t: Espesor.

Diseño de cordón inferior a Tracción (Apéndices A & B, C2)

Perfil: C 80x40x15x2, Doble en cajón soldado (Cordón discontinuo)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N41	N44	1.380	7.07	70.41	61.64	0.09

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme

Se debe satisfacer:

$$n_T = \frac{T_f}{T_c} \leq 1 \quad \rightarrow \quad n_T = \frac{40,68 \text{ KN}}{79,43 \text{ KN}} = 0,512 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

Donde:

Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$T_f = 40,68 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a tracción [T_c].

$$T_c = \varphi_t T_n = 0,90 * 88,25 \text{ KN} = 79,43 \text{ KN}$$

Donde:

$$\varphi_t = 0,90 \quad \text{Factor de resistencia para tracción.}$$

Resistencia nominal a tracción [T_n].

$$T_n = A_g F_y = 353 \text{ mm}^2 * 250 \text{ MPa} = 88250 \text{ N} = 88,25 \text{ KN}$$

Donde:

$$A_g: 353 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de la sección bruta}$$

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

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} = 0,30 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f = 0,63 \text{ KN*m}$$

Resistencia de diseño a flexión [M_c]

$$M_c = \varphi_b M_n = 0,95 * 2,20 = 2,09 \text{ KNm}$$

Donde:

$$\varphi_b: 0,95 \quad \text{Factor de resistencia para flexión.}$$

Resistencia nominal de la sección [M_n]

$$M_n = S_{ex} F_y = 2,20 \text{ KN * m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex}I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * y - I_{exy} * x} = 8,80 \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : 35,21 cm⁴ Momento eficaz de inercia respecto al eje x.

I_{ey} : 8,06 cm⁴ Momento eficaz de inercia respecto al eje y.

I_{exy} : 0,00 cm⁴ Producto eficaz de inercia.

x: 10,62 mm Distancia a la fibra extrema en flexión.

y: 40,00 mm Distancia a la fibra extrema en flexión.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} = \frac{0,40}{20,52} = 0,020 \leq 1 \quad \textit{Satisfactorio}$$

Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. [V_f]

$$V_f = 0,40 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a cortante [V_c]

$$V_c = \phi_v V_n = 0,95 * 21,60 = 20,52 \text{ KN}$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

V_n : La resistencia nominal a cortante.

Resistencia a cortante del alma [V_n]

$$V_n = A_w F_v = 144 * 150 = 21600 \text{ N} = 21,60 \text{ KN}$$

Donde:

$A_w = h * t = 1,44 \text{ cm}^2$ Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$h = 72,00 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma.

$t = 2,00 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

(a) Para

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E * k_v}{F_y}} \rightarrow \frac{72}{2} = 36,00 \leq \sqrt{\frac{203000 * 5,34}{250}} = 65,85$$

$$F_v = 0,60 * F_y = 0,60 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Coefficiente de abolladura por cortante:

Para almas sin rigidizadores transversales $K_v = 5,34$

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0,092 \leq 1 \quad \text{Satisfactoria}$$

donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}}\right)^2 = 0,092$$

donde:

M_{fx} : 0,63 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje X.

M_{cx} : 2,09 KNm Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

V_{fy} : 0,36 KN Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y.

V_{cy} : 20,52 KN Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0,815 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

$$\eta \leq 1 \quad \rightarrow \quad \eta < 0,001 \text{ Satisfactorio}$$

donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\varphi_{bx}M_{nxt}} + \frac{M_{fy}}{\varphi_{by}M_{nyt}} + \frac{T_f}{\varphi_t T_n} = 0,815$$

Donde:

φ_{bx} : 0,95 Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

M_{fx} : 0,63 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje X.

$$M_{nxt} = S_{fyx}F_y = 2,20 \text{ KN} * m$$

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y * y_t - I_{xy} * x_t} = 8,80 \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : 35,21 cm⁴ Momento de inercia respecto al eje x.

I_y : 8,06 cm⁴ Momento eficaz de inercia respecto al eje y.

I_{exy} : 0,00 cm⁴ Producto eficaz de inercia.

x_t : 10,62 mm Distancia a la fibra extrema en flexión.

y_t : 40,00 mm Distancia a la fibra extrema en flexión.

φ_{by} : 0,95 Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

M_{fy} : 0,00 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y.

$$M_{nyt} = S_{ftx}F_y = 0,79 \text{ KN} * m$$

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y * X_t - I_{xy} * Y_t} = 3,18 \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : 35,21 cm⁴ Momento de inercia respecto al eje x.

I_y : 8,06 cm⁴ Momento eficaz de inercia respecto al eje y.

I_{exy} : 0,00 cm⁴ Producto eficaz de inercia.

x_t : 25,38 mm Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

y_t : 25,00 mm Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

φ_t : 0,90 Factor de resistencia para tracción.

T_f : 40,68 KN Resistencia a tracción requerida.

T_n : 88,36 KN Resistencia nominal a tracción, según la sección C2.

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\varphi_{bx}M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\varphi_{by}M_{ny}} - \frac{T_f}{\varphi_t T_n} = -0,208$$

Donde:

φ_{bx} : 0,95 Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

M_{fx} : 0,63 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje X.

M_{nx} : 2,20 KNm Resistencia nominal requerida a flexión respecto al eje X.

φ_{by} : 0,95 Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

M_{fy} : 0,00 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y.

M_{ny} : 0,79 KNm Resistencia nominal requerida a flexión respecto al eje Y.

φ_t : 0,90 Factor de resistencia para tracción.

T_f : 40,68 KN Resistencia a tracción requerida.

T_n : 88,36 KN Resistencia nominal a tracción.

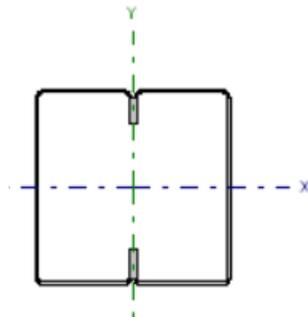
Relación de esbeltez máxima

Se considera que las diagonales estabilizan el perfil del pandeo en el plano fuerte, mientras que se colocara un rigidizador a una distancia de 6,90 m para estabilizar perfil en el otro plano.

$$\frac{L}{r} \leq 300 \quad \rightarrow \quad \frac{690 \text{ cm}}{2,95 \text{ cm}} = 234 \leq 300 \quad \text{Satisfactorio}$$

Diseño de cordón superior a compresión: Se considera que las diagonales estabilizan el perfil del pandeo en el plano fuerte, mientras que las costaneras estabilizan el perfil en el otro plano.

Perfil: C 80x40x15x2, Doble en cajón soldado (Cordón discontinuo)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N41	N45	1.412	7.07	70.41	61.64	0.09

Notas:
 (1) Inercia respecto al eje indicado
 (2) Momento de inercia a torsión uniforme

Se debe satisfacer:

$$n_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1 \quad \rightarrow \quad n_c = \frac{41,93 \text{ KN}}{66,49 \text{ KN}} = 0,63 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

Donde:

Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_f = 41,93 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a compresión [P_c].

$$P_c = \phi_c P_n = 0,85 * 78,22 \text{ KN} = 66,49 \text{ KN}$$

Donde:

$$\phi_c = 0,85 \quad \text{Factor de resistencia para compresión.}$$

Resistencia nominal a compresión [P_n]

$$P_n = A_e F_n = 353 \text{ mm}^2 * 221,58 \text{ MPa} = 78217,74 \text{ N} = 78,22 \text{ KN}$$

Donde:

$$A_e: 353 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de la sección eficaz.}$$

$$\lambda_c = \frac{L_e}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{141,2}{\pi * 2,95} \sqrt{\frac{250}{203000}} = 0,53$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{61,64}{7,07}} = 2,95 \text{ cm.}$$

Para $\lambda_c \leq 1,50$

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y = (0,658^{0,53^2}) F_y = 221,58 \text{ MPa}$$

Donde:

F_y : 250 MPa Limite elástico del acero.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} = 0,259 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f = 0,54 \text{ KN*m}$$

Resistencia de diseño a flexión [M_c]

$$M_c = \phi_b M_n = 0,95 * 2,20 = 2,09 \text{ KNm}$$

Donde:

ϕ_b : 0,95 Factor de resistencia para flexión.

Resistencia nominal de la sección [M_n]

$$M_n = S_{ex} F_y = 2,20 \text{ KN * m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * y - I_{exy} * x} = 8,80 \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : 35,21 cm⁴ Momento eficaz de inercia respecto al eje x.

I_{ey} : 8,06 cm⁴ Momento eficaz de inercia respecto al eje y.

I_{exy} : 0,00 cm⁴ Producto eficaz de inercia.

x: 10,62 mm Distancia a la fibra extrema en flexión.

y: 40,00 mm Distancia a la fibra extrema en flexión.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} = \frac{1,37}{20,52} = 0,067 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. [V_f]

$$V_f = 1,37 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a cortante [V_c]

$$V_c = \phi_v V_n = 0,95 * 21,60 = 20,52 \text{ KN}$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

V_n : La resistencia nominal a cortante.

Resistencia a cortante del alma [V_n]

$$V_n = A_w F_v = 144 * 150 = 21600 \text{ N} = 21,60 \text{ KN}$$

Donde:

$A_w = h * t = 1,44 \text{ cm}^2$ Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$h = 72,00 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma.

$t = 2,00 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

(b) Para

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E * k_v}{F_y}} \rightarrow \frac{72}{2} = 36,00 \leq \sqrt{\frac{203000 * 5,34}{250}} = 65,85$$

$$F_v = 0,60 * F_y = 0,60 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Coefficiente de abolladura por cortante: $K_v = 5,34$

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0,067 \leq 1 \quad \text{Satisfactoria}$$

donde:

(b) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}}\right)^2 = 0,067$$

donde:

M_{fx} : 0,54 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje X.

M_{cx} : 2,09 KNm Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

V_{fy} : 0,11 KN Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y.

V_{cy} : 20,52 KN Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\phi_c P_n} > 0,15$

$$\eta \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0,918 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

$$\eta_o \leq 1 \quad \rightarrow \quad \eta_o < 0,813 \quad \text{Satisfactorio}$$

donde:

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_C P_n} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny} \alpha_y} = 0,918$$

Donde:

ϕ_c : 0,85 Factor de resistencia para compresión.

P_f : 41,65 KN Resistencia a compresión requerida.

P_n : 78,41 KN Resistencia nominal a compresión.

ϕ_{bx} : 0,95 Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

C_{mx} : 1 Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje X.

M_{fx} : 0,54 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje X.

M_{nx} : 2,20 KNm Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X.

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}} = 0,88$$

Donde:

$$P_{Ex} = A \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 353,68 \text{ KN}$$

Donde:

E : 203000 MPa Modulo de Young.

A : 7,07 cm² Área bruta de la sección compuesta.

λ : 44,75 Esbeltez modificada de la pieza compuesta

ϕ_{by} : 0,95 Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

C_{my} : 1 Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje Y.

M_{fy} : 0,00 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y.

M_{ny} : 0,79 KNm Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y.

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}} = 0,87$$

Donde:

$$P_{Ey} = A \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 309,60 \text{ KN}$$

Donde:

E: 203000 MPa Modulo de Young.

A: 7,07 cm² Área bruta de la sección compuesta.

λ : 47,83 Esbeltez modificada de la pieza compuesta

$$\eta_o = \frac{P_f}{\varphi_c P_{no}} + \frac{M_{fx}}{\varphi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\varphi_{by} M_{ny}} = 0,813$$

Donde:

φ_c : 0,85 Factor de resistencia para compresión.

P_f : 41,65 KN Resistencia a compresión requerida.

P_{no} : 88,36 KN Resistencia nominal a compresión.

φ_{bx} : 0,95 Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

M_{fx} : 0,54 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje X.

M_{nx} : 2,20 KNm Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X.

φ_{by} : 0,95 Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

M_{fy} : 0,00 KNm Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y.

M_{ny} : 0,79 KNm Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y.

Condición:

$$\frac{L_e}{r} \leq 200 \quad \rightarrow \quad \frac{141,20 \text{ cm}}{2,95 \text{ cm}} = 47,86 \leq 200 \quad \text{Satisfactorio}$$

3.6.1.3. Diseño de Unión mediante Soldadura

1. Se halla el valor de la longitud mínima del cordón de soldadura para la fuerza calculada. Donde mínimo se tiene que cumplir que $P_u \leq \phi P_n$; con $P_n = t \times L \times F_u$ (Eq. 2.4-3) de la sección E2.4 de las especificaciones AISI 2007:

Donde:

$$\phi = 0,60$$

t = el menor de los espesores de los miembros a unir = 2 [mm]

$$L = \frac{P_u}{\phi t F_u} = \frac{41930 \text{ N}}{0,60 \times 2 \text{ mm} \times 407,70 \text{ MPa}} = 86 \text{ [mm]}$$

Por simplicidad, la longitud del cordón de la soldadura L se tomará en toda la medida de la sección transversal del perfil tubular (40x40), por lo tanto, L = 160 [mm]

2. Determinar el valor mínimo del tamaño de garganta t_w . Donde mínimo se tiene que cumplir que $P_u \leq \phi P_n$; con $P_n = 0,75 t_w \times L \times F_u$ (Eq. E2.4-4) de la sección E2.4 de las especificaciones AISI 2007:

Donde:

$$\phi = 0,60$$

$$L = 160 \text{ [mm]}$$

$$t_w = \frac{P_u}{\phi * 0,75 * L * F_{xx}} = \frac{41930 \text{ N}}{0,60 \times 0,75 \times 160 \text{ mm} \times 422 \text{ MPa}} = 1,38 \text{ [mm]}$$

Como, $t_w = 0,707 w$ entonces se tiene:

$$w = \frac{t_w}{0,707} = 1,95 \text{ [mm]}$$

Se concluye entonces, que se colocara un cordón de soldadura de 160 mm de longitud y 4 mm de lado.

3.6.1.4. Diseño de la placa base

La estructura de acero, una vez diseñados sus miembros, se la va a apoyar sobre cimientos de hormigón, pero no de forma directa, ya que al ser reticular la estructura, el área de asentamiento sería reducida lo cual causaría un esfuerzo muy grande, superior al que el hormigón puede resistir. Por lo antes expuesto, se hace necesario asentar la estructura metálica sobre placas de acero, cuyo objetivo es distribuir en un área mayor la carga de la estructura, y evitar que el hormigón se sobre esfuerce.

En este proyecto se soldará la estructura metálica a la placa base, y esta a su vez se fijará al cimiento a través de pernos de anclajes.

Determinación de las dimensiones en planta de la placa base. -Con base en las especificaciones de la AISC 2005, sección J8 para bases de columnas y aplastamiento del hormigón, la resistencia de diseño por aplastamiento del hormigón debajo de la placa base, $\phi_c P_p$, debe ser por lo menos igual a la carga soportada. En la que la condición menos fuerte para el hormigón, es cuando el área de la placa cubre toda el área de soporte del concreto; con $\phi_c=0.60$ y resistencia de aplastamiento nominal, P_p , que se determina con la expresión (J8-1) dada a continuación:

$$P_U = \phi_c P_p = \phi_c (0,85 * f_{ck} * A_1)$$
$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0,85 * f_{ck}} = \frac{21300 \text{ N}}{0,60 * 0,85 * 21 \text{ MPa}} = 1989 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Donde:

P_u = Carga Mayorada = Reacción vertical sobre la estructura.

f_{ck} = Resistencia a compresión del hormigón.

A_1 = Área de la placa.

Por lo tanto, las dimensiones que se adoptara serán: $B = 200 \text{ [mm]}$; $N = 200 \text{ [mm]}$

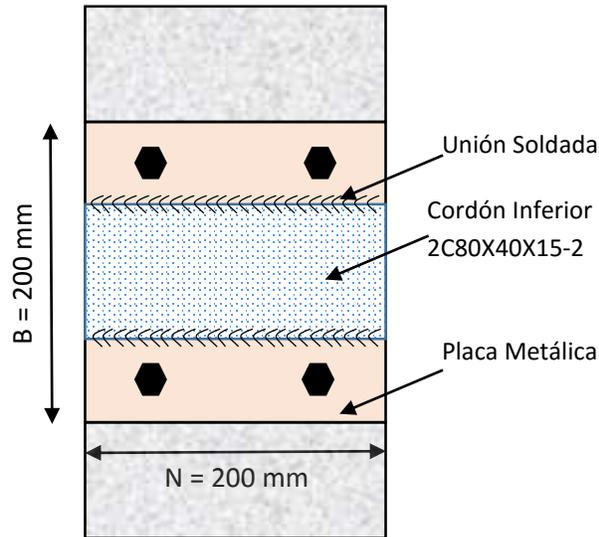


Figura 3.11. Vista en Planta de Placa Base

Determinación del espesor de la placa base “t”:

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

Donde:

F_y = Punto de fluencia de la placa base de acero (en este proyecto se usa plancha de acero estructural A36).

Entonces:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{200 - 0,95 * 80}{2} = 62 \text{ [mm]}$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} = \frac{200 - 0,80 * 200}{2} = 20 \text{ [mm]}$$

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = (62) \sqrt{\frac{2 * 21300}{0,9 * 253,52 * 200 * 200}} = 4,24 \text{ [mm]}$$

Por lo tanto, se escoge una placa de aproximadamente 5 mm.

Con lo que la placa base tendrá las dimensiones de **PL 5mm x 200mm x 150mm**

3.6.1.5. Diseño de los pernos de Anclaje.

El objetivo de los pernos de anclaje es fijar la estructura metálica a la cimentación de hormigón. Estos estarán sometidos a corte, provocados por la fuerza horizontal $H = 21300$ N, previamente calculada.

El diseño de los pernos de anclaje se basa en la sección J9, la cual indica que deben ser diseñados de acuerdo a las recomendaciones dadas en la sección J3 del mismo manual AISC 2005.

Se usarán pernos comunes A307, con una tensión de corte nominal, $F_{nv} = 168$ MPa, con una resistencia de diseño, ϕR_n , determinada de acuerdo a los estados límites de fractura en corte:

$$R_n = F_n A_b \quad \text{con} \quad \phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

F_n = tensión de corte nominal. F_{nv} .

A_b = Área bruta del perno

Entonces:

$$A_b = \frac{H}{\phi F_n} = \frac{21300}{0,75 * 168} = 169,05 \text{ mm}^2$$

$$A_{perno} = \frac{A_b}{4} = \frac{169,05}{4} = 42,26 \text{ mm}^2$$

$$D_{perno} = 2 \sqrt{\frac{A_{perno}}{\pi}} = 7,34 \text{ [mm]}$$

Por lo tanto, se escogen los cuatro pernos ASTM A307 de 3/8 de pulg. que es aproximadamente 10 mm, para evitar daños de los mismos en el manipuleo y transporte. Además, de acuerdo a la tabla J3. 3M de las especificaciones AISC, el diámetro del agujero será de 12 mm, con distancias entre centros de perforaciones recomendadas de 3 veces el diámetro nominal, d , del conector.

Calculo del área de la superficie requerida:

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 * \phi \sqrt{f_{ck}}} = \frac{21300}{4 * 0,75 \sqrt{21}} = 1549,35 \text{ mm}^2$$

Calculo de la longitud del perno de anclaje:

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{\pi}} = 22,21 \text{ mm}$$

Figura 3.12 Longitud mínima de anclaje.

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	12 d	5 d > 4 in.
A325, A449	17 d	7 d > 4 in.

$$12 d = 120 \text{ mm}$$

$$5d = 60 \text{ mm}$$

Finalmente se tiene que la longitud de anclaje es: L= 120 mm

3.7. Verificación de la vigueta pretensada

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de Plastoform.
- Losa superior de hormigón.

Información inicial antes de abordar los cálculos correspondientes a este elemento:

- **Coefficientes parciales de seguridad.-** Para el estado limite último se tiene que el coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales es: para el hormigón (γ_c) y para el acero pasivo y activo (γ_s) son los siguientes:

$$\gamma_c = 1,50 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

Coefficientes de ponderación de las acciones, efecto desfavorable, y para un nivel de control normal:

$$\gamma_f = 1,60$$

- **Hormigón.** - La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm² para el hormigón preesforzado, mientras el valor correspondiente para el hormigón armado es de 200 a 250 kg/cm² aproximadamente.

Adoptándose las siguientes resistencias características:

$$f_{ck,p} = 35 \text{ MPa} \quad \text{Hormigón pretensado.}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \text{Hormigón armado.}$$

- **Acero.** - El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir preesfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el hormigón presforzado.

La tensión de rotura última del acero pretensado (Según la guía de productos: CONCRETEC), es:

$$f_{p\ max\ k} = 1800 \text{ MPa}$$

Limite elástico característico de la armadura pasiva:

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

- **Luz de cálculo.** - La luz de cálculo de cada tramo de forjado se medirá, en general, entre ejes de los elementos de apoyo.

Las viguetas se dispondrán enfrentadas entre sí y apoyadas en un mínimo de 5 cm.

$$L = 4,30 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.}$$

Propiedades geométricas de los materiales:

- **Dimensiones del Plastoform.** - 15x43x100 (Según la guía de productos: CONCRETEC).

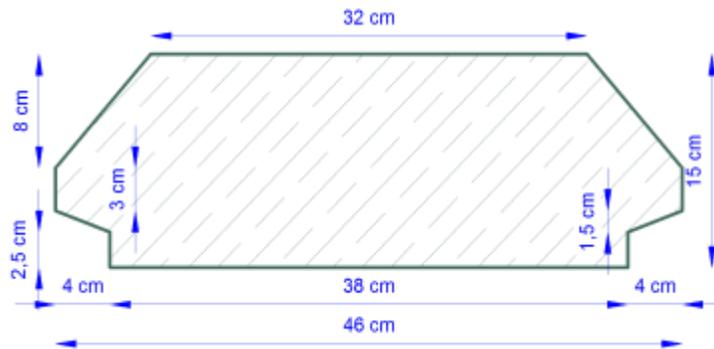


Figura 3.13 Características geométricas del Plastoform.

- **Dimensiones de la vigueta pretensada.** - (Según la guía de productos: CONCRETEC).

Altura: 120 mm **Ancho:** 120 mm

- **Armadura:** Variable en función de: Cargas actuantes, espesor de la losa, longitud de viguetas y complementos.
- **Losa superior de hormigón armado.** - Elemento formado por hormigón vertido en obra y armaduras, destinado a repartir las distintas cargas aplicadas sobre el forjado.

El espesor mínimo h_0 (Véase Figura 3.14) de la losa superior hormigonada en obra, con pieza aligerante, no deberá ser menor a 50 mm, además cumplirá la siguiente condición:

$$h_0 \geq \frac{a}{6} \geq 30mm$$

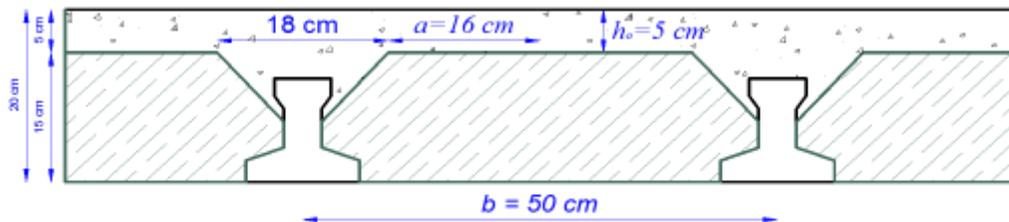


Figura 3.14 Espesor mínimo de la carpeta de hormigón.

$$h_0 \geq 160/6 = 26,67 mm$$

Finalmente se toma una altura mínima de: $h_0 = 50 mm$

- **Cálculo del ancho efectivo (b_e).**- En ausencia de una determinación más precisa, se puede asumir que es igual al caso de vigas en T que supone, para las comprobaciones a nivel de sección, que las secciones normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho reducido de las alas llamado ancho efectivo b_e .⁽¹⁰⁾

De forma aproximada puede suponerse que, en la cabeza de compresión, el ancho efectivo del ala es igual al ancho del nervio más un quinto de la distancia entre puntos de momento nulo, sin sobrepasar la anchura real del ala, de este modo se tiene que:

$$b_e = b_o + \frac{1}{5} * l_o \leq b$$

En caso de piezas en T provistas de cartabones de anchura b_c y altura h_c , y exclusivamente a efectos de cálculo el ancho eficaz, se sustituirá la anchura real b_o del nervio por otra ficticia b_{fic} igual menor de los valores siguientes:

$$b_{fic} = b_o + 2 * b_c = 40 + 2 * 70 = 180 \text{ mm}$$

$$b_{fic} = b_o + 2 * h_c = 40 + 2 * 80 = 200 \text{ mm}$$

b_e : Ancho efectivo (cm).

$b_o = 40 \text{ mm}$ Ancho del nervio de la vigueta pretensada.

$b_{fic} = 180 \text{ mm}$ Ancho ficticio del nervio de la vigueta pretensada.

$l_o = 4300 \text{ mm}$ Luz entre puntos de momentos nulos.

$b = 500 \text{ mm}$ Separación real entre viguetas.

$$b_e = 180 + \frac{1}{5} * 4300 = 1040 \text{ mm}$$

Como en ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas, entonces se tiene que: $b_e = 500 \text{ mm}$

- **Cálculo de la relación modular o coeficiente de equivalencia.** - Los esfuerzos elásticos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los hormigones. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el hormigón colocado in situ de

⁽¹⁰⁾ Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-1998: Notación, Secretaria General Técnica del Ministerio de Fomento, Madrid, 1998. Apartado 18.2.1.

menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de hormigón de más alta calidad. Si se desea transformar del hormigón armado al hormigón pretensado:

$$f_{ck} = \frac{E_c}{E_{cp}} * f_{ck,p} \quad \rightarrow \quad f_{ck} = n * f_{ck,p}$$

Donde:

$f_{ck}; E_c$: Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

$f_{ck,p}; E_{cp}$: Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.

n : Relación modular de los hormigones, donde el hormigón colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de hormigón de más alta calidad.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} = \frac{6000 * \sqrt{f_{ck}}}{6000 * \sqrt{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{21}{35}} = 0,775$$

- **Calculo de las características geométricas:**

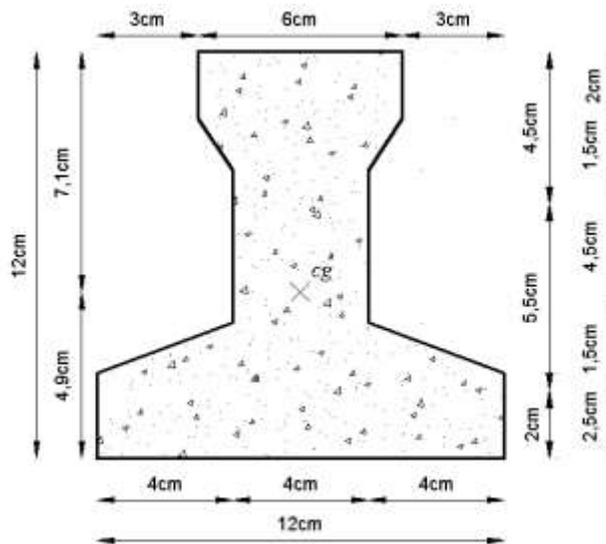


Figura 3.15 Características geométricas de la viga pretensada.

- $A_c = 7950 \text{ mm}^2$ Área de la sección transversal de la viga.
 $C_1 = 71,04 \text{ mm}$ Brazo mecánico superior.
 $C_2 = 48,96 \text{ mm}$ Brazo mecánico inferior.
 $I_{xc} = 11154600 \text{ mm}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x .

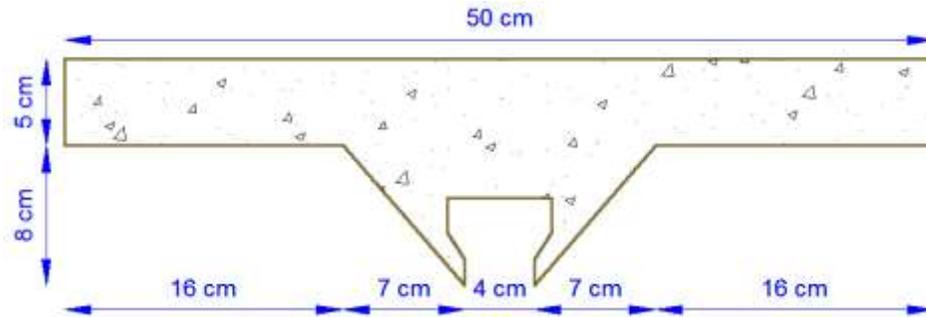


Figura 3.16 Características geométricas de la carpeta de hormigón in situ.

- $A_c = 31250 \text{ mm}^2$ Área de la carpeta de hormigón.
 $C_1 = 104,56 \text{ mm}$ Brazo mecánico superior.
 $C_2 = 95,42 \text{ mm}$ Brazo mecánico inferior.
 $I_{xc} = 18625910 \text{ mm}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x .

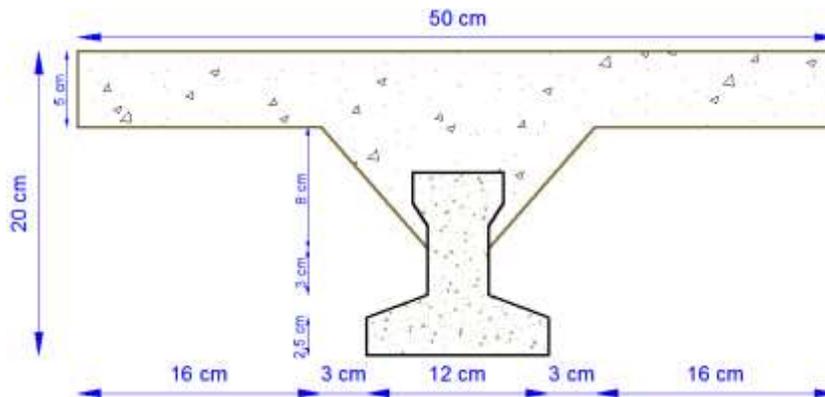


Figura 3.17 Características geométricas de la sección compuesta de la losa.

- $A_c = 39200 \text{ mm}^2$ Área de la sección compuesta.
 $C_1 = 58,20 \text{ mm}$ Brazo mecánico superior.

$C_2 = 141,80 \text{ mm}$ Brazo mecánico inferior.

$I_{xc} = 115736800 \text{ mm}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x.

- **Aplicando el coeficiente modular se tienen las siguientes características.** -
Haciéndose que las secciones tomen la forma de una sección en T:

$$I = \frac{b * h^3}{12} \rightarrow b = \frac{I * 12}{h^3}$$

a) Para la vigueta pretensada:

$I_{xc \text{ } f_{ck,p}=35 \text{ MPa}} = 111545600 \text{ mm}^4$ Momento de inercia de la vigueta.

$h = 120 \text{ mm}$ Altura considerada para la vigueta.

$n = 1/0,775 = 1,29$ Coeficiente modular.

$$I_{e \text{ vigueta } f_{ck}=21 \text{ MPa}} = I_{xc} * n = 14392980 \text{ mm}^4$$

Operando en la ecuación para secciones rectangulares se tiene que:

$$b_{tr \text{ vigueta } f_{ck}=21 \text{ MPa}} = 99,95 \text{ mm}$$

$$b_{tr \text{ vigueta } f_{cp}=35 \text{ MPa}} = 77,46 \text{ mm}$$

b) Para la carpeta de hormigón colado in situ:

$I_{xc \text{ } f_{ck}=21 \text{ MPa}} = 18625910 \text{ mm}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x.

$h = 8 \text{ cm}$ Altura considerada para que la losa mantenga los 20 cm de espesor.

$n = 0,775$ Coeficiente modular.

$$I_{e \text{ H}^{\circ}A^{\circ} f_{ck}=35 \text{ MPa}} = I_{xc \text{ } f_{ck}=21 \text{ MPa}} * n = 14435080 \text{ mm}^4$$

Para una sección rectangular se tiene que:

$$b_{tr \text{ carpeta } f_{cp}=35 \text{ MPa}} = 14435080 * 12/80^3 = 338,32 \text{ mm}$$

$$b_{tr \text{ carpeta } f_{ck}=21 \text{ MPa}} = 18625910 * \frac{12}{80^3} = 436,55 \text{ mm}$$

c) Finalmente, la sección homogeneizada queda de la siguiente manera:

Toda la sección con una resistencia de $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$.

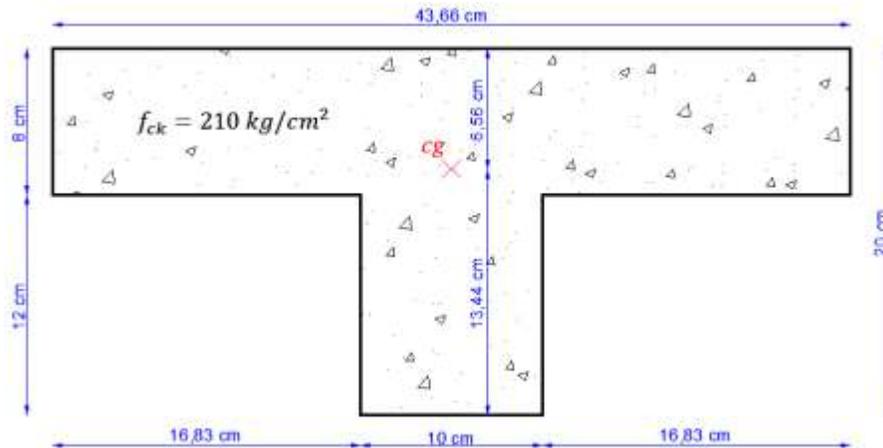


Figura 3.18 Características geométricas de la sección homogeneizada (21 MPa)

$A_c = 46928 \text{ mm}^2$ Área de la sección compuesta homogeneizada.

$C_1 = 65,57 \text{ mm}$ Brazo mecánico superior.

$C_2 = 134,43 \text{ mm}$ Brazo mecánico inferior.

$I_{xc} = 109381900 \text{ mm}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x .

Toda la sección con una resistencia de $f_{cp} = 35 \text{ MPa}$.

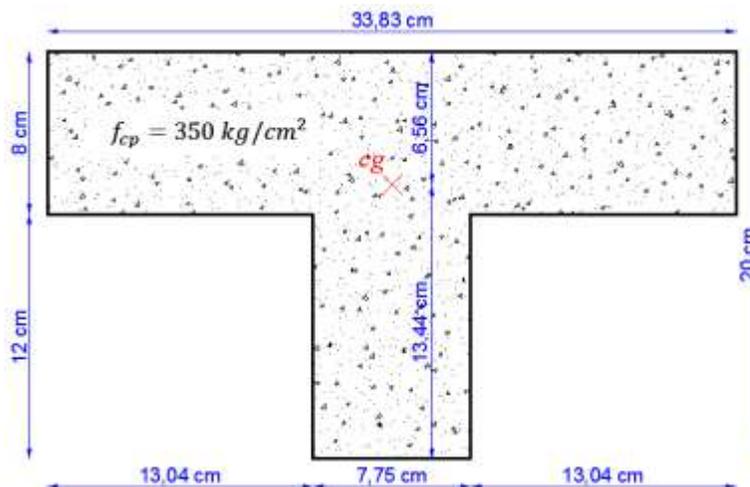


Figura 3.19 Características geométricas de la sección homogeneizada (35 MPa).

$A_c = 363,64 \text{ mm}^2$ Área de la sección compuesta homogeneizada.

$C_1 = 65,57 \text{ mm}$ Brazo mecánico superior.

$C_2 = 134,43 \text{ mm}$ Brazo mecánico inferior.

$I_{xc} = 94809620 \text{ mm}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x .

- **Acciones de cargas considerada sobre la losa alivianada.** - Resumen de cargas consideradas sobre la losa alivianada (Anexo A3-1, página 200):

$$P_{\text{carga por entrepiso}} = 1,44 \text{ KN/m}^2$$

$$PP_{\text{peso propio de la losa}} = 1,25 \text{ KN/m}^2$$

$$SC_{\text{sobrecarga viva}} = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Luz de cálculo de las viguetas pretensadas: } L = 4,30 \text{ m}$$

$$\text{Separación entre viguetas: } b = 0,50 \text{ m}$$

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

$$\text{Carga muerta: } CM = (1,44 + 1,25) \times 0,5 = 1,345 \text{ KN/m}$$

$$\text{Sobrecarga viva: } SC = 5,00 \times 0,5 = 2,50 \text{ KN/m}$$

La carga característica total sobre la vigueta es:

$$q_k = (1,345 + 2,50) = 3,845 \text{ KN/m} \quad \text{Cargas de servicio}$$

$$q_d = 1,60 \times (3,845) = 6,152 \text{ KN/m} \quad \text{Cargas ponderadas}$$

- **Cálculo de las armaduras consideradas sobre la losa alivianada.** - Siendo estas:
 - a) Armadura de reparto en la losa de hormigón.
 - b) Armadura negativa dispuesta en los apoyos de las viguetas.
 - c) Es necesario verificar que no se produzca agotamiento por corte en el elemento.

a) **Cálculo de la armadura de reparto.**- En la carpeta de compresión de hormigón se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo de 30 cm, y en dirección perpendicular a las viguetas, cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Donde:

$h_o = 5 \text{ cm}$: Espesor en cm de la losa de hormigón en el centro de la pieza.

$f_{yd} = 347,83 \text{ MPa}$: Resistencia de cálculo de la armadura de reparto en MPa.

$$A_s \geq 0,719 \geq 0,575$$

Por lo tanto, la armadura de reparto a usar es: $A_s = 0,719 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se considerara un diametro minimo de las barras de: $\emptyset = 6 \text{ mm}$; $A_{s \phi 6} = 0,283 \text{ cm}^2$ y una separacion entre barras de 30 cm como máximo.

El número de barras necesarias por cada metro es de ($N^\circ Fe$):

$$N^\circ Fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 6}} = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s \phi 6} = 3 * 0,283 \text{ cm}^2 = 0,849 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde:

$$0,849 > 0,719 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto, según cálculo se debería de utilizar: **3Ø6mm c/30 cm**

Pero con esa separación según experiencia se produce mucha fisuración, por lo tanto, se decide utilizar la siguiente configuración por metro: **4Ø6mm c/25 cm**

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la

rigidez del forjado en su plano. Por lo que estas armaduras se dispondrán sobre la losa como una parrilla, formando recuadros de 25x25 cm.

b) Cálculo de la armadura negativa. - En los apoyos de las viguetas se colocará una armadura resistente a los momentos negativos, pudiendo calcularse las solicitaciones por un método elástico, o considerando redistribución por plasticidad hasta igualar el momento de empotramiento y el de vano, iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto.

Considerar momentos negativos de valor inferior, da lugar a fisuración excesiva.

De lo anterior se tiene que (Verse Figura 3.20):

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon^+ + \varepsilon^-}{2} = \frac{1/24 + 1/12}{2} = \frac{1}{16}$$

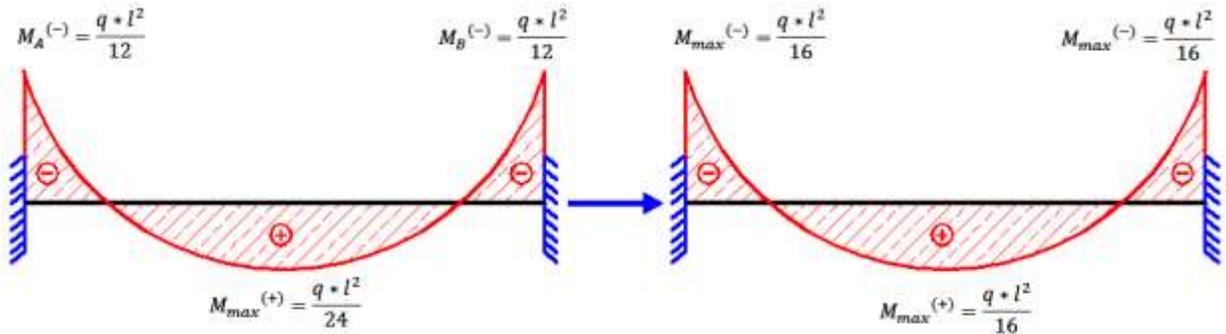


Figura 3.20 Consideraciones de los apoyos para la vigueta pretensada.

Donde:

$$q_d = 6,152 \text{ KN/m}$$

Carga ponderada sobre el elemento.

$$L = 4,30 \text{ m}$$

Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 13,23 \text{ KN}$$

$$R_B = 13,23 \text{ KN}$$

$$M_{max}^{(+)} = 7,11 \text{ KN} * m$$

$$M_{max}^{(-)} = 7,11 \text{ KN} * m$$

Consideraciones para el cálculo de la armadura negativa. - Se la tomará como una sección en T y para ello se hacen las siguientes consideraciones:

- 1) Se la calculará con una resistencia característica: $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$ (Figura 3.18).
- 2) La anchura de la placa cuando trabaja a tracción puede considerarse igual al ancho del nervio más ocho veces el espesor de la placa, o cuatro veces en vigas de borde sin sobrepasar el ancho real. En esta anchura deberá disponerse la armadura de tracción resultante del cálculo.

$$b_{pl} = b_w + 8 * h_f \leq b_o$$

b_{pl} : Anchura de la placa cuando está sometida a tracción.

$b_o = 436,60 \text{ mm}$ Ancho de la viga en T.

$b_w = 100,00 \text{ mm}$ Ancho del nervio de la viga en T.

$h_f = 80,00 \text{ mm}$ Ancho de la placa de hormigón.

$$b_{pl} = 100 + 8 * 80 = 740,00 \text{ mm}$$

Como no deberá ser mayor que el ancho efectivo, entonces se tiene que:

$$b_{pl} = b_o = 436,60 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se la calculara como una sección rectangular de ancho $b_{pl} = 436,60 \text{ mm}$.

- 3) Del cálculo de la armadura en secciones en T se tiene que:

$A_{cy} = b_w * y$ Área comprimida ficticia del hormigón.

$S_y = b_w * y * (d - 0,5 * y)$ Momento estático con respecto a la armadura de tracción.

$$0 = 0,85 * f_{cd} * b_w * y - A * f_{yd}$$

$$M_d = 0,85 * f_{cd} * b_w * y * (d - 0,5 * y)$$

De las ecuaciones anteriores, la segunda es una ecuación de segundo grado en y , que permite obtener la profundidad de la fibra neutra, tras lo cual la primera nos permite calcular la armadura.

$$M_d = 7,11 \text{ KN} * m \quad \text{Momento de diseño.}$$

$$f_{cd} = 14,00 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia de cálculo del hormigón.}$$

$$f_{yd} = 347,83 \text{ MPa} \quad \text{Limite elástico de cálculo del acero.}$$

$$b_w = 100 \text{ mm} \quad \text{Ancho del nervio.}$$

$$r = 20 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento.}$$

$$d = 200 - 20 = 180 \text{ mm} \quad \text{Canto útil.}$$

$$7,11 \times 10^6 = 0,85 * 14 * 100 * y * (180 - 0,5 * y)$$

$$y_1 = 36,995 \text{ mm} \quad y_2 = 323,00 \text{ mm}$$

Por lo que la altura del bloque de compresión es:

$$y = 36,995 \text{ mm}$$

Operando en la primera ecuación se tiene que:

$$0 = 0,85 * 14,00 * 100,00 * 36,995 - A * 347,83$$

$$A_s = 126,57 \text{ mm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$) requerida por la sección:

$$\omega_{min} = 0,0018 \quad \text{Cuantía geométrica mínima de cálculo.}$$

$$A_c = 46928 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal.}$$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * A_c = 84,47 \text{ mm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 126,57 \text{ mm}^2$$

Se considerará un diámetro de barra de: $\varnothing = 8 \text{ mm}$; $A_{s \varnothing 8} = 50 \text{ mm}^2$, por lo que, el número de barras a usar es:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \varnothing 8}} = 3 \text{ barras}$$

$$A_{s \varnothing 8} = 3 * 50 \text{ mm}^2 = 150 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto se utilizará: 3 \varnothing 8 mm

c) **Verificación del esfuerzo cortante:** Es necesario verificar que no se produce agotamiento por compresión oblicua del alma, ni por tracción oblicua en la misma. Para ello debe comprobarse que se cumpla simultáneamente las condiciones siguientes:

$$V_d = 13,23 \text{ KN} \quad \text{En el eje del apoyo.}$$

$$V_d = 12,46 \text{ KN} \quad \text{En el borde del apoyo.}$$

$$V_d = 11,35 \text{ KN} \text{ A un canto útil del borde del apoyo.}$$

- **En el borde del apoyo:** $V_d \leq V_{u1}$

V_{u1} : Cortante ultimo por agotamiento oblicuo del alma.

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 75,60 \text{ KN}$$

$$12,46 \leq 75,60 \text{ Satisfactorio.}$$

- **A un canto útil del apoyo:** $V_d \leq V_{u2}$, La resistencia convencional del hormigón a cortante será:

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,997 \text{ MPa}$$

El cortante absorbido por el hormigón será:

$$V_{u2} = f_{cv} * b_w * d = 17,95 \text{ KN}$$

$$11,35 \text{ KN} \leq 17,95 \text{ KN Satisfactorio.}$$

Comprobación que demuestra que no se requiere de armadura transversal.

- **Verificación de la vigueta pretensada.** - Pretensar el hormigón consiste en aplicar una fuerza tal que se produzca en la misma unas tensiones contrarias a las que

luego, en servicio, producirán las cargas exteriores. De ahí la palabra pretensado, que significa tensión previa a la puesta de servicio.

La existencia de la fuerza de pretensado obliga a realizar en la pieza de hormigón pretensado algunas comprobaciones tensionales, fundamentalmente en dos instantes: Uno, en el de aplicación de la fuerza de pretensado. Otro en el estado de servicio de las piezas. Esta es una diferencia importante respecto a las piezas de hormigón armado.

Como resultado de ello, el predimensionamiento de la sección debe tener en cuenta tanto estas condiciones tensionales como las de cumplimiento de los estados límites.

Limitación de la fuerza de pretensado inicial.- De acuerdo a la EHE, la fuerza de pretensado inicial, P_o , ha de proporcionar en las armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0,75 * f_{p \max k} \qquad 0,90 * f_{pk}$$

$f_{p \max k} = 1800 \text{ MPa}$ Carga unitaria máxima de rotura ó tensión de rotura última del acero de pretensado, obtenida de la Guía Técnica de CONCRETEC.

$f_{pk} = 1550 \text{ MPa}$: Límite elástico característico del acero.

$$0,75 * f_{p \max k} = 0,75 * 1800 = 1350 \text{ MPa}$$

$$0,90 * f_{pk} = 0,90 * 1550 = 1395 \text{ MPa}$$

Por la tanto, se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de preesfuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de: $f_{ps} = 1350 \text{ MPa}$

Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días.- Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza de pretensado, a los 7 días de edad el hormigón tendrá una resistencia del 70% de la prevista a los 28 días: $f'_{ci} = 0,70 * 35 = 24,50 \text{ MPa}$

Cálculo del momento máximo que deberá resistir la losa aliviada. - Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados:

$$q_k = 3,845 \text{ KN/m} \qquad \text{Cargas de servicio.}$$

$$L = 4,30 \text{ m} \qquad \text{Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.}$$

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 8,27 \text{ KN}$$

$$R_B = 8,27 \text{ KN}$$



$$M_{max}^{(+)} = M_T = 8,89 \text{ KN} * m$$

Figura. 3.21 Momentos máximo positivo en el centro luz de la vigueta.

Inecuaciones básicas para el cálculo de los esfuerzos elásticos a flexión en vigas no agrietadas. - Siempre que la viga permanezca sin agrietarse y que tanto el hormigón como el acero sean esforzados dentro del límite elástico, los esfuerzos en el hormigón pueden hallarse usando conocidas ecuaciones de la mecánica, basados en el comportamiento elástico. En la práctica actual, estas condiciones se cumplen a menudo hasta el nivel de las cargas de servicio.

Todos los efectos producidos en la estructura se deben analizar mediante el siguiente gráfico el cual muestra el comportamiento de la estructura a lo largo del tiempo.

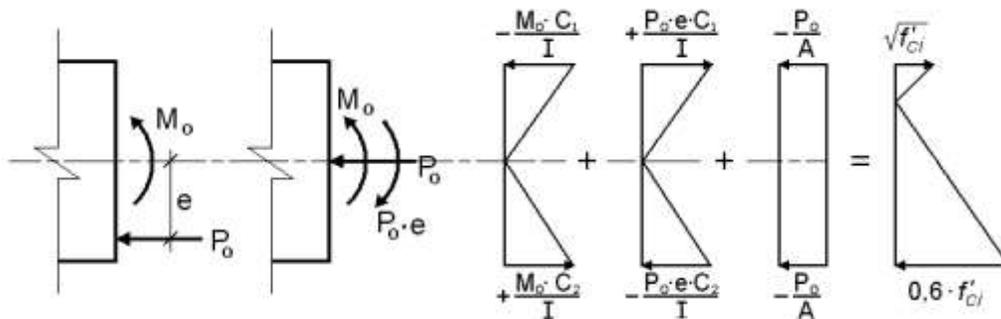


Figura 3.22 Esfuerzos elásticos en una viga presforzada sin agrietar.

El procedimiento adoptado para el diseño del elemento, es el basado en la aproximación de esfuerzos, tan cerca como sea posible, de los esfuerzos límites, bajo los estados de carga que controlan el diseño.

Las tensiones en las fibras superior e inferior de la viga serán calculadas mediante las siguientes inecuaciones de condición:

$t = 0$

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{(\alpha * P_0 * e_0) * C_{10}}{I_0} - \frac{\alpha * P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{(\alpha * P_0 * e_0) * C_{20}}{I_0} - \frac{\alpha * P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

$t = \infty$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\beta * P_0 * e_\infty) * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta * P_0}{A_\infty} \geq f_{cf}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\beta * P_0 * e_\infty) * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta * P_0}{A_\infty} \leq f_{tf}$$

Donde:

M_0 : Momento debido a peso propio de la vigueta (estado inicial) ($N * mm$).

M_T : Momento debido a la totalidad de las cargas ($KN * mm$).

C_1 : Brazo mecánico superior (mm).

C_2 : Brazo mecánico inferior (mm).

I_c : Momento de inercia en la sección con respecto al eje que pasa por el centro de gravedad de la sección cg , (mm^4).

A_c : Área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante (mm^2).

P_0 : Fuerza de pretensado inicial (N).

e : Excentricidad máxima de los cables de pretensado con respecto al cg (mm).

α : Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a corto plazo.

β : Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a largo plazo.

f_{ti} : Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia (MPa).

f_{ci} : Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia.

f_{cf} : Esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

f_{tf} : Esfuerzo de tensión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas (MPa).

f'_c : Resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño (MPa).

f'_{ci} : Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial ó pretensado (MPa).

Esfuerzos permisibles del hormigón. - Las limitaciones sugeridas son:

$$f_{ti} = 0,21 * \sqrt[3]{f_{ck,i}^2} = 0,21 * \sqrt[3]{24,5^2} = 1,77 \text{ MPa}$$

$$f_{ci} = -0,6 * f_{ck,i} = -0,6 * 24,5 = -14,70 \text{ MPa}$$

$$f_{cf} = -0,45 * f_{ck} = -0,45 * 35 = -15,75 \text{ MPa}$$

$$f_{tf} = 0,21 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 * \sqrt[3]{35^2} = 2,25 \text{ MPa}$$

Consideraciones de las inecuaciones de condición:

- Se define la sección de la vigueta (Ver figura 3.15; según guía de productos CONCRETEC) y con el hormigón colado in situ la sección compuesta (Ver figura 3.17), para luego determinan sus características geométricas.
- Se asume inicialmente la cantidad de armadura a usar, y de esta se comienza a realizar un proceso iterativo hasta hallar la sección optima y la fuerza de pretensado.

Determinándose de este modo la siguiente sección:

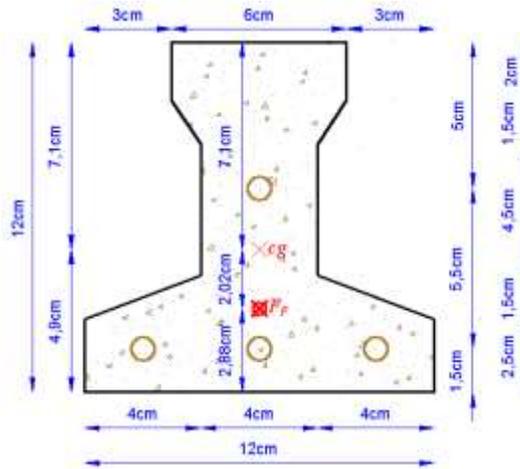


Figura 3.23 Punto de aplicación de la fuerza de pretensado (F_p) con respecto al cg .

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i * d}{\sum A_i} = \frac{0,126 * 3 * 1,5 + 0,126 * (1,5 + 5,5)}{0,126 * 4} = 28,75 \text{ mm}$$

- El momento M_0 provocado por el peso propio de la vigueta:

$$\gamma_{H^oA^o} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$A_{vigueta} = 0,007950 \text{ m}^2$$

$$q = \gamma_{H^oA^o} * A_{vigueta} = 0,199 \text{ KN/m}$$

$$l = 4,30 \text{ m}$$

$$M_0 = q * l^2 / 8 = 0,46 \text{ KN * m}$$

- El momento para el cual se diseñan las viguetas, una vez puesta en servicio es:

$$M_d = 8,89 \text{ KN * m} \quad \text{Incluye el peso propio del elemento (Figura 3.21).}$$

1) Verificación de las incuaciones de condición cuando solo actúan las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado:

Propiedades geométricas de la vigueta pretensada (Figura 3.23):

$$A_c = 7950 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal de la vigueta.}$$

$$C_1 = 71,04 \text{ mm} \quad \text{Brazo mecánico superior.}$$

$$C_2 = 48,96 \text{ mm} \quad \text{Brazo mecánico inferior.}$$

$I_{xc} = 11154560 \text{ mm}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x .

$\alpha = 0,95$ Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a corto plazo.

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ Resistencia característica del HoPo a los 28 días.

$e_0 = 48,96 - 28,75 = 20,21 \text{ mm}$ Excentricidad desde el eje neutro de la vigueta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad:

$$f_{ci} = 0,70 * 35 = 24,50 \text{ MPa}$$

Realizando operación y reemplazando en las inecuaciones se tiene que:

$t = 0$

$$P_0 \leq \frac{1}{\alpha} * \left(\frac{I_0 * A_0}{A_0 * e_0 * C_{10} - I_0} \right) * \left(0,21 * \sqrt[3]{f_{ck,i}^2} + \frac{M_0 * C_{10}}{I_0} \right) \quad \text{I}$$

$$P_0 \leq 1691,160 \text{ KN} \quad \text{I}$$

$$P_0 \geq \frac{1}{\alpha} * \left(\frac{I_0 * A_0}{A_0 * e_0 * C_{20} + I_0} \right) * \left(0,6 * f_{ck,i} + \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} \right) \quad \text{II}$$

$$P_0 \geq 67,460 \text{ KN} \quad \text{II}$$

2) Verificación de las inecuaciones en la situación de servicio:

Propiedades geométricas de la sección compuesta homogeneizada (Ver Figura 3.19):

$A_c = 36364 \text{ mm}^2$ Área de la sección compuesta homogeneizada.

$C_1 = 65,57 \text{ mm}$ Brazo mecánico superior.

$C_2 = 134,43 \text{ mm}$ Brazo mecánico inferior.

$I_{xc} = 718798750 \text{ mm}^4$ Momento de inercia con respecto del eje x .

$h_f = 80,00 \text{ mm}$ Altura de la carpeta de compresión.

$\beta = 0,85$ Factor de pérdidas a largo plazo.

$f'_c = 35 \text{ MPa}$ Resistencia característica de compresión a los 28 días.

$e_\infty = 134,43 - 28,75 = 105,68 \text{ mm}$ Excentricidad desde el eje neutro de la sección compuesta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Reemplazando y realizando operación en las inequaciones de la etapa de tiempo infinito, se tiene que:

$$t = \infty$$

$$P_0 \leq \left(\frac{I_\infty * A_\infty}{\beta * (A_\infty * e_\infty * C_{1\infty} - I_\infty)} \right) * \left(\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} - 0,45 * f_{ck} \right) \quad III$$

$$P_0 \leq 984,093 \text{ KN} \quad III$$

$$P_0 \geq \left(\frac{I_\infty * A_\infty}{\beta * (A_\infty * e_\infty * C_{2\infty} + I_\infty)} \right) * \left(\frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - 0,21 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \right) \quad IV$$

$$P_0 \geq -14,621 \text{ KN} \quad IV$$

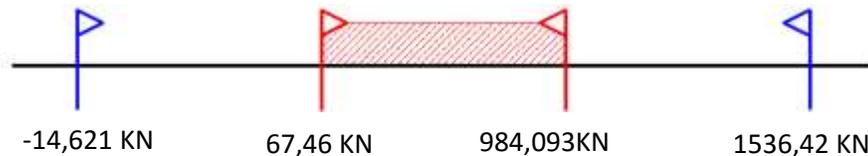
Dando el siguiente conjunto solución para la fuerza de pretensado:

$$P_{0I} \leq 1536,42 \text{ KN}$$

$$P_{0II} \geq 67,460 \text{ KN}$$

$$P_{0III} \leq 984,093 \text{ KN}$$

$$P_{0IV} \geq -14,621 \text{ KN}$$



3) Verificación de la fuerza de pretensado. - Se verificará la fuerza de pretensado inicial:

$$P_o = f_{ps} * A_{ps}$$

$$f_{p \max k} = 1800 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 0,75 * f_{p \max k} = 0,75 * 1800 = 1350 \text{ MPa}$$

$$A_{ps (\phi 4 \text{ mm})} = 12,60 \text{ mm}^2$$

$$n_{\phi 4 \text{ mm}} = 4 \quad \text{Numero de cables a usar de } \phi 4 \text{ mm.}$$

$$A_{ps} = A_{ps (\phi 4 \text{ mm})} * n_{\phi 4 \text{ mm}} = 50,40 \text{ mm}^2$$

$$P_o = 1350 * 50,40 = 68040 \text{ N} = 68,04 \text{ KN}$$

Por lo tanto, se verifica que la fuerza de pretensado está dentro del conjunto solución:

$$P_{oIV} \leq P_o \leq P_{oI}$$

$$67,46 \leq 68,04 \leq 984,093 \quad \text{Satisfactorio.}$$

4) Verificación de la armadura. - Bajo el mismo análisis que se realiza para secciones en T sometidas a flexión simple (Verse Figura 3,19).

$$\text{I) } \quad 0 = 0,85 * f'_{ci} * b_e * y - A_s * f_{ps}$$

$$\text{II) } \quad M_d = 0,85 * f'_{ci} * b_e * y * (d - 0,5 * y)$$

La segunda es una ecuación de segundo grado en y , que permite obtener la profundidad de la fibra neutra, tras lo cual la primera nos permite calcular la armadura.

$$M_d = 8,89 \text{ KN} * m = 8,89 \times 10^6 \text{ N} * mm$$

$$f_{ck,i} = 24,50 \text{ MPa}$$

$$f_{p \max k} = 1800 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 0,75 * f_{pu} = 1350 \text{ MPa}$$

$$d = 200 - 28,75 = 171,25 \text{ mm}$$

$$b_e = 338,30 \text{ mm}$$

$$8,89 \times 10^6 = 0,85 * 24,5 * 338,30 * y * (171,25 - 0,5 * y)$$

$$y_1 = 7,534 \text{ mm}$$

$$y_2 = 334,966 \text{ mm}$$

La profundidad del bloque de compresión es:

$$y = 7,534 \text{ mm}$$

Operando en la primera ecuación se tiene que:

$$0 = 0,85 * 24,5 * 338,30 * 7,534 - A_s * 1350$$

$$A_s = 39,32 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, se tiene que:

$$A_{ps} > A_s \quad 50,40 > 39,15 \quad \textit{Satisfactorio.}$$

- 5) **Calculo del momento flector último.** - Con lo visto anteriormente, una expresión que da una buena aproximación en piezas pretensadas para la estimación del momento flector último es la siguiente:

$$M_u = 0,90 * d * A_p * f_{ps}$$

M_u : Momento flector ultimo de agotamiento de la pieza en flexión.

$d = 171,25 \text{ mm}$ Distancia de la fibra superior al centro de gravedad de la armadura.

$A_p = 50,40 \text{ mm}^2$ Área de la armadura de pretensado.

$f_{ps} = 1350 \text{ MPa}$ Tensión del acero de pretensado.

$$M_u = 0,90 * 171,25 * 50,40 * 1350 = 10486665 \text{ N} * \text{mm} = 10,48 \text{ KN} * \text{m}$$

Donde:

$$M_u > M_d$$

$$10,48 > 8,89 \quad \textit{Satisfactorio.}$$

- 6) **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 pérdidas hayan sido las correctas. Se calculan las pérdidas instantáneas y diferidas.⁽¹¹⁾

⁽¹¹⁾ J. Calavera "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado". Capítulo 29.

La fuerza de pretensado, tras la transferencia, será igual a la inicial menos la suma de las pérdidas originadas por:

a) **El acortamiento elástico del hormigón (ΔP_1).**- Cuando las tensiones de compresión al nivel del baricentro de la armadura activa en fase de tesado sean apreciables, el valor de estas pérdidas, ΔP_1 , se podrá calcular, mediante la expresión:

$$\Delta P_1 = m_p * A_p * \sigma_{cp}$$

$A_p = 50,40 \text{ mm}^2$ Área total de la armadura activa.

$A_c = 7950 \text{ mm}^2$ Área transversal de la vigueta pretensada.

$I_{xc} = 11154560 \text{ mm}^4$ Momento de inercia de la vigueta pretensada.

$E_p = 200000 \text{ MPa}$ Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

$E'_{ci} = 6000 * \sqrt{24,50} = 29698,49 \text{ MPa}$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 7 días, correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

$m_p = E_p/E'_{ci} = 6,73$ Coeficiente de equivalencia.

$P_o = 68,04 \text{ KN}$ Tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia.

$e = 20,21 \text{ mm}$ Excentricidad de cálculo (ver Figura 3.23).

$M_o = 460 \text{ KN} * \text{mm}$ Momento debido al peso propio del elemento (vigueta).

σ_{cp} : Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de pretensado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.

$$r^2 = I_c/A_c = 11154560/7950 = 1403,09 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_o}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o * e}{I_c} = -\frac{68040}{7950} * \left(1 + \frac{20,21^2}{1403,09}\right) + \frac{460000 * 20,21}{11154560}$$

$$\sigma_{cp} = -10,22 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_1 = m_p * A_p * \sigma_{cp} = 6,73 * 50,40 * 10,22 = 3468,78 \text{ N}$$

$$\Delta P_1 = 3,47 \text{ KN}$$

$$\Delta P_1 = 5,098\%$$

Quedando la fuerza de pretensado de la siguiente manera:

$$P_t = P_0 - \Delta P_1 = 68,04 - 3,47 = 64,57 \text{ KN}$$

En las piezas, las tensiones finales que se requieren para el análisis de los forjados en Estados de Límite Último y de Servicio incluirán, además, las pérdidas por:

- La relajación de la armadura activa posterior a la transferencia.
- La retracción del hormigón posterior a la transferencia.
- La fluencia del hormigón.

Una fórmula, frecuentemente utilizada, que proporciona la pérdida conjunta de fuerza, debida a los tres fenómenos mencionados pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Delta P_{dif} = \frac{m_p * \varphi(t, t_0) * \sigma_{cp} + E_p * \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80 * \Delta \sigma_{pr}}{1 - m_p * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c * y_c^2}{I_c}\right) * (1 + \chi * \varphi(t, t_0))} * A_p$$

$y_c = y_{2\infty} - r = 137,50 - 28,75 = 108,75 \text{ mm}$: Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección.

$A_c = 36364 \text{ mm}^2$ Área de la sección compuesta homogeneizada (Ver Figura 3.19).

$I_{xc} = 94809620 \text{ mm}^4$ Momento de inercia (Ver Figura 3.19).

χ : Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluación a tiempo infinito, podrá adoptarse $\chi = 0,80$.

Las pérdidas diferidas se las calculara en dos periodos:

- Desde el momento de transferencia de la tensión del cable ($t = 7$ días) hasta la colocación a la obra ($t = 100$ días).

- Desde $t = 100$ días hasta el plazo infinito.

Cálculo de las pérdidas diferidas desde el momento de transferencia de la tensión del cable ($t = 7$ días) hasta la colocación a la obra ($t = 100$ días). (t, t_0) = (100, 7):

$E'_{ci} = 6000 * \sqrt{24,50} = 29698,49 \text{ MPa}$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 7 días.

$E'_{ci} = 6000 * \sqrt{35} = 35496,48 \text{ MPa}$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 28 días.

$m_p = E_p/E_c = 200000/35496,48 = 5,63$ Coeficiente de equivalencia.

Calculo del coeficiente de fluencia debida a una temperatura de $T=20^\circ\text{C}$ y una humedad relativa del 80%, mediante la expresión:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

Donde:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} = \frac{16,8}{\sqrt{35 + 8}} = 2,562$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0)^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + (7)^{0,2}} = 0,635$$

$$e_f = \frac{2 * A}{u} = \frac{2 * 36364}{338,3} = 214,98 \text{ mm}$$

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{100 - HR}{9,9 * e_f^{1/3}} = 1 + \frac{100 - 60}{9,9 * 214,80^{1/3}} = 1,674$$

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,674 * 2,562 * 0,635 = 2,724$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[1,2 * \frac{HR}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{e_f}{100} + 250 \leq 1500$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[1,2 * \frac{60}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{214,98}{100} + 250 = 573,34$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{(100 - 7)}{573,34 + (100 - 7)} \right]^{0,3} = 0,554$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 2,724 * 0,554 = 1,509$$

Calculo del acortamiento total por retracción $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$, para $T=20^\circ$, puede estimarse a partir de la expresión:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs,0} * \beta_s(t - t_s)$$

Donde:

$\varepsilon_{cs,0}$: Coeficiente base de retracción.

$\beta_s(t - t_s)$: Coeficiente de desarrollo de la retracción en el tiempo.

t : Edad del hormigón en el momento para el que se calcula la retracción.

t_r : Edad a la que comienza la retracción (normalmente $t_r \approx 1$ dia, pues los curados de tipo habitual a temperatura ambiente, no afectan apreciablemente al valor de la retracción).

$$\varepsilon_s = [570 - 5 * f_{ck}] * 10^{-6} = [570 - 5 * (35)] * 10^{-6} = 395 * 10^{-6}$$

$$\beta_{HR} = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{60}{100} \right)^3 \right] = -1,215$$

$$\varepsilon_{cs,0} = \varepsilon_s * \beta_{HR} = 395 * 10^{-6} * 1,215 = 480 * 10^{-6}$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{0,035 * e_f^2 + t - t_s} \right]^{0,5} = \left[\frac{(100 - 7)}{0,035 * 214,98^2 + 100 - 7} \right]^{0,5} = 0,233$$

Y por tanto:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs,0} * \beta_s(t - t_s) = 480 * 10^{-6} * 0,233 = 111,84 * 10^{-6}$$

Calculo de la pérdida de tensión por relajación $\Delta\sigma_{pr}$ al cabo del tiempo t .- De acuerdo a la siguiente figura se puede obtener la perdida por relajación del acero:⁽¹¹⁾

⁽¹¹⁾ J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. Capítulo 32 Figura 32.20

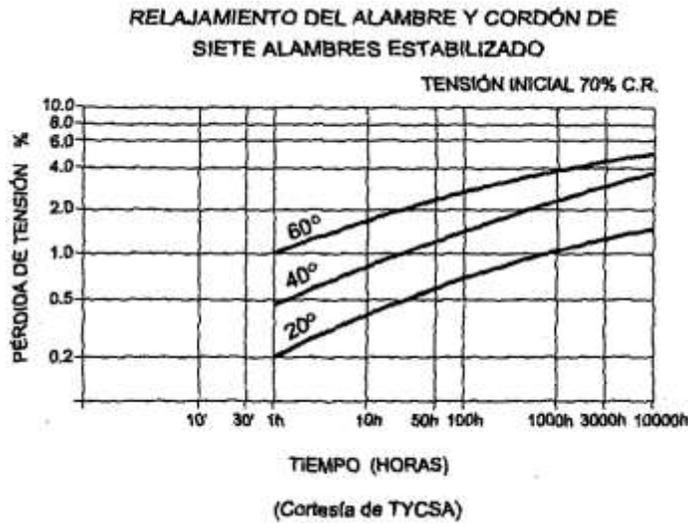


Figura 3.24 Relajamiento del alambre y cordón de siete alambres estabilizado.

Con una temperatura de $T=20^\circ$ y para 100 días se tiene que:

$$\Delta\sigma_{pr\ 100\ dias} = 1,2\ \%$$

$$\sigma_o = \frac{P_t}{A_p} = \frac{64570}{50,40} = 1281,15\ MPa$$

$$\Delta\sigma_{pr\ 100\ dias} = 0,012 * 1281,15 = 15,37\ MPa$$

σ_{cp} : Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de pretensado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes (Figura 3.19).

$$r^2 = I_c/A_c = \frac{94809620}{36364} = 2607,20\ mm^2$$

$$P_t = 64570\ N$$

$$e_\infty = 105,68\ mm$$

$$M_d = 8,89 \times 10^6\ N * mm$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_t}{A_c} * \left(1 + \frac{e_\infty^2}{r^2}\right) + \frac{M_d * e_\infty}{I_c}$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{64570}{36364} * \left(1 + \frac{105,68^2}{2607,20}\right) + \frac{8,89 \times 10^6 * 105,68}{94809620} = 0,527 \text{ MPa}$$

Finalmente, la pérdida diferida en el periodo (100,7), es:

$$\Delta P_{dif} = 1,24 \text{ KN}$$

$$\Delta P_{dif(100,7)} = 1,83 \% \text{ de } P_o.$$

Cálculo de las pérdidas diferidas desde la colocación en la obra (t = 100 días) hasta plazo infinito (t, t₀) = (∞, 100): (HR=60%)

Calculo del coeficiente de fluencia debida a una temperatura de T=20°C y una humedad relativa del 60%, mediante la expresión:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * [\beta_c(\infty - t_0) - \beta_c(100 - t_0)]$$

Donde:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} = \frac{16,8}{\sqrt{35 + 8}} = 2,562$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0)^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + (100)^{0,2}} = 0,383$$

$$e_f = \frac{2 * A}{u} = \frac{2 * 36364}{338,30} = 214,98 \text{ mm}$$

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{100 - HR}{9,9 * e_f^{1/3}} = 1 + \frac{100 - 60}{9,9 * 214,98^{1/3}} = 1,674$$

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,674 * 2,562 * 0,383 = 1,643$$

$$\beta_H = 150 * \left\{1 + \left[1,2 * \frac{HR}{100}\right]^{18}\right\} * \frac{e_f}{100} + 250 \leq 1500$$

$$\beta_H = 150 * \left\{1 + \left[1,2 * \frac{60}{100}\right]^{18}\right\} * \frac{214,98}{100} + 250 = 573,34$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0}\right]^{0,3} = \left[\frac{(\infty - 100)}{573,34 + (\infty - 100)}\right]^{0,3} = 1$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * [\beta_c(\infty - t_0) - \beta_c(100 - t_0)] = 1,643 * [1 - 0,55] = 0,739$$

Calculo del acortamiento total por retracción $\varepsilon_{cs}(\infty, t)$, para $T=20^\circ$ y $HR=60\%$, puede estimarse a partir de la expresión:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * [\beta_s(\infty - t_0) - \beta_s(100 - t_0)]$$

$$\varepsilon_s = [570 - 5 * f_{ck}] * 10^{-6} = [570 - 5 * (35)] * 10^{-6} = 395 * 10^{-6}$$

$$\beta_{HR} = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] = -1,55 * \left[1 - \left(\frac{60}{100} \right)^3 \right] = -1,215$$

$$\varepsilon_{cs,0} = \varepsilon_s * \beta_{HR} = 395 * 10^{-6} * 1,215 = 480 * 10^{-6}$$

$$\beta_s(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{0,035 * e_f^2 + t - t_0} \right]^{0,5} = \left[\frac{(100 - 7)}{0,035 * 214,98^2 + 100 - 7} \right]^{0,5} = 0,233$$

Y, por tanto:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * [1 - \beta_s(100 - t_0)] = 480 * 10^{-6} * [1 - 0,233] = 368 * 10^{-6}$$

Calculo de la pérdida de tensión por relajación $\Delta\sigma_{pr}$ al cabo del tiempo (∞, t) .

De acuerdo con la Figura 3.24 se puede obtener la perdida por relajación del acero.

Con una temperatura de $T=20^\circ$, se tiene que:

$$\sigma_{pr} \text{ para } t = \infty(10000 \text{ hrs}) = 1,7 \%$$

$$\sigma_{pr} \text{ para } t = 100 \text{ dias } (2400 \text{ hrs}) = 1,2 \%$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,5 \% \text{ de } \sigma_o$$

$$\sigma_o = 1281,15 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, 100) = 0,005 * 1281,15 = 6,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 0,527 \text{ MPa}$$

Finalmente, la pérdida diferida en el periodo $(\infty, 100)$, es:

$$\Delta P_{dif} = 3,511 \text{ KN}$$

$$\Delta P_{dif}(\infty, 100) = 5,15\% \text{ de } P_o.$$

La pérdida diferida total vale, por tanto:

$$\Delta P_{dif (100,7)} = 1,83\% \text{ de } P_0.$$

$$\Delta P_{dif (\infty,100)} = 5,15\% \text{ de } P_0.$$

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{dif (100,7)} + \Delta P_{dif (\infty,100)}$$

$$\Delta P_{dif} = \mathbf{6,98\% \text{ de } P_0}$$

Resumen de pérdidas de la sección central:

El acortamiento elástico del hormigón: $\Delta P_1 = 5,098\%$

Perdidas diferidas: $\Delta P_{dif} = 6,98\%$

Con un total de: $\Delta P_{Total} = 12,10\%$

7) Verificación de la deflexión. - Si la fuerza pretensora se conoce con precisión, si los materiales se esfuerzan dentro de sus rangos elásticos, y si el concreto permanece sin agrietarse, entonces el cálculo de la flexión de un miembro presforzado no presentara ninguna dificultad especial. Se calculará la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro en flexión, y se sobrepone a la deflexión del preesfuerzo.

La deflexión máxima permisible es de $L/400$, por lo tanto se deberá cumplir que:

$$\Delta_{PP} + \Delta_{ps} \leq L/400$$

Deflexión debida a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple:

$$\Delta_{PP} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E_{cp} * I_{SS}}$$

$$q = 3,845 \text{ N/mm} \quad E_c = 27495,45 \text{ MPa}$$

$$l = 4300 \text{ mm} \quad I_{xc} = 115736770 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_{PP} = 5,38 \text{ mm}$$

Deflexión debida a la fuerza pretensora. - Esta es considerada como favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{1}{8} * \frac{F_{ps} * e * l^2}{E_{cp} * I_{ss}}$$

$$P_o = 68040 \text{ N}$$

$$e = 105,68 \text{ mm}$$

$$E_c = 27495,45 \text{ MPa}$$

$$l = 4300 \text{ mm}$$

$$I_{xc} = 115736770 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_{ps} = \frac{1}{8} * \frac{-68040 * 105,68 * 4300^2}{27495,45 * 115736770} = -5,22 \text{ mm}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de deflexión permisible:

$$\Delta_{pp} + \Delta_{ps} = 5,38 - 5,22 = 0,16 \text{ mm}$$

$$L/400 = 4300/400 = 10,75 \text{ mm}$$

$$0,16 \text{ mm} \leq 10,75 \text{ mm} \quad \text{Satisfactorio}$$

8) Estado límite de agotamiento por esfuerzo rasante

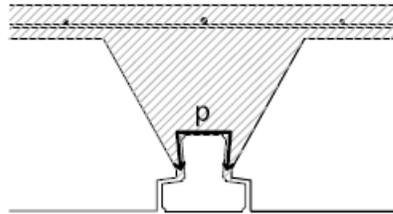


Figura 3.25 Sección donde se realiza la comprobación a esfuerzo rasante

Es necesario comprobar en la unión entre el elemento prefabricado y el hormigón “in situ” que la tensión rasante de cálculo no supere la tensión rasante de agotamiento de la sección: $\tau_{rd} \leq \tau_{ru}$

La tensión rasante τ_{rd} que solicita la junta será:

$$\tau_{rd} = \frac{V_d}{P * 0,8h} = \frac{12460 \text{ N}}{146 \text{ mm} * 0,8 * 120 \text{ mm}} = 0,88 \text{ Mpa}$$

Siendo “P” el perímetro de contacto en la comprobación.

La tensión rasante de agotamiento de la sección, en secciones sin armadura transversal:

$$\tau_{ru} = \beta \left(1,3 - 0,3 * \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \geq 0,7\beta f_{ctd}$$

$$\tau_{ru} = 0,8 \left(1,3 - 0,3 * \frac{21}{25} \right) * 1,07 \geq 0,7 * 0,8 * 1,07$$

$$\tau_{ru} = 0,90 \text{ Mpa} \geq 0,60 \text{ Mpa}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 * 21^{2/3} = 2,28 \text{ Mpa}$$

$$f_{ct,k} = 0,70 f_{ct,m} = 0,70 * 2,28 \text{ Mpa} = 1,60 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c} = \frac{1,60 \text{ Mpa}}{1,50} = 1,07 \text{ Mpa}$$

Siendo:

f_{ck} : Resistencia característica a compresión

f_{ctd} : Resistencia de cálculo a tracción del hormigón de menor resistencia.

β , factor de valor:

- $\beta = 0.80$ en superficies de contacto rugosas de secciones compuestas con configuración en cola de milano
- $\beta = 0.40$ en superficies intencionalmente rugosas.
- $\beta = 0.20$ para superficies no intencionadamente rugosas, con rugosidad baja.

Comprobación:

$$\tau_{rd} = 0,88 \text{ Mpa} \leq \tau_{ru} = 0,90 \text{ Mpa}$$

Cumple Comprobación a esfuerzo rasante

3.8. Diseño de la viga de hormigón armado

Para el dimensionado de las vigas se procede a cargar los porticos en el programa para obtener las máximas solicitaciones, a continuación, se realiza la verificación manual para comprobar si los resultados coinciden con los obtenidos en el programa.

Como es práctica habitual en ingeniería civil se procede a comprobar los elementos más solicitados.

Descripcion : C11 – C12 Entrepiso N 2

Geometria:

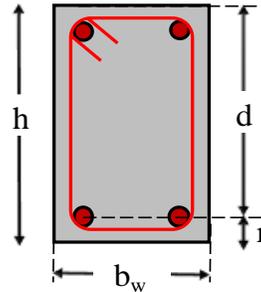
Longitud (L) : 3,63 m

Altura (h) : 350 mm

Base (b_w) : 200 mm

Recubrimiento (r) : 20 mm

Canto útil (d): $350 - 20 = 330$ mm



Resistencias características de los materiales

$f_{ck} = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón

$f_{yk} = 400$ MPa Limite elástico característico del acero

Coefficientes de minoración de los materiales y mayoracion de las acciones

$\gamma_c = 1,50$ Coeficiente de minoración del hormigón.

$\gamma_s = 1,15$ Coeficiente de minoración del acero.

$\gamma_f = 1,60$

Determinación de resistencias minoradas o de cálculo.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21}{1,50} = 14,00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Verificación de la armadura longitudinal positiva.

a) Solicitaciones:

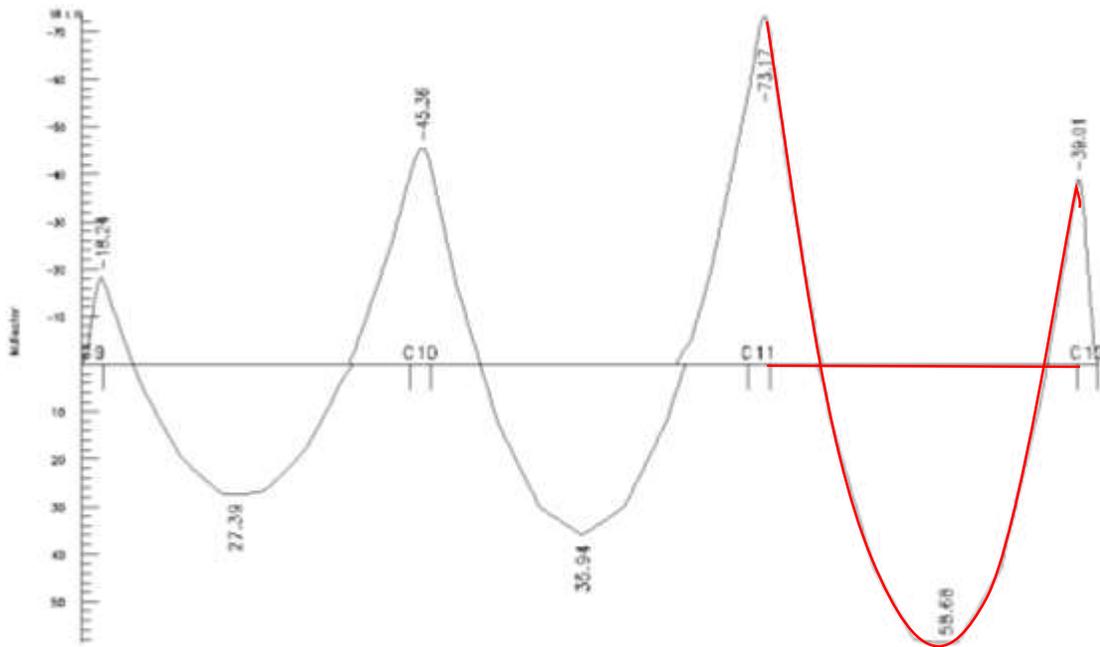


Figura 3.26 Diagrama de Momentos Envolventes

$$M_d = 58,68 \text{ [KNxm]}$$

Momento flector de Cálculo

b) Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,1924$$

c) Determinación de momento reducido límite (μ_{lim}):

Entonces: $\mu_{lim} = 0,335$ Valor determinado según tipo de acero.

Como $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura de compresión.

d) Determinación de la cuantía mecánica (ω_s): Valor obtenido de tabla A11-8, página 317.

$$\text{Con } \mu_d = 0,1924 \rightarrow \omega_s = 0,2223$$

e) Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 590,73 \text{ mm}^2$$

f) Determinación de la armadura Mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{\text{min}} * b_w * d = 217,80 \text{ mm}^2 \quad \text{donde: } \omega_{\text{min}} = 0,0033$$

Como : $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 590,73 \text{ mm}^2$$

g) Determinación del número de barras

Se considera el siguiente diámetro $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 12} = 113 \text{ mm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = 6 \text{ barras}$$

$$A_{s \text{ real } \phi 12} = 6 * 113 \text{ mm}^2 = 678,00 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$678,00 \text{ mm}^2 > 590,73 \text{ mm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto, se utilizará : **6 \emptyset 12 mm**

Verificación de la armadura negativa, lado izquierdo

$$M_d = 73,17 \text{ [KNxm]} \quad \text{Momento flector de Cálculo}$$

a) Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,2400$$

b) Determinación de momento reducido límite (μ_{lim}):

Entonces: $\mu_{\text{lim}} = 0,335$ Valor determinado según tipo de acero.

Como $\mu_d < \mu_{\text{lim}}$ No se necesita armadura de compresión.

c) **Determinación de la cuantía mecánica (ω_s):** Valor obtenido de tabla A11-9

Con $\mu_d = 0,2400 \rightarrow \omega_s = 0,2912$

d) **Determinación de la Armadura (A_s):**

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 773,69 \text{ mm}^2$$

e) **Determinación de la armadura Mínima ($A_{s \text{ min}}$):**

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{\text{min}} * b_w * h = 217,80 \text{ mm}^2 \quad \text{donde: } \omega_{\text{min}} = 0,0033$$

Como : $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 773,69 \text{ mm}^2$$

f) **Determinación del número de barras**

Se considera el siguiente diámetro $\phi = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 12} = 113 \text{ mm}^2$

entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = 7 \text{ barras}$$

$$A_{s \text{ real } \phi 12} = 7 * 113 \text{ mm}^2 = 791,00 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$791,00 \text{ mm}^2 > 773,69 \text{ mm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto, se utilizará : **2 ϕ 12 mm + 5 ϕ 12 mm**

Verificación de la armadura negativa, lado derecho

$M_d = 39,01 \text{ [KNxm]}$

Momento flector de Cálculo

a) **Determinación de momento reducido.**

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,1279$$

b) Determinación de momento reducido límite (μ_{lim}):

Entonces: $\mu_{lim} = 0,335$ Valor determinado según tipo de acero.

Como $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura de compresión.

c) Determinación de la cuantía mecánica (ω_s): Valor obtenido de tabla A11-9

Con $\mu_d = 0,1279 \rightarrow \omega_s = 0,1401$

d) Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 372,23 \text{ mm}^2$$

e) Determinación de la armadura Mínima ($A_{s \min}$):

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * h = 217,80 \text{ mm}^2 \quad \text{donde: } \omega_{\min} = 0,0033$$

Como : $A_s > A_{s \min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 372,23 \text{ mm}^2$$

f) Determinación del número de barras

Se considera el siguiente diámetro $\phi = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 12} = 113 \text{ mm}^2$
entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = 4 \text{ barras}$$

$$A_{s \text{ real } \phi 12} = 4 * 113 \text{ mm}^2 = 452,00 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$452,00 \text{ mm}^2 > 372,23 \text{ mm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto, se utilizará : **2 ϕ 12 mm + 2 ϕ 12 mm**

Verificación de la Armadura Transversal: Lado izquierdo

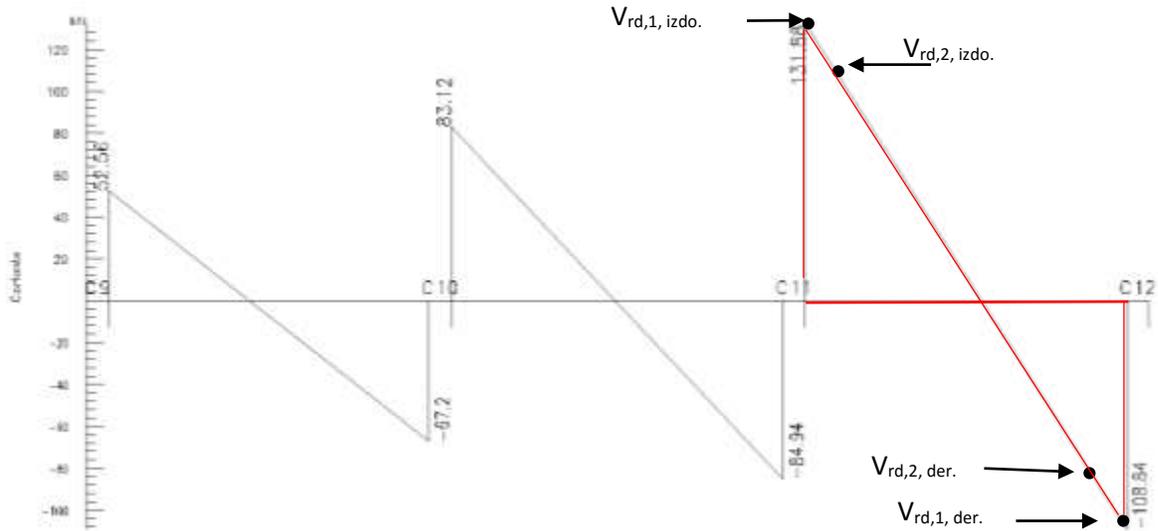


Figura 3.27 Diagrama de Cortantes Envolventes

a) Cortante en el borde del apoyo.

$$V_{rd,1, izd} = 131,88 \text{ KN}$$

b) Determinación del cortante [$V_{rd,2,izd}$] a una distancia [d] de la cara de apoyo.

$$\frac{V_{rd,1,izq} + V_{rd,1,der}}{L} = \frac{V_{rd,2,izd} + V_{rd,1,der}}{L - d} \rightarrow \frac{131,88 + 108,84}{3,63} = \frac{V_{rd,2,izd} + 108,84}{3,63 - 0,33}$$

$$V_{rd,2,izd} = 110,00 \text{ KN}$$

c) Comprobación de agotamiento por compresión oblicua:

- Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 14 * 200 * 330 = 277200 \text{ N} = 277,20 \text{ KN}$$

Luego: $V_{rd,1, izd} = 131,88 \text{ KN} < V_{u1} = 277,20 \text{ KN} \rightarrow$ comprobación correcta

d) Comprobación de agotamiento por tracción en el alma

- Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$f_{cv} = 0,131 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 \sqrt[3]{21^2} = 0,997 \text{ MPa}$$

- **Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.**

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d = 0,997 * 200 * 330 = 65810 \text{ N} = 65,81 \text{ KN}$$

Luego:

$$V_{rd,2,izd} = 110,00 \text{ KN} > V_{cu} = 65,81 \text{ KN} \rightarrow \text{Se necesita armadura transversal.}$$

- e) Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.**

$$V_{su} = V_{rd,2,izd} - V_{cu} = 110,00 - 65,81 = 44,19 \text{ KN}$$

- f) Determinación de la sección de la armadura transversal**

- **Armadura transversal necesaria por unidad de longitud de viga**

$$A_{90} = \frac{V_{su}}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{44190}{0,90 * 330 * 347,83} = 0,42776 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 427,76 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- **Armadura transversal mínima por unidad de longitud de viga**

$$A_{st,min} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 200 * 1000 * \frac{14,00}{347,83} = 161,00 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

→ **Armadura adoptada** $A_{st} = 427,76 \text{ mm}^2/\text{m}$

- g) Determinación de la separación de estribos.**

Lo conveniente es suponer la armadura de cortante y determinar la separación de los estribos, cuidando el número de piernas que se tenga.

Diámetro de los estribos $\emptyset = 6 \text{ mm}$

Número de piernas : 2

- **Área efectiva de cada estribo a efecto de esfuerzo cortante**

Se tiene un área: $A_{ef(\emptyset)} = 56 \text{ mm}^2$

- **Separación máxima entre estribos por calculo**

$$S_t = \frac{A_{ef(\emptyset)}}{A_{st}} = \frac{56}{0,42776} = 130,92 \text{ mm}$$

Lo habitual es modular la separación de estribos a múltiplos de 5 cm, por lo que en este caso, el más cercano del lado de la seguridad es $S_t = 100 \text{ mm}$.

Solución adoptada : $\emptyset 6\text{mm}$ (2 piernas) $S_t = 100 \text{ mm}$

- **Disposiciones relativas a las armaduras transversales**

La separación S_t entre estribos deberá cumplir las condiciones:

$$S_t \leq 300 \text{ mm}$$

$$S_t \leq 0,85 * d = 280,50 \text{ mm}$$

La separación $S_t = 100 \text{ mm}$ cumple con las condiciones

h) Número de estribos

$$N_{est} = \frac{L}{S_t} = \frac{1170 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} = 11,70 = 12$$

Por lo tanto, se utilizará : **12 $\emptyset 6\text{mm}$ c/100 mm**

Verificación de la Armadura Transversal: Lado derecho

a) Cortante en el borde del apoyo.

$$V_{rd,1,der} = 108,84 \text{ KN}$$

b) Determinación del cortante [$V_{rd,2,der}$] a una distancia [d] de la cara de apoyo.

$$\frac{V_{rd,1,izq} + V_{rd,1,der}}{L} = \frac{V_x}{d} \rightarrow \frac{131,88 + 108,84}{3,63} = \frac{V_x}{0,33} \rightarrow V_x = 21,88 \text{ KN}$$

$$V_{rd,2,der} = 108,84 - 21,88 = 86,96 \text{ KN}$$

c) Comprobación de agotamiento por compresión oblicua:

- **Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 14 * 200 * 330 = 277200 \text{ N} = 277,20 \text{ KN}$$

Luego:

$$V_{rd,1,der} = 108,84 \text{ KN} < V_{u1} = 277,20 \text{ KN} \rightarrow \text{comprobación correcta}$$

d) Comprobación de agotamiento por tracción en el alma

- **Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante**

$$f_{cv} = 0,131 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 \sqrt[3]{21^2} = 0,997 \text{ MPa}$$

- **Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.**

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d = 0,997 * 200 * 330 = 65810 \text{ N} = 65,81 \text{ KN}$$

Luego:

$$V_{rd,2,der} = 86,96 \text{ KN} > V_{cu} = 65,81 \text{ KN} \rightarrow \text{Se necesita armadura transversal.}$$

e) Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_{rd,2,der} - V_{cu} = 86,96 - 65,81 = 21,15 \text{ KN}$$

f) Determinación de la sección de la armadura transversal

- **Armadura transversal necesaria por unidad de longitud de viga**

$$A_{90} = \frac{V_{su}}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{21150}{0,90 * 330 * 347,83} = 0,2047 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 204,73 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- **Armadura transversal mínima por unidad de longitud de viga**

$$A_{st,min} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 200 * 1000 * \frac{14}{347,83} = 161,00 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

→ **Armadura adoptada** $A_{st} = 161,00 \text{ mm}^2/\text{m}$.

g) Determinación de la separación de estribos.

Lo conveniente es suponer la armadura de cortante y determinar la separación de los estribos, cuidando el número de piernas que se tenga.

Diámetro de los estribos $\emptyset = 6 \text{ mm}$ Número de piernas : 2

- **Área efectiva de cada estribo a efecto de esfuerzo cortante**

Se tiene un área: $A_{ef(\emptyset)} = 56 \text{ mm}^2$

- **Separación máxima entre estribos por cálculo**

$$S_t = \frac{A_e f(\emptyset)}{A_{st}} = \frac{56}{0,20473} = 273,53 \text{ mm}$$

Lo habitual es modular la separación de estribos a múltiplos de 5 cm, por lo que en este caso, el más cercano del lado de la seguridad es $S_t = 250 \text{ mm}$.

Solución adoptada : $\emptyset 6\text{mm}$ (2 piernas) $S_t = 250 \text{ mm}$

- **Disposiciones relativas a las armaduras transversales**

La separación S_t entre estribos deberá cumplir las condiciones:

$$S_t \leq 300 \text{ mm}$$

$$S_t \leq 0,85 * d = 280,50 \text{ mm}$$

La separación S_t cumple con las condiciones, por lo que se adopta una separación de 250 mm.

h) Número de estribos

$$N_{est} = \frac{L}{S_t} = \frac{820 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} = 4$$

Por lo tanto, se utilizará : **$\emptyset 6\text{mm c}/250 \text{ mm}$**

Verificación de la armadura transversal para la zona central de la viga.

- **Armadura transversal mínima por unidad de longitud de viga**

$$A_{st,min} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 200 * 1000 * \frac{14}{347,83} = 161,00 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

a) Determinación de la separación de estribos.

Lo conveniente es suponer la armadura de cortante y determinar la separación de los estribos, cuidando el número de piernas que se tenga.

Fijamos primero el diámetro de los estribos $\emptyset = 6 \text{ mm}$

Número de piernas : 2

- **Area efectiva de cada estribo a efecto de esfuerzo cortante**

Se tiene un área: $A_{ef(\phi)} = 56 \text{ mm}^2$

- **Separación máxima entre estribos por calculo**

$$S_t = \frac{A_{ef(\phi)}}{A_{st}} = \frac{56}{0,161} = 347,83 \text{ mm}$$

Lo habitual es modular la separación de estribos a multiples de 5 cm, por lo que en este caso, el más cercano del lado de la seguridad es $S_t = 300 \text{ mm}$.

Solución adoptada : $\phi 6\text{mm}(2 \text{ piernas}) \quad S_t = 300 \text{ mm}$

- **Disposiciones relativas a las armaduras transversales**

La separación S_t entre estribos deberá cumplir las condiciones:

$$S_t \leq 300 \text{ mm} \quad ; \quad S_t \leq 0,85 * d = 280,50 \text{ mm}$$

Se adopta una separación de 250 mm

b) Número de estribos

$$N_{est} = \frac{L}{S_t} = 6$$

Por lo tanto, se utilizará : **6 $\phi 6\text{mm}$ c/250 mm**

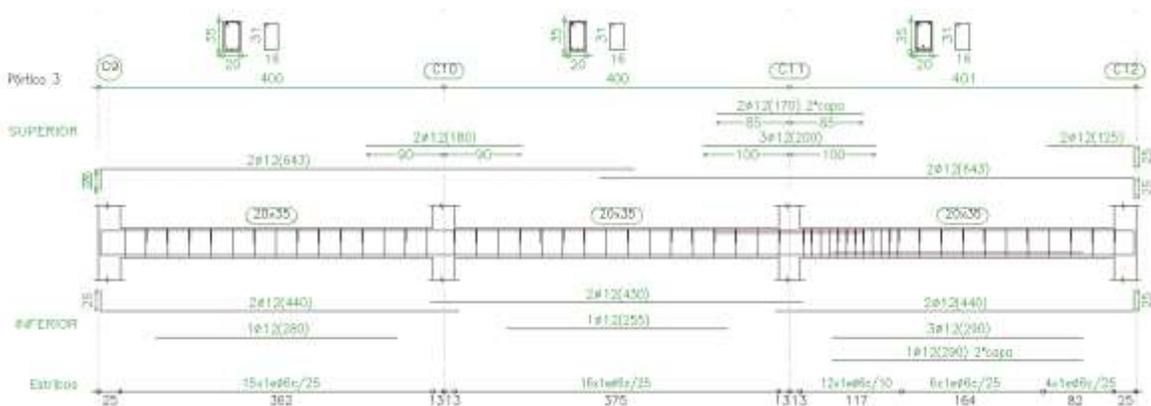


Figura 3.28 Detalle de armado en vigas. Fuente Cipecad

3.8.1. Verificación en estados límites de servicio (ELS)

a) Verificación del Estado Límite de Fisuración:

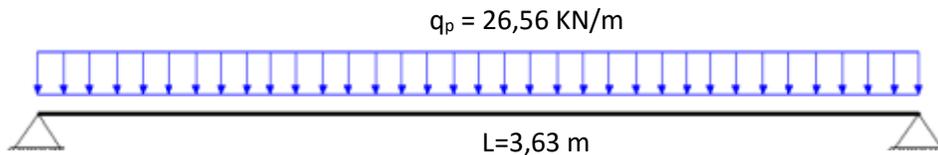
Datos generales:

$h = 350 \text{ mm}$	Altura de la viga.
$b_w = 200 \text{ mm}$	Base de la viga.
$r = 20 \text{ mm}$	Recubrimiento de la armadura.
$\phi_{estribo} = 6 \text{ mm}$	Diámetro del estribo.
$d = 330 \text{ mm}$	Canto útil.
$L = 3,63 \text{ m}$	Luz de la viga.
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	Módulo de deformación del acero.
$q_{Permanente} = 26,56 \text{ KN/m}$	Carga permanente.

$$A_s = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2\right) * N^{\circ}barras = \left(\frac{\pi}{4} * 12^2\right) * 7 = 791,00 \text{ mm}^2 \text{ Traccion}$$

$$A_s' = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2\right) * N^{\circ}barras = \left(\frac{\pi}{4} * 12^2\right) * 2 = 226,00 \text{ mm}^2 \text{ Compresion}$$

Desarrollo. - Se debe trabajar con las cargas sin ponderar, los mismos que se muestran a continuación:



Se considerará que la viga esta simplemente apoyada, por lo tanto, el momento máximo positivo, sin ponderar es:

$$M_k = \frac{(q_{PP}) * l^2}{8} = 43,75 \text{ KN} * \text{m}$$

M_k : Momento para el que se realiza la comprobación del Estado Límite de Fisuración, que no es más que el valor de cálculo en la sección que nos interesa verificar.

Ya se sabe que en estructuras de hormigón armado suele ser inevitable la aparición de fisuras, que no suponen inconvenientes para su normal utilización, siempre que se limite su abertura máxima a valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia. La clave de la verificación es entonces mantener la abertura de fisura (de trabajo) por debajo de valores máximos dados en función del tipo de ambiente (agresividad del ambiente). Así la Norma CBH-87 recomienda:

Tabla 3.3 Limitación de aberturas de fisuras

Condiciones del ambiente	Sensibilidad de las armaduras a la corrosión	
	Muy sensible	Poco sensible
No severas	$\leq w_2$	$\leq w_3$
Moderadamente severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$
Severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$ ó $\leq w_1$

Los valores recomendados para W_{max} son:

$$w_1 = 0.1\text{mm} \quad w_2 = 0.2\text{mm} \quad w_3 = 0.4\text{mm}$$

Que para el presente proyecto se tomara un valor de:

$$W_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

La comprobación general del estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{max}$$

Donde:

W_k : Abertura característica de la fisura.

W_{max} : Abertura máxima de la fisura.

El método general de cálculo de la abertura de la fisura consiste en encontrar el valor de la abertura característica (W_k) y verificar que sea menor que el valor se la abertura máxima. Se define:

$$W_k = \beta * S_m * \epsilon_{sm}$$

Donde:

β : Coeficiente que relaciona la abertura media de la fisura con el valor característico y vale 1,7, se está del lado de la seguridad.

S_m : Separación media entre fisuras, expresado en mm.

Se define:

$$S_m = 2 * c + 0,2 * s + 0,4 * K_1 * \frac{\phi * A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Con:

$c = 20 \text{ mm}$: Recubrimiento de la armadura (r)

$s = 25,00 \text{ mm}$: Distancia entre barras longitudinales.

$K_1 = 0,125$: Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tensiones en la sección, de valor: $K_1 = 0,125$ (en flexión).

$A_{c,eficaz}$: Área de hormigón que envuelve a las armaduras de tracción, que influye de forma efectiva sobre el área de fisuración. Área donde se puede producir la fisura máxima.

A_s : Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$

Donde:

$$A_{c,eficaz} = b * h' \quad h' = 7,5 * \phi + r$$

Por lo tanto: $h' = 7,5 * 12 + 20 = 110 \text{ mm}$

$$A_{c,eficaz} = 22000 \text{ mm}^2$$

Con todos los datos anteriores sale que:

$$S_m = 61,69 \text{ mm}$$

Por otra parte:

ε_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras, es:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - K_1 * \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0,4 * \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Con:

σ_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

σ_{sr} : Tensión de la armadura en el instante inmediatamente posterior a aquel en que se fisura el hormigón, es decir, cuando la tracción de la fibra más extendida del hormigón alcanza el valor máximo de la resistencia a flexotracción (f_{ct}).

E_s : Modulo de elasticidad del acero.

En estructuras de hormigón no pretensado σ_s y σ_{sr} pueden calcularse, de forma simplificada:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 * d * A_s} \quad \sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 * d * A_s}$$

Donde:

M_{fis} : Momento en que la fibra más traccionadas de hormigón alcanza el valor f_{ct} .

Puede hallarse como:

$$M_{fis} = f_{ct} * W_b$$

Donde:

W_b : Modulo de la sección bruta antes de la fisuración.

Para una sección rectangular tipo $h * b$ se hace:

$$M_{fis} = \frac{b * h^2}{6} * 0,30 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 8289100,58 \text{ N} * \text{mm}$$

Y de esto se tiene que:

$$\sigma_s = 209,51 \text{ MPa} \quad \sigma_{sr} = 39,69 \text{ MPa}$$

El alargamiento medio es:

$$\varepsilon_{sm} = 1,33 * 10^{-3} \quad y \quad 0,4 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 3,99 * 10^{-4}$$

Donde:

$$\varepsilon_{sm} > 0,4 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 1,33 * 10^{-3} > 3,99 * 10^{-4} \quad \textit{Satisfactorio}$$

El valor de la abertura característica (W_k) es:

$$W_k = \beta * S_m * \varepsilon_{sm} = 0,14 \textit{ mm}$$

Y se verifica que:

$$W_k = 0,14 \textit{ mm} < W_{max} = 0,4 \textit{ mm} \quad \textit{Satisfactorio.}$$

b) Verificación del Estado límite de deformación. –

Consideraciones prácticas. - Según la norma CBH-87 no será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos que cumpla simultáneamente las dos condiciones siguientes:

$$(1) \quad d \geq 30\varepsilon_y * l_i$$

$$330 \textit{ mm} \geq 30 * 0,002 * 3630 = 217,80 \textit{ mm} \quad \textit{satisfactorio}$$

$$(2) \quad d \geq 50 \frac{g}{g+q} \varepsilon_y * l_i$$

$$330 \textit{ mm} \geq 50 * \frac{26,56}{26,56 + 16,51} * 0,002 * 3630 = 223,85 \textit{ mm} \quad \textit{Satisfactorio}$$

Por lo tanto, no se realizará ninguna comprobación de las flechas.

3.9. Verificación del diseño estructural de la columna (C11)

Los datos serán 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.

A continuación, se muestra la verificación del diseño de la columna C11, teniéndose los siguientes datos generales:

Axil de cálculo	$N_d = 535,90 \text{ KN}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 20,30 \text{ KN x m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 12,90 \text{ KN x m}$
Resistencia característica de HoAo	$f_{ck} = 21,00 \text{ MPa}$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 400,00 \text{ MPa}$
Recubrimiento	$r = 20 \text{ mm}$

a) Resistencias minoradas de los materiales:

$$f_{cd} = 0,9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 * \frac{21,00 \text{ MPa}}{1,5} = 12,60 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400 \text{ MPa}}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

b) Determinación del coeficiente de pandeo ó grado de empotramiento: ψ_A y ψ_B

$$\psi_A = \frac{\sum(EI/l) \text{ de todos los pilares que concurren en } A}{\sum(EI/l) \text{ de todas las vigas que concurren en } A} \text{ igual para } \psi_B$$

Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna en estudio:

<i>Elemento</i>	<i>Longitud (cm)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>Ix (cm⁴)</i>	<i>Iy (cm⁴)</i>
Columna C11.A	210	25	25	32552,08	32552,08
Columna C11.B	280	25	25	32552,08	32552,08
Columna C11.C	240	25	25	32552,08	32552,08
Viga (V-7)	363	20	30	45000	20000
Viga (V-18)	408	20	30	45000	20000
Viga (V-29)	375	20	30	45000	20000
Viga (V-30)	363	20	40	106667	26667
Viga (V-41)	408	20	30	45000	20000
Viga (V-42)	287	20	30	45000	2000

Tabla 3.4 Datos geométrico de los elementos que concurren a columna en estudio.

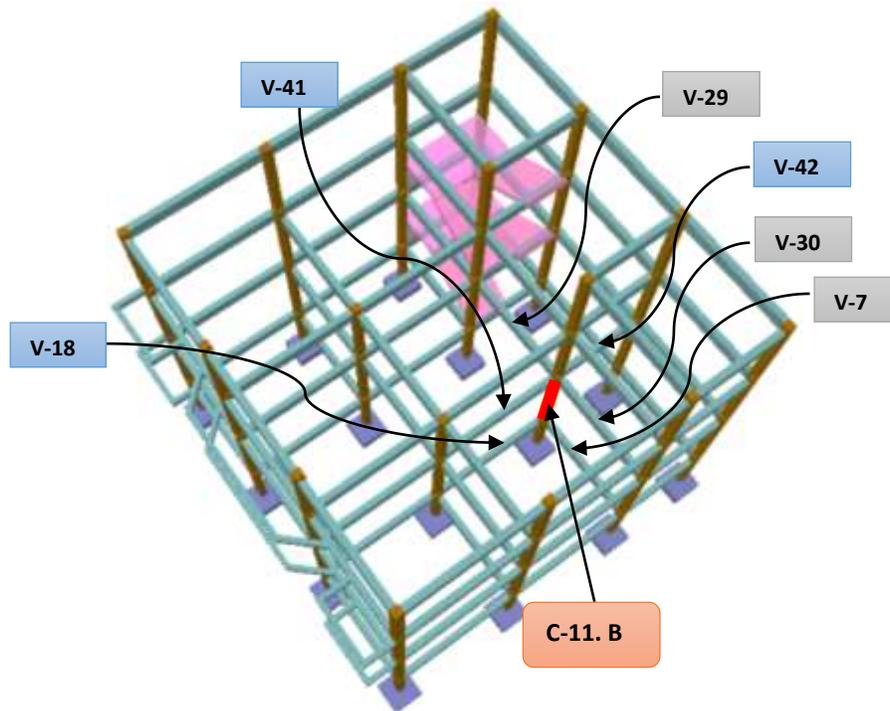


Figura 3.29 Representación gráfica de todos los elementos que concurren a columna.

Por lo tanto, el coeficiente de pandeo es:

$$\psi_{AX} = 0,473 \quad \psi_{Ay} = 0,640 \quad \psi_{BX} = 1,568 \quad \psi_{By} = 1,640$$

Con estos valores se ingresa al nomograma confeccionado por Jackson y Moreland, correspondiente a estructuras traslacional, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α y de este la longitud de pandeo l_o :

$$\alpha_x = 0,75 \quad \alpha_y = 0,78$$

$$l = 2800 \text{ mm} \quad b = 250 \text{ mm} \quad h = 250 \text{ mm}$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo l_o es:

$$l_{ox} = \alpha_x * l = 2100 \text{ mm} \quad l_{oy} = \alpha_y * l = 2180 \text{ mm}$$

c) **La esbeltez mecánica será:** Comprobación al pandeo.

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{\alpha_x * l}{\sqrt{I/A}} = 29,10 \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{\alpha_y * l}{\sqrt{I/A}} = 30,30$$

Como: $\lambda_x = 29,10$ y $\lambda_y = 30,30$ son menores a ($\lambda < 35$), se trata de una columna corta, no es necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

d) Excentricidad accidental:

$$e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm \quad e_a = \frac{h}{20} = \frac{25}{20} = 1,25 cm$$

Por lo tanto: $e_a = 2 cm$

e) La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h = 787,50 KN$$

f) Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = 0,68 \quad \mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h} = 0,103 \quad \mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * b} = 0,066$$

Con estos valores se entra en el diagrama en roseta para secciones rectangulares con cuatro armaduras⁶. En el sector correspondiente al valor de v de que se trate, con los valores μ_1 y μ_2 e interpolando en caso de ser necesario, se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_x > \mu_y$ entramos en el ábaco con $\mu_1 = 0,103$ y $\mu_2 = 0,066$ resultando las siguientes cuantías mecánicas:

$v = 0,60$	$\omega = 0,12$	}	$\omega = 0,188$
$v = 0,80$	$\omega = 0,29$		

g) La armadura total de acero:

$$A_{s total} = \frac{\omega * b_w * h * f_{cd}}{f_{yd}} = 340,52 mm^2$$

h) Determinación de la armadura mínima:

$$A_{s min} = 0,006 * b * h = 300 mm^2$$

→ **Armadura adoptada** $A_{st} = 340,52 mm^2$

⁶ Véase Anexo A-10.

Asumiendo como diámetro mínimo de: 12 mm con área de 113 mm², se tiene que:

$$N^{\circ} \text{ de fierros} = \frac{A_{s \text{ total}}}{A_{\phi 12}} = 4$$

Por lo tanto, se utilizará :4Ø12mm, reforzando la dirección más solicitada.

i) Verificación de la armadura transversal:

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción: $\phi \geq \frac{1}{4} * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$
 - Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$
- } Se asume 6 mm

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

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción: $S \leq 300 \text{ mm}$
 - Según la segunda opción: $S \leq 15 * 12 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$
- } S=150 mm

Por lo tanto, se utilizará: Ø6mm c/150 mm

Representación gráfica:

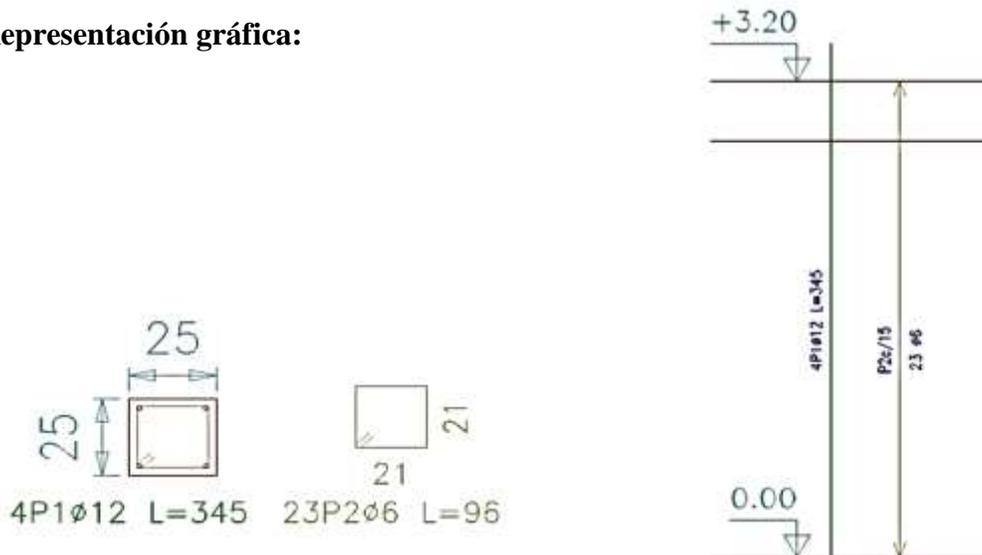


Figura 3.30 Representación gráfica de la columna

3.10. Verificación del diseño de Zapatas Aisladas

Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado.

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna N°11, con las características que se indica a continuación:

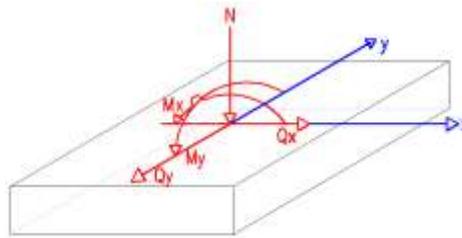


Figura 3.31 Representación de Solicitaciones actuantes.

$N = 369,54$ [kN]	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25$ [kN/m ³]
$Q_x = -1,84$ [kN]	$f_{ck} = 21$ [MPa]
$Q_y = 3,14$ [kN]	$f_{yk} = 400$ [MPa]
$M_x = -1,46$ [kN*m]	$\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_f = 1,6$
$M_y = 2,62$ [kN*m]	$f_{cd} = 14,00$ [MPa]
$a_0 = 250$ [mm]	$f_{yd} = 347,83$ [MPa]
$b_0 = 250$ [mm]	$\sigma_{adm} = 0,48$ [MPa]

a) Determinación del área de la zapata.

La carga de servicio se utiliza para dimensionar la superficie de contacto, debido a que la resistencia del suelo se la cuantifica mediante esfuerzos admisibles.

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

Al no conocer inicialmente el valor del peso propio de la zapata es necesario efectuar tanteos. Para iniciar estos tanteos resulta útil suponer que el peso propio (P) es una fracción de la carga de servicio (N), con lo que será:

$$A = a * b = \frac{1,05N}{\sigma_{adm}} = 808368,75 \text{ mm}^2$$

b) Determinación de las dimensiones de la zapata.

Asumiendo una zapata cuadrada se tiene las siguientes dimensiones:

$$a = b = \sqrt{A} = 899,09 \text{ mm}$$

Por aspectos constructivos se adopta: **1000 mm x 1000 mm**

c) Determinación del vuelo de la zapata

Los vuelos valdrán :

$$V_a = V_b = \frac{(a - a_0)}{2} = 375 \text{ mm}$$

d) Cálculo de la tensión máxima:

$$\sigma_{\max} = \frac{1,05N}{a * b} + \frac{6 * Mx}{a * b^2} + \frac{6 * My}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{\max} = 0,39 \text{ MPa} < 0,48 \text{ MPa}$$

e) Determinación del canto útil:

$$d = \frac{1,1 * \sigma_t}{\sigma_t + 370} * v \geq 0,24 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a * b} = 591,26 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$d = 0,26 \text{ m} \geq 0,24 \text{ m} \quad \text{cumple}$$

Entonces el canto útil será $d = 300 \text{ mm}$

Con un recubrimiento (r) de 50 mm la altura de la zapata será $h = d + r = 350 \text{ mm}$

f) Cantos mínimos recomendados:

- Zapatas de espesor constante según libro de HoAo de Jiménez Montoya, 14 edición basado en la EHE, Pág. 506.

$$h_{min} \geq 300 \text{ mm}$$

Con lo cual se cumple con esta recomendación el adoptar $h = 350 \text{ mm}$

g) Clasificación de la zapata

Por su relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo).

$$\frac{V_{max}}{h} = 1,07 < 2,00 \quad \text{Entonces zapata rígida}$$

h) Corrección de Momentos:

$$M_x^* = M_x + Q_y * h = -0,361 \text{ KN} * m$$

$$M_y^* = M_y + Q_x * h = 1,976 \text{ KN} * m$$

i) Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^\circ A^\circ} = a * b * h * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 8,75 \text{ KN}$$

j) Corrección de la Normal:

$$N'' = N + P_p = 378,29 \text{ KN}$$

k) Cálculo de los esfuerzos con el Momento y la Normal corregida:

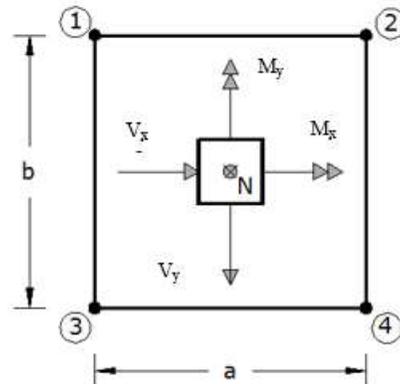
$$\sigma_i = \frac{N''}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b}$$

$$\sigma_1 = 0,388 \text{ MPa} < 0,48 \text{ MPa cumple}$$

$$\sigma_2 = 0,392 \text{ MPa} < 0,48 \text{ MPa cumple}$$

$$\sigma_3 = 0,364 \text{ MPa} < 0,48 \text{ MPa cumple}$$

$$\sigma_4 = 0,369 \text{ MPa} < 0,48 \text{ MPa cumple}$$



l) Verificación al vuelco:

$$\gamma_x = \frac{N''}{M_y^*} * \frac{a}{2} = 95,72 > 1,5 \text{ Satisfactorio}$$

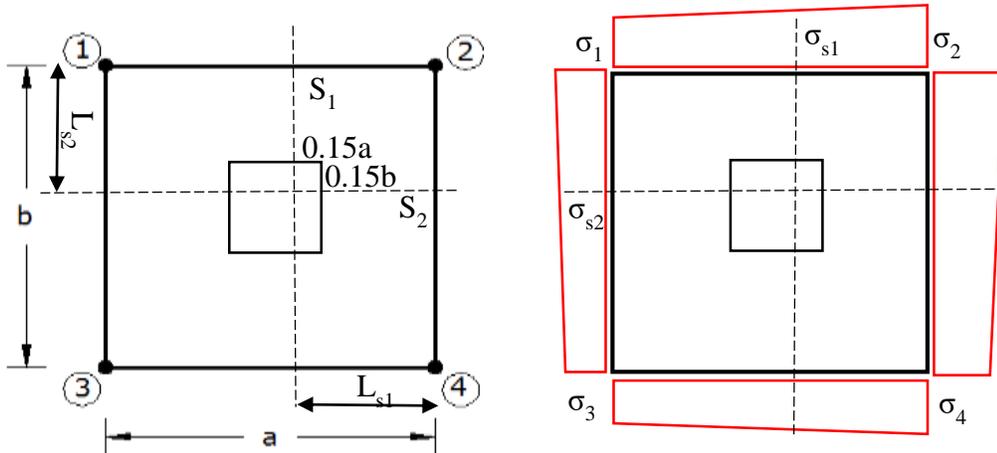
$$\gamma_y = \frac{N''}{M_x^*} * \frac{b}{2} = 523,95 > 1,5 \text{ Satisfactorio}$$

m) Verificación al deslizamiento: (método empleado para suelos no cohesivos)

$$\gamma_{d(a)} = \frac{N''}{Q_x} \tan \varphi_d = 74,83 \geq 1,50$$

$$\gamma_{d(b)} = \frac{N''}{Q_y} \tan \varphi_d = 43,85 \geq 1,50$$

n) Determinación de la armadura a flexión: Lado a



Cálculo del momento en la dirección "a": $b_0 = 250 \text{ mm}$; $b = 1000 \text{ mm}$

$$l_{s2} = \frac{b - b_0}{2} + 0,15 * b_0 = 420 \text{ mm}$$

Por trigonometría: $\sigma_1 = 0,388 \text{ MPa}$ $\sigma_3 = 0,364 \text{ MPa}$

$$\sigma_{s2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{b} * L_{s2} + \sigma_3 = 0,374 \text{ MPa}$$

$$M_{s2} = \frac{\sigma_{s2} * (L_{s2})^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{s2}) * (L_{s2})^2}{3} = 33,81 \text{ KN * m}$$

n.1.) El momento de cálculo será:

$$M_d = 1,6 * M_{s2} = 54,096 \text{ KN} * m$$

n.2.) Cálculo de la armadura necesaria:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,0429$$

n.3.) Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

Para determinar la cuantía mecánica se entra con $\mu_d = 0,0429$ en la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,0446$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 538,55 \text{ mm}^2$$

n.4.) Determinación de la armadura mínima:

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * h = 630 \text{ mm}^2$$

Como: $A_{smin} > A_s$ entonces el area de calculo será:

$$A_{s nec} = 630 \text{ mm}^2$$

o) Determinación del número de barras:

Para determinar el numero de barras se considerara un diametro de $\phi = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 12} = 113 \text{ mm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = 6 \text{ barras}$$

Usándose: 6 ϕ 12 mm

p) Determinación del espaciamiento entre armaduras:

$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = 165,6 \text{ mm}$$

Debido a que la sección de la zapata es simétrica, de lados iguales, la disposición de la armadura será la misma tanto para el lado “a” como para el lado “b”.

q) Disposición final de la armadura:

$$6 \phi 12 \text{ mm } c/16$$

r) Verificación a la adherencia:

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_{bd} = 0,44 \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = 0,004 \text{ MPa} \leq \tau_{bd} = 2,56 \text{ MPa}$$

Queda garantizada la adherencia entre las armaduras y el hormigón

s) Determinación de asentamientos:

Datos:

L = 1,00 [m] Largo de cimentación

B = 1,00 [m] Ancho de cimentación

D_f = 2,50 [m] Profundidad de Desplante

γ_{suelo} = 2100[kg/m³] Peso específico del suelo

Tabla 3.5. Módulo de Elasticidad “E”

Módulo de elasticidad, E			
Tipo de suelo	Lb/pulg ²	MN/m ²	Relación de Poisson, μ
Arena suelta	1500-3500	10,35-24,15	0,20-0,40
Área densa media	2500-4000	17,25-27,60	0,25-0,40
Arena densa	5000-8000	34,50-55,20	0,30-0,45
Arena limosa	1500-2500	10,35-17,25	0,20-0,40
Arena y grava	10000-25000	69,00-172,50	0,15-0,35
Arcilla suave	600-3000	4,10-20,70	
Arcilla media	3000-6000	20,70-41,40	0,20-0,50
Arcilla firme	6000-14000	41,40-96,60	

Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones, cuarta edición, braja m. das, international Thomson editores

De la tabla se obtiene los siguientes valores:

$E_s = 6900000$ [kg/m²] Módulo de elasticidad del terreno
 $\mu_s = 0.35$ Módulo de Poisson (Arena-Grava)

s.1) Determinación del factor α_r

Al ser la zapata cuadrada tenemos que la relación L/B es igual a 1.

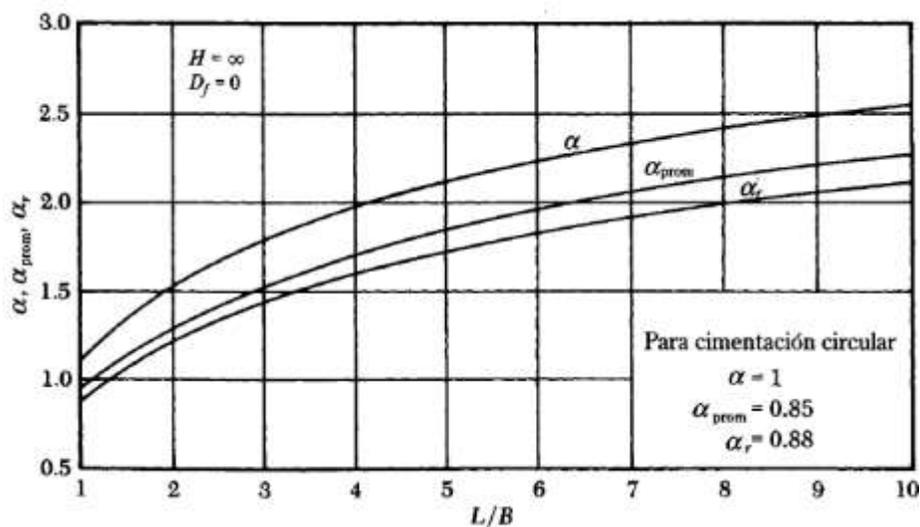


Figura 3.32 Valores de α , α_{prom} y α_r

De la gráfica obtenemos que α_r es igual a 0,77

s.2) Asentamiento inmediato “ S_e ”

$$S_e = \frac{B * q_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad \text{Cimentación Rígida}$$

$$S_e = \frac{1000 * 0,39}{69} * (1 - 0,35^2) * 0,77 = 3,82 \text{ mm}$$

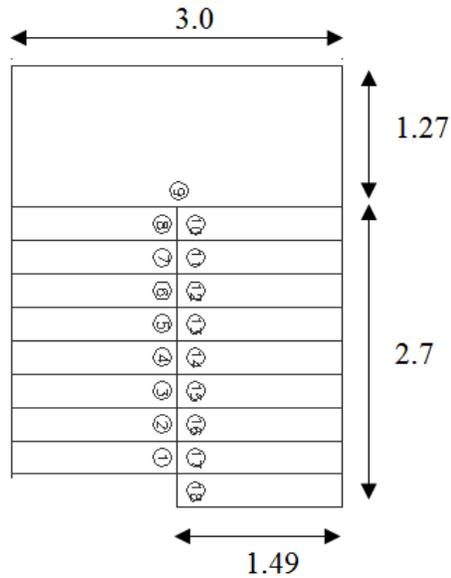
s.3) Valores admisibles de asentamientos

Como orientación puede decirse que un asiento comprendido entre 2 y 4 cm resulta admisible en estructura de mampostería y que en estructuras de hormigón armado puede llegar hasta 4 o 7 cm sin riesgo para la estructura.

3.11. Verificación del diseño de la Escalera

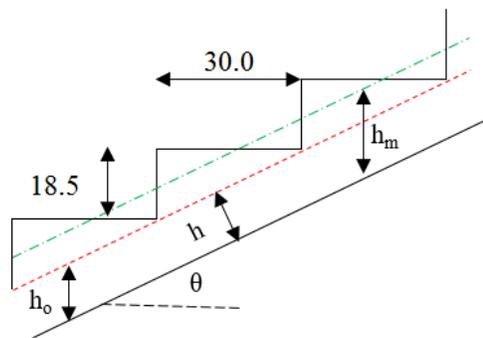
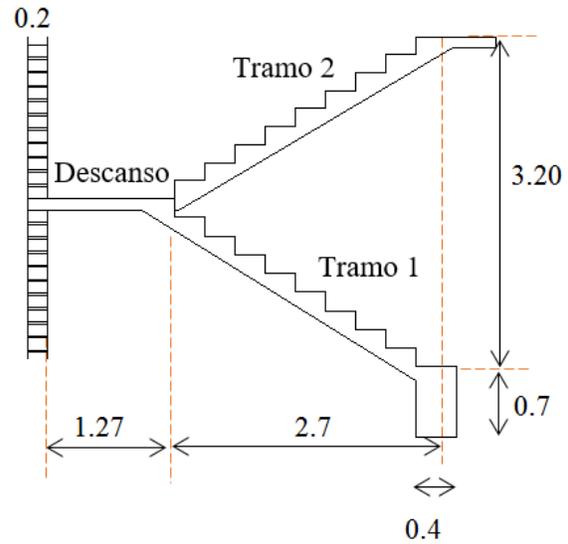
Vista en planta

(Dimensiones en metros)



Perfil Transversal

(Dimensiones en metros)



$H = 3,20$ [m] Altura de Entrepiso

$h = 30,00$ [cm] Huella

$c = 18,50$ [cm] Contra Huella

$\theta = 31,70$ [°] Angulo de Inclinacion

$L_c = 4,00$ [m] Luz de Calculo

a) Espesor de losa [h]

$$h_{min} \geq 80 \text{ [mm]}$$

Segun Normativa Boliviana CBH – 87, Pag. 127

$$h = \frac{l_n}{25} = 150 \text{ mm}$$

Se adopta un espesor de losa de 150 mm

b) Espesor medio de losa [h_m]

$$\cos \theta = \frac{h}{\sqrt{h^2 + c^2}} = 0,85$$

$$h_m = \frac{h_0}{\cos \theta} + \frac{c}{2} = 270 \text{ [mm]}$$

c) Análisis de Cargas:

Carga Muerta. - Para mayor detalle de la obtención de las cargas ver Anexo 3.

Tramo 1	Descanso
CM ₁ = 5,68 [KN/m ²]	CM ₂ = 2,93 [KN/m ²]

Carga Viva

Sobre carga de Uso = 4,00 [KN/m²]

d) Resistencia características de los materiales

f_{ck} = 21,00 MPa Resistencia característica del hormigón

f_{yk} = 400,00 MPa Limite elástico característica del acero

e) Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

γ_c = 1,50 Coeficiente de minoración del hormigón

γ_s = 1,15 Coeficiente de minoración del acero

f) coeficientes de ponderación de las acciones

γ_f = 1,60

g) Determinación de resistencias minoradas o de calculo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$$

h) Combinación de carga

El cálculo de las solicitaciones máximas se las realiza bajo la siguiente combinación:

$$W_{u1} = 1,60 CM_1 + 1,60 CV = 15,49 \frac{KN}{m^2} * 1,49 m = 23,08 \frac{KN}{m}$$

$$W_{u2} = 1,60 CM_2 + 1,60 CV = 11,09 \frac{KN}{m^2} * 1,49 m = 16,52 \frac{KN}{m}$$

i) Idealización de la escalera para determinar el momento máximo positivo

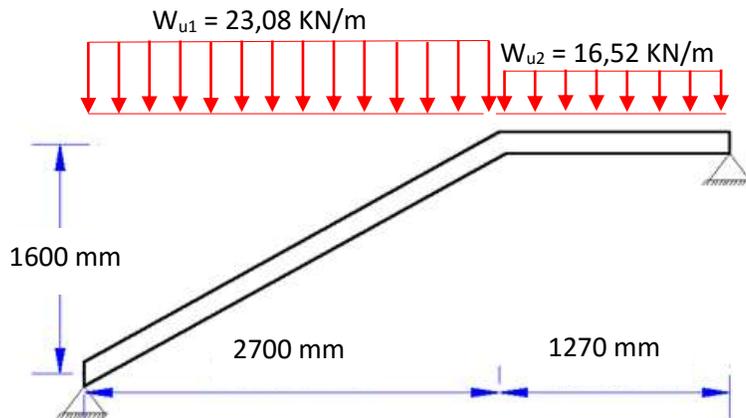


Figura 3.33 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal.

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

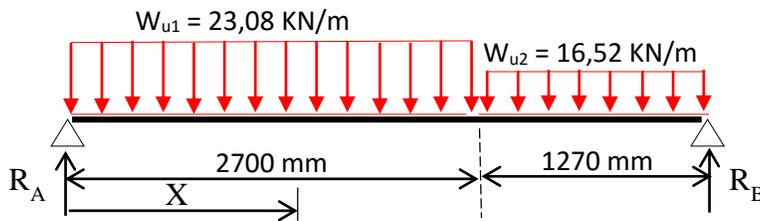


Figura 3.34 Como una losa plana, apoyo simple.

j) Calculo de reacciones

$$\sum M_A = 0$$

$$3,97 * R_B = \frac{16,52 * 3,97^2}{2} + \frac{(23,08 - 16,52) * 2,70^2}{2} \rightarrow R_B = 38,82 KN$$

$$\uparrow (+) \sum F_V = 0 \quad R_A = 23,08 * 2,70 + 16,52 * 1,27 - 38,82 = 44,47 KN$$

k) Cálculo de la distancia “x” a la cual el cortante es nulo:

$$V_x = R_A - W_{u1} * x = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{R_A}{W_{u1}} = \frac{44,74}{23,08} = 1,94 \text{ m}$$

l) Cálculo del momento último máximo

$$(+M)M_{U \max} = R_A * x - W_{u1} * \frac{x^2}{2} = 43,36 \text{ KN} * \text{m}$$

m) Idealización de la escalera para determinar el momento máximo negativo

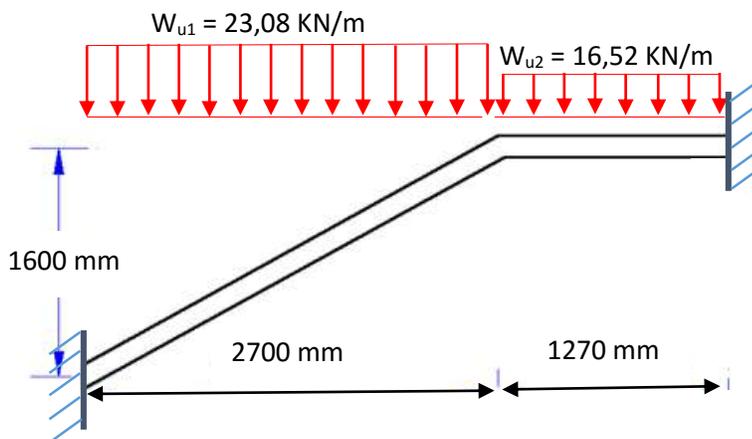


Figura 3.35 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa.

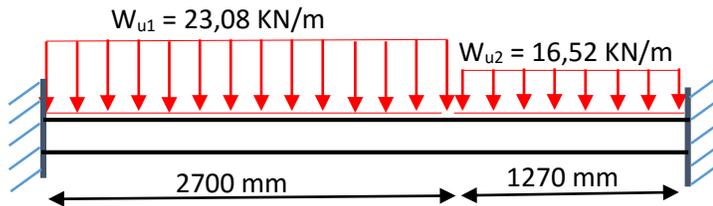


Figura 3.36 Como una losa plana, apoyo empotrado.

Con todas las consideraciones antes mencionadas se procede a determinar la armadura de la escalera.

n) Determinación de la armadura longitudinal positiva

Datos iniciales:

$M_d = 43,36 \text{ KN} * m$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$\omega_{min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = 1490 \text{ mm}$	Ancho de losa.
$h = 150,00 \text{ mm}$	Espesor de la losa.
$r = 20,00 \text{ mm}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 130,00 \text{ mm}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,1230$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con $\mu_d = 0,1230$ tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,1342$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 1046,27 \text{ mm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$): $A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * h = 402,30 \text{ mm}^2$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el area de calculo será: **$A_s = 1046,27 \text{ mm}^2$**

Para determinar el numero de barras se considerara un diametro de $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un area de $A_{s \phi 12} = 113 \text{ mm}^2$, entonces el numero de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = 10 \text{ barras}$$

Con un área total de: $A_s = 10 * 113 = 1130 \text{ cm}^2$

Donde: **$1130 \text{ mm}^2 > 1046,27 \text{ mm}^2$ Satisfactorio.**

Por lo tanto, se utilizará **10 Ø 12mm**

o) Determinación del espaciamiento entre armaduras:

$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = 147,78 \text{ mm}$$

p) Disposición final de la armadura: 10 Ø 12 mm c/15

q) Determinación de la armadura longitudinal negativa

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{3} = \frac{1046,27}{3} = 348,76 \text{ mm}^2$$

Como: $(-)A_s < A_{s \text{ min}}$ entonces el área de calculo será: **$A_s = 402,30 \text{ mm}^2$**

Para determinar el número de barras se considerara un diametro de $\phi = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 10} = 79 \text{ mm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 6 \text{ barras}$$

Con un área total de: $A_s = 6 * 79 \text{ mm}^2 = 474 \text{ mm}^2$

Donde:

$$474,00 \text{ mm}^2 > 402,30 \text{ mm}^2 \quad \textit{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto, se utilizará **6 Ø 10mm**

r) Determinación del espaciamiento entre armaduras:

$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = 278 \text{ mm}$$

s) Disposición final de la armadura: 6 Ø 10 mm c/28

t) Cálculo de la armadura de reparto. - Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

La armadura longitudinal principal positiva es: $A_s = 1046,27 \text{ mm}^2$

Considerando el 20% se tiene: $A_s = 0.2 * 1046,27 = 209,25 \text{ mm}^2$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerara un diámetro de $\phi = 8$ mm con un área de $A_{s \phi 8} = 50 \text{ mm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = 5 \text{ barras}$$

Con un área total de: $A_s = 5 * 50 \text{ mm}^2 = 250,00 \text{ mm}^2$

Donde: $250 \text{ mm}^2 > 209,25 \text{ mm}^2$ **Satisfactorio.**

Por lo tanto se utilizara: 5 ϕ 8 mm

u) Determinación del espaciamiento entre armaduras por metro de longitud:

$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = 230 \text{ mm}$$

v) Disposición final de la armadura: 5 ϕ 8 mm c/23

w) Comprobación a corte:

w.1) Cortante en el borde del apoyo.

$$V_{rd,1,izq} = 44,47 \text{ KN}$$

w.1.1) Determinación del cortante [$V_{rd,2,der}$] a una distancia [d] de la cara de apoyo.

$$\frac{V_{rd,1,izq} + V_{rd,1,der}}{L} = \frac{V_x}{d} \rightarrow \frac{44,47 + 38,82}{3970} = \frac{V_x}{130} \rightarrow V_x = 2,73 \text{ KN}$$

$$V_{rd,2,izq} = 44,47 - 2,73 = 41,74 \text{ KN}$$

w.2) Comprobación de agotamiento por compresión oblicua:

- **Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 14 * 1490 * 130 = 813540 \text{ N} = 813,54 \text{ KN}$$

Luego:

$$V_{rd,1,izq} = 44,47 \text{ KN} < V_{u1} = 813,54 \text{ KN} \rightarrow \text{comprobación correcta}$$

w.3) Comprobación de agotamiento por tracción en el alma

- **Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante**

$$f_{cv} = 0,131 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 \sqrt[3]{21^2} = 0,997 \text{ MPa}$$

- **Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.**

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d = 0,997 * 1490 * 130 = 193118,90 \text{ N} = 193,12 \text{ KN}$$

Luego:

$$V_{rd,2,izq} = 41,74 \text{ KN} < V_{cu} = 193,12 \text{ KN} \rightarrow \text{No necesita armadura transversal.}$$

El detalle del armado se encuentra en los planos correspondiente. (Ver plano N° 6)

3.12. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.12.1. 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, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción. (ver Anexos A-6)

3.12.2. Presupuesto general

Para el proyecto se tomó en cuenta las actividades más importantes y significativos, el cómputo métrico fue desarrollado por Item's, el precio unitario del proyecto incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades sin tomar en cuenta las instalaciones.

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

Cargas sociales 60,00% De la mano de Obra

IVA: 13,00% De la mano de Obra

IT: 3,00% Del costo directo del Item

Gastos generales: 10,00% Del costo directo del Item

Utilidad: 10,00% Del costo directo del Item

A continuación, se presenta el presupuesto general del proyecto:

PRESUPUESTO GENERAL					
Nº	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. BS	P.PARCIAL BS
1	Limpieza y Desbroce	m2	560.00	3.76	2107.08
2	Replanteo y Trazado	m2	144.00	11.41	1642.90
3	Instalacion de Faenas	m2	12.00	217.60	2611.26
4	Exc Terreno Semi Duro (0-2 m)	m3	40.00	126.88	5075.20
5	Zapatas de H° A°	m3	5.60	3095.33	17333.84
6	Relleno compactado Manual	m3	32.26	130.58	4211.95
7	Excavación Cimientos	m3	7.44	195.31	1452.62
8	Sobrecimientos H° A°	m3	4.96	4251.15	21078.89
9	Columnas de H° A° ZAPATAS	m3	2.15	4824.16	10371.94
10	Columnas de H° A° P0	m3	2.80	4903.17	13728.88
11	Columnas de H° A° P1	m3	2.40	4903.17	11767.61
12	Columnas de H° A° P2	m3	2.10	4969.21	10435.35
13	Vigas de H° A° P1	m3	6.05	4948.18	29939.93
14	Vigas de H° A° P2	m3	6.10	4948.18	30162.10
15	Vigas de H° A° Base para cubierta	m3	3.72	4847.51	18032.74
16	Losa Alivianada (Vig. P.) h=20 cm	m2	262.00	376.48	98636.57
17	Cercha Metalica Tipo 1	Pza.	4.00	2289.07	9156.29
18	Calamina Ondulada Galvanizada N 28	m2	168.36	109.32	18405.68
19	Largueros	m2	234.00	84.86	19858.19
20	Losa de H° A° grada	m3	5.94	4387.39	26049.71
21	Limpieza y retiro de escombros	m3	6.00	50.68	304.10
COSTO TOTAL DE LA CONSTRUCCION EN (BS.)					352362.82
COSTO TOTAL DE LA CONSTRUCCION EN (\$us)					50554.21
SON: TRESCIENTOS CINCUENTA Y DOS MIL TRESCIENTOIS SESENTA Y DOS 82/100 BOLIVIANOS					
SON: CINCUENTA MIL QUINIENTOS CINCUENTA Y CUATRO 21/100 DOLARES					

El plazo de ejecución del proyecto se lo calculó con el software Microsoft Project 2012, para lo cual el tiempo estimado para la ejecución de la obra es de 171 días calendario.

(Ver Anexo 9)

CAPITULO IV
APORTE ACADEMICO

CAPITULO IV

APORTE ACADEMICO

ANALISIS TECNICO - ECONOMICO ENTRE PERFIL COSTANERA Y TUBULAR PARA LA CONSTRUCCION DE LA CERCHA METALICA.

4.1. Marco conceptual del aporte.

Existe la necesidad de contar con sistemas constructivos más eficientes y económicos, lo que requiere de nuevos conceptos para la elección de los mismos. Por ello con este aporte se pretende brindar criterios, con el objetivo de tener un texto que sirva como guía para la elección del tipo de perfil a utilizar.

Las cerchas se consideran hoy en día como uno de los elementos más usados en la construcción de techumbres, se usan con la finalidad de conseguir estructuras más ligeras y económicas, lo que es beneficioso para disminuir las fuerzas originadas por la acción de los sismos, así como las dimensiones de las cimentaciones y otros elementos de la estructura.

A través de este estudio explicamos en detalle las consideraciones que se deben tener en cuenta para la elección del perfil a utilizar en las cerchas. Además, realizamos una comparación entre estos dos perfiles laminados en frío (C y tubular) que fueron elegidos debido a la gran difusión que tienen en nuestro medio.

Debemos tener en cuenta que para la elección del perfil a utilizar debemos considerar criterios estructurales, disponibilidad de materiales en nuestro medio, ambientales, rendimientos en la construcción y costo final de la estructura.

4.2. Consideraciones generales.

La cercha es una composición de barras rectas unidas entre sí en sus extremos para constituir una armazón rígida de forma triangular, capaz de soportar cargas en su plano, particularmente aplicadas sobre las uniones denominadas nodos; en consecuencia, todos los elementos se encuentran trabajando a tracción o compresión sin la presencia de flexión y corte.

La cercha es uno de los principales tipos de estructuras empleados en ingeniería, ya que proporciona una solución práctica y económica debido a la ligereza del peso y gran resistencia.

En la selección del perfil adecuado no solo debe influir el factor económico sino los criterios estructurales en conjunto y el aspecto constructivo.

Se tuvo en cuenta la cercha tipo perteneciente al proyecto. La cual está diseñada basándose en la metodología LRFD, la estructura tiene una luz de 13,80 m y una altura de 1,50 m, materializada por medio acero estructural A-36 laminado en frío.

4.2.1. Materiales.

El acero se caracteriza por sus propiedades metalúrgicas, químicas y mecánicas. Hay una gran variedad de aceros, pero solo aquellos que pueden clasificarse como aceros estructurales se consideran en este aporte. Además, los aceros como los utilizados para las secciones huecas estructurales y el tubo, también se consideran como estructurales, aunque no están cubiertos por la norma ASTM A6.

4.2.2. Secciones de acero utilizadas.

El acero estructural tiene una amplia gama de selección para diferentes condiciones, lo cual facilita la labor de diseño en cuanto a la selección de los elementos estructurales, sin embargo no todos son aplicables en estructuras de techo, debido a que la capacidad estructural de algunos perfiles es demasiado elevada comparada con las solicitaciones de carga a la que estará sometida la estructura, además algunos perfiles son más pesados que otros, lo cual no es conveniente para los sistemas de techos.

Los tipos de perfiles de acero estructural se pueden clasificar según su fabricación en: perfiles de acero laminados en caliente y perfiles de acero laminados en frío.

Los perfiles metálicos laminados en frío serán los elementos que constituirán nuestra estructura.

4.2.3. Principales ventajas de laminado en frío.

La resistencia de los perfiles laminados en frío depende de las propiedades mecánicas de la lámina de acero con la que se fabrica, así como de su configuración geométrica. Una lámina plana no tiene la capacidad de soportar cargas considerables, pero si a esta se moldea para formar un perfil, los dobleces trabajarán como atiesadores, ayudando a aumentar considerablemente la capacidad de carga de la lámina inicial. Por eso la relación de resistencia-peso es un factor muy favorable, ya que su rigidez y resistencia está basada en su configuración geométrica y no de su espesor.

4.2.4. Soldabilidad.

Los aceros especificados deben ser aptos para los procedimientos habituales de soldadura. A medida que aumenta el espesor y la resistencia del producto, aumenta el riesgo de que produzcan grietas en frío en las zonas soldadas. El agrietamiento en frío puede producirse por la acción combinada de los siguientes factores:

- Cantidad de hidrógeno difundible en el metal de aportación
- Una estructura frágil de la zona afectada térmicamente;
- Concentraciones importantes de tensiones de tracción en la unión soldada.

Cuando se prescriba la utilización de ciertas recomendaciones, las condiciones de soldeo y los distintos niveles de soldabilidad recomendados, para cada tipo de acero, pueden estar determinados en función del espesor del producto, de la energía aportada a la soldadura, de los requisitos del proyecto, de la eficiencia de los electrodos, del proceso de soldeo y de las características del metal de aportación.

4.3. Producto del aporte

4.3.1. Objetivo

- Seleccionar el perfil más económico.
- Formular criterios para la elección de perfiles metálicos.

4.3.2. Precio Unitario

Es necesario realizar un estudio de mercado, el cual nos proporcionará los precios reales actualizados de cada uno de los elementos necesarios.

A continuación, se presenta la hoja de cotización obtenida del estudio de mercado.

Figura 4.1. Hoja de Cotización

P R O F O R M A					
NRD. : 271825					
Senor(es) : HENRY ANAGUA			Telefono : 66-30620		
No.	DESCRIPCION	COBIGO	CANTIDAD	PRECIOS Unitario Bs. en Bs.	IMPORTE Total
1	PERFIL C 25x50x10x2.00MM # 6.0	6991-5	1.00	64.66	64.66
2	PERFIL C 40x60x15x2.00MM # 6.0	7786-9	1.00	90.00	90.00
3	PERFIL C 40x60x15x3.00MM # 6.0	7748-7	1.00	155.00	155.00
4	PERFIL C 40x60x15x1.80MM # 6.0	6786-2	1.00	100.64	100.64
5	PERFIL C 40x60x15x2.00MM # 6.0	4899-7	1.00	105.37	105.37
6	PERFIL C 40x60x15x2.50MM # 6.0	4669-5	1.00	168.00	168.00
7	PERFIL C 40x60x15x1.00MM # 6.0	4866-7	1.00	181.47	181.47
8	PERFIL C 50x100x15x2.00MM # 6.0	6688-4	1.00	130.50	130.50
9	PERFIL C 50x100x15x3.00MM # 6.0	945-8	1.00	199.47	199.47
10	PERFIL C 50x120x15x2.00x6.0	6854-5	1.00	150.27	150.27
11	PERFIL C 50x120x15x3.00x6.0	6854-5	1.00	210.27	210.27
12	PERFIL C 60x140x20x2.00x6.0	6828-5	1.00	179.00	179.00
13	PERFIL C 60x140x20x3.00x6.0	6828-6	1.00	237.27	237.27
14	TUBO CUAD 40x40x1.20 MM	5282-1	1.00	79.97	79.97
15	TUBO CUAD 50x50x1.50 MM	6282-6	1.00	125.49	125.49
15	TUBO RECTANG 50x100x2.00 MM	7028-7	1.00	246.18	246.18
15	TUBO RECTANG 50x100x3.00 MM	7045-8	1.00	289.47	289.47
				Total a Pagar :	2713.03

Tarifa 31 Julio de 2017

Forma de Pago : CONTADO
 Tiempo de Entrega : INMEDIATA
 Lugar de Entrega : DEPOSITOS TARIJA VALEDEZ 3 DIAS
 isantos 08:28:05

Pagina : (1)

Fuente: Industrias Ferrotodo

4.3.4. Selección de la tipología estructural

Los tubos estructurales ofrecen grandes ventajas sobre los clásicos perfiles estructurales abiertos, por su forma cerrada presentan un mejor comportamiento a esfuerzo de torsión y resistencia al pandeo, facilidad de montaje, permitiendo la realización de uniones simples por soldadura, superficies exteriores reducidas, sin ángulos vivos ni rebadas, permitiendo un fácil mantenimiento y protección contra la corrosión, posibilidad de configuraciones de gran belleza.

Las principales condicionantes tomadas en consideración a la hora de abordar la selección del perfil fueron los siguientes:

- Minimizar el costo.
- Minimizar el peso de la estructura.

4.3.4. Análisis económico

Como parte importante dentro del proceso de diseño y dándole seguimiento a los objetivos propuestos al inicio de este estudio, se realiza en el presente inciso un análisis de costos de la estructura definitiva, que proporcionara una visión real del precio de mercado que tiene esta alternativa de estructura de techos.

El propósito principal es demostrar como una alternativa en la cual se han realizado todas las consideraciones necesarias para su dimensionamiento, tiene un costo que es menor o igual a una alternativa que no tiene dichas consideraciones, así se puede concluir que es más beneficioso realizar el diseño de la estructura de techos según la alternativa elegida.

Cuando el análisis de los costos de una alternativa de diseño ha sido finalizado, se puede decir que el diseño de cualquier elemento o conjunto de elementos está finalizado, pues en ese momento es posible presentar a los beneficiarios todos los detalles que conlleva realizar una obra, desde los detalles constructivos, hasta las implicaciones económicas de la obra, abarcando así aspectos tanto de seguridad como de economía.

4.3.5. Evaluación del costo de construcción

El análisis de los costos de una alternativa de estructura de techos, implica la determinación de la cantidad exacta de los componentes principales del costo de materiales, mano de obra y equipo, que se utilizará para la construcción de la misma, dicho análisis se puede realizar para la totalidad de los elementos que constituyen la alternativa, para cada uno de los elementos o de forma más práctica, un análisis de costos unitarios de cada una de los elementos que constituyen la estructura de techos. Además, será importante determinar cuál es la cantidad de unidades existentes para determinar el costo total de cada uno de los elementos que conforman el conjunto.

4.3.6. Cuantificación de la cantidad de materiales

La cantidad de materiales se determinará en función del diseño estructural.

Para lo cual se realizará un análisis de alternativas variando las separaciones entre cerchas y usando diferentes secciones.

Alternativa N° 1.- Descripción de la alternativa N°1:

Considerando una separación entre cerchas de 2,37 m, con correas metálicas de perfil “C” Costanera (60x40x15x2,5)

a. Perfil tipo costanera simple

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo[Bs]
Cuerda Superior	C 100x50x15x3mm	14,10	468,75
Cuerda Inferior	C 100x50x15x2mm	13,80	300,15
Diagonales	C 50x25x10x2mm	12,80	137,94
Montantes	C 50x25x10x2mm	7,50	80,83
Correas	C 60x40x15x3mm	28,44	734,70
Costo Unitario Total [Bs]			1722,37

Tabla 4.1. Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°1(a).

b. Perfil tipo costanera doble en cajón soldado

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo[Bs]
Cuerda Superior	2C 60x40x15x2mm	14,10	423
Cuerda Inferior	2C 60x40x15x2mm	13,80	414
Diagonales	C 50x25x10x2mm	12,80	137,94
Montantes	C 50x25x10x2mm	7,50	80,83
Correas	C 60x40x15x3mm	28,44	734,70
Costo Unitario Total [Bs]			1790,47

Tabla 4.2. Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°1(b).

c. Sección tubular

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo [Bs]
Cuerda Superior	100x50x2mm	14,10	578,52
Cuerda Inferior	100x50x2mm	13,80	566,21
Diagonales	40x40x1,2mm	12,80	170,60
Montantes	40x40x1,2mm	7,50	99,96
Correas	C60x40x15x3mm	28,44	734,70
Costo Unitario Total [Bs]			2059,99

Tabla 4.3. Descripción y costo de la cercha de la Alternativa N°1(c).

Alternativa N° 2.- Descripción de la alternativa N°2:

Considerando la separación entre cerchas de 2,96 m, las mismas apoyadas sobre las vigas, se usarán correas metálicas de perfil “C” Costanera (80x40x15x2,5),

a. Perfil tipo costanera simple

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo[Bs]
Cuerda Superior	C 100x50x15x3mm	14,10	468,75
Cuerda Inferior	C 100x50x15x3mm	13,80	458,78
Diagonales	C 60x40x15x2mm	12,80	192,00
Montantes	C 60x40x15x2mm	7,50	112,50
Correas	C 80x40x15x2,5mm	28,44	796,32
Costo Unitario Total [Bs]			2028,35

Tabla 4.4. Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°2(a).

b. Perfil tipo costanera doble en cajón soldado

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo[Bs]
Cuerda Superior	2C 80x40x15x1,8mm	14,10	473,01
Cuerda Inferior	2C 80x40x15x1,8mm	13,80	462,94
Diagonales	C 80x40x15x1,8mm	12,80	214,70
Montantes	C 80x40x15x1,8mm	7,50	125,80
Correas	C 80x40x15x2,5mm	28,44	796,32
Costo Unitario Total [Bs]			2072,77

Tabla 4.5. Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°2(b).

c. Sección tubular

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo [Bs]
Cuerda Superior	100x50x2mm	14,10	578,52
Cuerda Inferior	100x50x2mm	13,80	566,21
Diagonales	40x40x1,2mm	12,80	170,60
Montantes	40x40x1,2mm	7,50	99,96
Correas	C80x40x15x2,5mm	28,44	796,32
Costo Unitario Total [Bs]			2121,61

Tabla 4.6. Descripción y costo de la cercha de la Alternativa N°2(c).

Alternativa N° 3.- Descripción de la alternativa N°2:

Considerando la separación entre cerchas de 3,95 m, las mismas apoyadas sobre las vigas, se usarán correas metálicas de perfil “C” Costanera (80x40x15x3,0).

a. Perfil tipo costanera simple

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo[Bs]
Cuerda Superior	C 120x50x20x3mm	14,10	557,58
Cuerda Inferior	C 120x50x20x2mm	13,80	411,70
Diagonales	C 80x40x15x1,8mm	12,80	214,70
Montantes	C 80x40x15x1,8mm	7,50	125,80
Correas	C 80x40x15x3mm	28,44	860,16
Costo Unitario Total [Bs]			2169,99

Tabla 4.7. Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°3(a).

b. Perfil tipo costanera doble en cajón soldado

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo[Bs]
Cuerda Superior	2C 80x40x15x2mm	14,10	495,24
Cuerda Inferior	2C 80x40x15x2mm	13,80	484,70
Diagonales	40x40x1,20mm	12,80	170,60
Montantes	40x40x1,20mm	7,50	99,96
Correas	C 80x40x15x3mm	28,44	860,16
Costo Unitario Total [Bs]			2110,66

Tabla 4.8. Descripción y costo de la cercha. Alternativa N°3(b).

c. Sección tubular

Descripción	Sección [mm]	Longitud [m]	Costo [Bs]
Cuerda Superior	100x50x3mm	14,10	680,25
Cuerda Inferior	100x50x3mm	13,80	665,78
Diagonales	50x50x1,5mm	12,80	267,71
Montantes	50x50x1,5mm	7,50	156,86
Correas	C80x40x15x3mm	28,44	860,16
Costo Unitario Total [Bs]			2630,76

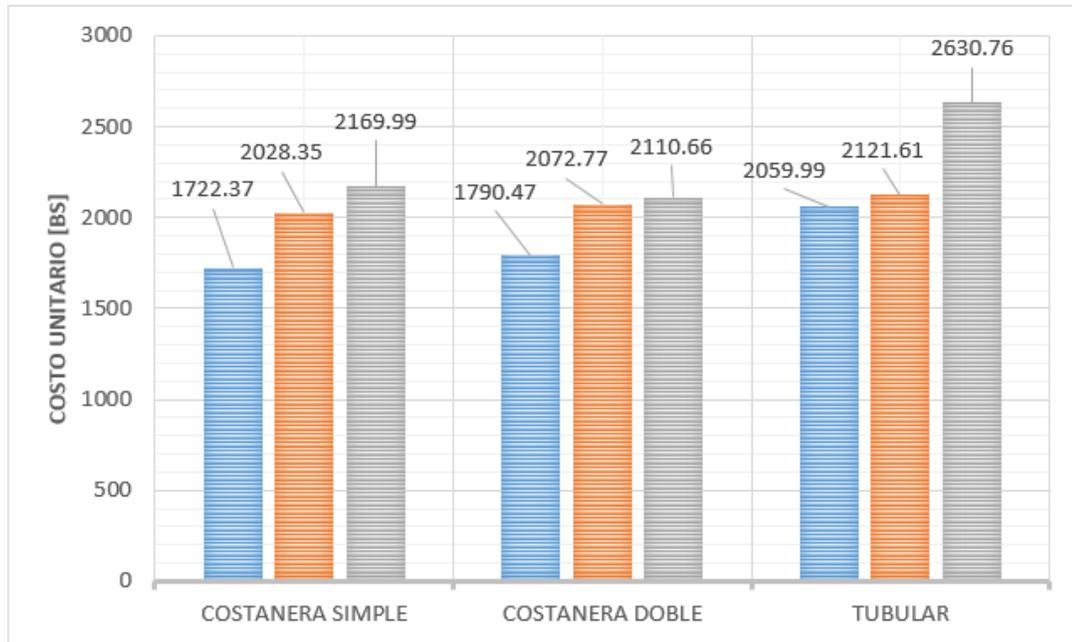
Tabla 4.9. Descripción y costo de la cercha de la Alternativa N°3(c).

A continuación, se presenta una tabla resumen del costo unitario de cada alternativa.

Tabla 4.10. Resumen de costo unitario de cada alternativa.

Descripción	COSTO UNITARIO EN [BS]		
	Alternativa N° 1	Alternativa N° 2	Alternativa N° 3
	Separación 2,37m	Separación 2,96m	Separación 3,95m
COSTANERA SIMPLE	1722,37	2028,35	2169,99
DOBLE COSTANERA	1790,47	2072,77	2110,66
TUBULAR	2059,99	2121,61	2630,76

Figura 4.2. Grafica de costo unitario de las alternativas.

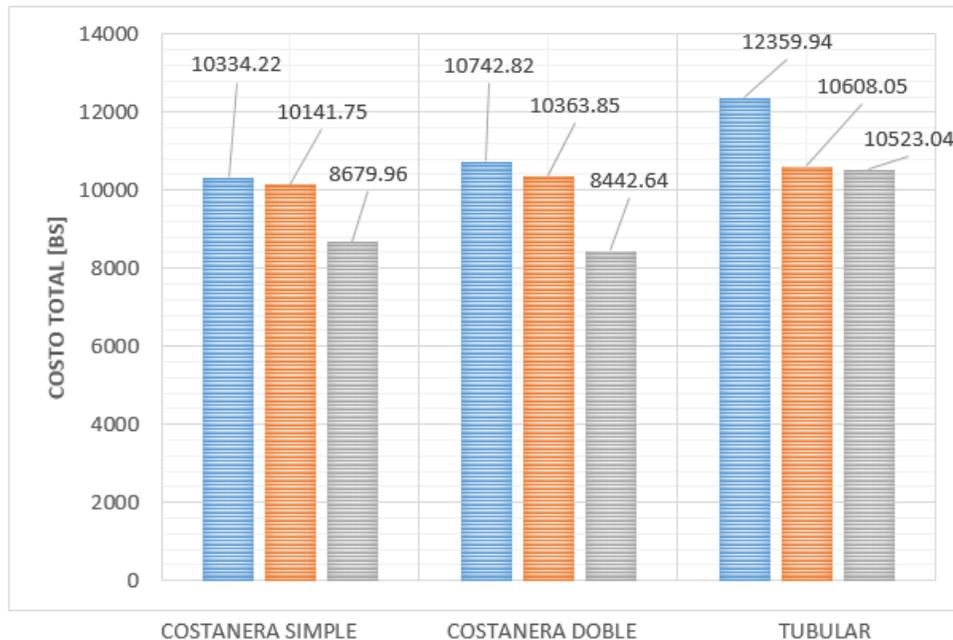


A continuación, se presenta una tabla resumen del costo total de cada alternativa.

Tabla 4.11. Resumen de costo total de cada alternativa.

Descripción	COSTO TOTAL EN [BS]		
	Alternativa N° 1	Alternativa N° 2	Alternativa N° 3
	Separación 2,37m	Separación 2,96m	Separación 3,95m
COSTANERA SIMPLE	10334,22	10141,75	8679,96
DOBLE COSTANERA	10742,82	10363,85	8442,64
TUBULAR	12359,94	10608,05	10523,04

Figura 4.3. Grafica de costo total de las alternativas.



Conclusiones de las alternativas de solución para la cubierta metálica. - De las tres alternativas, antes mencionadas, se hizo una comparación, observándose que:

- Como solución se adopta la Alternativa N°3(b), conformada con perfil costanera doble a una separación de 3,95 m entre cerchas, haciendo un costo total de 8442,64 Bs., por ser la más apropiada desde el punto de vista técnico, económico y constructivo.
- Por presentar una reducción del costo en un 2,73% y 19,77%, con respecto a las alternativas del inciso a y c, respectivamente.

4.3.7. Cuantificación de la mano de obra

Posterior al cálculo de los materiales, se requiere para determinar el costo total de la obra, el costo que implica la fabricación, colocación y otros detalles que implica el trabajo de maestros soldadores y auxiliares dentro de la obra para cada elemento que conforma la estructura de techos. Este rubro está basado principalmente en los rendimientos con los que cada empresa ha logrado desarrollar su personal, es decir, la

capacidad de producción que tiene cada trabajador, y en base a este se determina la cantidad de mano de obra necesaria para cada uno de los elementos constituyentes.

También está influenciado por el costo actual de la mano de obra

Tabla 4.12. Costo de mano de obra.

Actividad (Especialista)	Jornal (Bs/día)	Costo (Bs/hr)
Maestro soldador	180	22.50
Ayudante	100	12.50

4.3.8. Cuantificación del equipo

El equipo necesario para desarrollar un elemento, es el indispensable para realizar todos los elementos, individualmente, es decir, cada elemento dentro de la estructura, requerirá equipo diferente, para estructuras de techos, por lo general el equipo a utilizar es el mismo en todos los elementos que conforman la estructura.

Tabla 4.13. Costo unitario de material.

Equipo	Unidad	Precio (Bs)
Disco para metal	Pza.	28
Extensión eléctrica (15 mts)	Pza.	120
Prensa de Banco	Pza.	650
Guante de cuero manga larga	Par	70
Cinta métrica de 5 mts	Pza.	22
Anteojos protector claro	Pza.	80
Máquina de soldar 2500VA -220CA	Pza.	3500
Esmeril 9"	Pza.	38

Rendimiento de los insumos y precios unitarios:

Tabla 4.14. Costo unitario y rendimiento de materiales.

Equipo	Precio Unitario	Rendimiento (días)	Precio/día (Bs)
Disco para metal 9x1x7/8"	28	3	9.33
Extensión eléctrica (15 mts)	120	250	0.48
Prensa de Banco	650	600	1.08
Guante de cuero manga larga	70	15	4.67
Cinta métrica de 5 mts	22	300	0.073
Anteojos protector claro	48	25	1.92
Máquina de soldar 2500VA - 220CA	3500	500	7

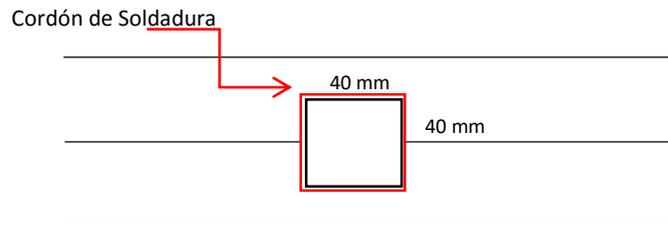
4.3.9. Determinación del costo total de la alternativa de diseño

Toda la información que ha mostrado anteriormente, se puede consolidar en memorias de cálculo, que además de simplificar el análisis, nos muestran de forma más detallada los cálculos para cada uno de los elementos, a continuación se muestra el cálculo de cada uno de los elementos, se realiza en dos etapas, la primera la determinación de todas las cantidades necesarias (materiales, mano de obra y equipo) para luego con los precios determinados de mercado, calcular un costo unitario para cada uno de los elementos.

A. Calculo de cantidades de materiales, mano de obra y equipo a utilizar

1. Calculo de la cantidad de material. Para la materialización de la cercha metálica en lo referente a los cordones superior e inferior a base de perfil costanera doble, se necesitan 27,90 m o sea 10 barras de 6 metros de longitud, y para los montantes y diagonales a base de perfil tubular se necesitan 20,30 m lo que equivale a 4 barras de 6 metros de longitud. (Ver las longitudes en la tabla 4.8.)

- **Soldadura:** Se utilizará electrodo **E6013**, se colocarán cordones de 7 pulg. para cada unión.



$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{160 \text{ mm}}{25,40 \text{ mm}} \approx 7 \text{ pulg.}$$

Nº de uniones = 20 pero se asumirá 40 porque en cada nudo coinciden 2 barras

$$\text{Rend. de Electrodo} = 4 \frac{\text{pulg}}{\text{electrodo}}$$

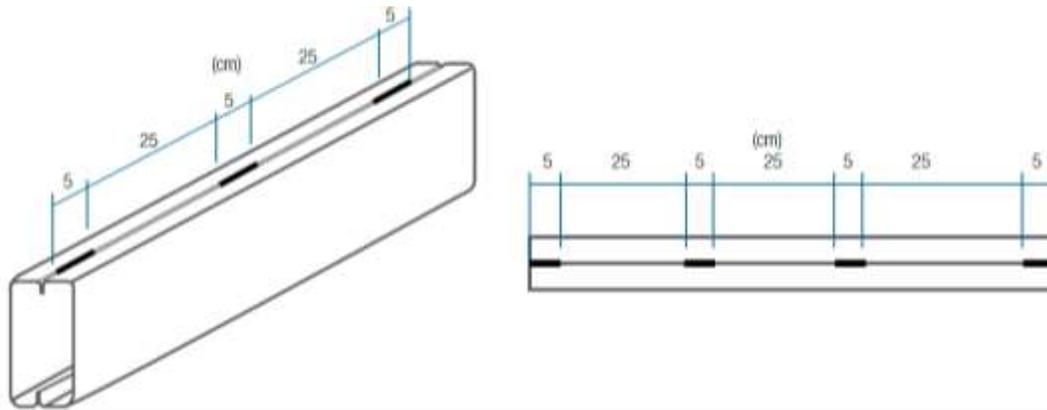
$$\begin{aligned} \text{Nº de electrodos necesario por nudo} &= \frac{7 \text{ pulg}}{4 \text{ pulg/electrodo}} \\ &= 1,75 \frac{\text{electrodos}}{\text{nudo}} \end{aligned}$$

$$\text{Total de electrodos} = 1,75 \frac{\text{electrodos}}{\text{nudo}} \times 40 \text{ nudo} = 70 \text{ electrodos}$$

Nº de electrodos por libra = 25 unidades

$$\text{Cantidad de electrodos necesarios} = \frac{70}{25} = 2,80 \text{ libras/cercha}$$

Detalle de conformación de sección doble:



$$N = \frac{27,90 \text{ m}}{0,90 \text{ m}} = 31$$

$$\text{Longitud de soldadura} = 31 \times 6 \times 0 \times 05 \text{ m} = 9,30 \text{ m} = 366,14 \text{ pulg.}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de electrodos necesario} = \frac{366,14 \text{ pulg}}{4 \text{ pulg/electrodo}} = 92 \text{ electrodos}$$

$$\text{Cantidad de electrodos necesarios} = \frac{92}{25} = 3,68 \text{ libras/cercha}$$

$$\text{Total de electrodos por cercha} = 2,80 + 3,68 = 6,48 \text{ libras}$$

• **Pintura**

$$\text{Rendimiento} = 0,02 \text{ galon/m}$$

$$\text{Cantidad de pintura} = \frac{0,02 \text{ galon}}{\text{m}} \times 48,20 \text{ m} = 0,96 \text{ galon/cercha}$$

• **Aguarrás**

$$\text{Rendimiento} = 0,015 \text{ litros/m}$$

$$\text{Cantidad de Aguarras} = \frac{0,015 \text{ litros}}{\text{m}} \times 48,20 \text{ m} = 0,72 \text{ Litros/cercha}$$

2. Calculo de la cantidad de Mano de Obra

Fabricación de cercha

$$\text{Rendimiento} = 6 \frac{\text{horas}}{\text{cercha}} \quad (1 \text{ Maestro Soldador, } 1 \text{ Ayudante})$$

Pintura:

$$\text{Rendimiento} = 1 \frac{\text{horas}}{\text{cercha}} \quad (1 \text{ Ayudante})$$

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto: Centro de Capacitacion Tecnica Villa Abecia				Actividad N°	17
Actividad :		Cercha Metalica Tipo 1	Cantidad :	4.00	
Unidad :		Pza	Moneda .	Bs	
Descripcion		Unidad	Cantidad o Rendimiento	Precio Unitario	Costo Total
1 Materiales					
1	Perfil 2C 80x40x15 (2)	m	55.80	17.56	979.85
2	tubo 40x40 (1.2)	m	12.80	13.33	170.62
3	Electrodos	kg.	3.50	18.00	63.00
4	Pintura Anticorrosiva	Gl.	0.96	155.00	148.80
5	Aguarraz	lt	0.72	10.50	7.56
Total Materiales					1369.83
2 Mano de Obra					
1	Especialista	hr	6	22.5	135
2	Ayudante	hr	6	12.5	75.00
3	Pintor	hr	1	12.5	12.50
Cargas Sociales 55% del sub total M. O.					122.38
Impuestos IVA M.O. = 14,94% (del Sub Total de M. O. + Cargas					49.66
Total Mano de Obra					394.5
3 Equipo, Maquinaria y Herramientas					
1	Arco Soldador	hr	3	17	51
Herramientas Menores 5 % de la mano de obra					19.73
Total Eq, Maq. y Herr.					70.73
4 Gastos Generales y Administrativos					
Gastos Generales 10% (1+2+3)					183.51
5 Utilidad					
Utilidad 10% (1+2+3+4)					201.86
6 Impuestos					
Impuestos I. T. 3,09% (1+2+3+4+5)					68.61
Total Item Precio Unitario					2289.07

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se llegó a cumplir todos los objetivos de manera satisfactoria, para así dar solución al problema identificado que es el diseño estructural del Centro de Capacitación Técnica Villa Abecia.
- Del estudio topográfico realizado se puede concluir que el terreno de emplazamiento presenta una topografía plana.
- Del estudio de suelos se obtuvo una capacidad portante del suelo de 0,48 MPa, debido que la zona de emplazamiento presenta buenas condiciones, el terreno es firme y excelente para fundar según antecedentes en obras cercanas.
- La determinación de las fuerzas internas se realizó mediante la utilización del programa CYPECAD, para lo cual se determinó los datos necesarios para introducirlos al programa.
- Los resultados del cálculo estructural en el software CYPECAD fueron satisfactorios, puesto que verificando manualmente los elementos estructurales obtenemos resultados similares con poca variación respecto al software, a continuación, veremos la variación para la viga objeto de comprobación.

ÁREAS	Armadura Negativa a la izquierda (cm ²)	Armadura Positiva al centro (cm ²)	Armadura Negativa a la derecha (cm ²)
CYPECAD	8,02	6,15	3,83
MANUALMENTE	7,74	5,91	3,72
VARIACION	3,49 %	3,90 %	2,87 %

- Se realizó un análisis técnico económico entre el perfil Costanera y el perfil tubular para la construcción de la cercha metálica, debido a que estos tienen mucha difusión en nuestro medio; de dicho estudio se obtuvo que el perfil 2C80x40x15x(2) es más económico para nuestro caso de estudio.

- Las fundaciones propuestas para la estructura corresponden a zapatas aisladas, debido a que no tiene problemas de colindancia con otras estructuras, además se encuentra buena capacidad portante del suelo a poca profundidad.
- Se escogieron losas alivianadas prefabricadas de hormigón pretensado por razones de ahorrar en mano de obra, porque al hacer una losa maciza se necesitaría más personal calificado en la complicada y laboriosa tarea de colocar la armadura, armar el encofrado y vaciado de la respectiva losa, y el tiempo que se necesita para llevar a cabo esas actividades es demasadamente largo, al demorar más el avance de la obra implicaría mayor costo, otro punto importante es que la losa alivianada cumple la función de alivianar el peso de la estructura, al disminuir el peso, provocarían menos solicitaciones de cargas, generan menores torsiones en las vigas y por ende no necesitaría demasiada armadura a tracción y mucho menos a compresión.
- Las tipologías y materiales elegidos para cubierta, se consideran los más adecuados, por coste y tiempo de montaje.
- El tiempo de ejecución de la obra es de 171 días calendario, con un costo total de Bs. 352362,82 haciendo un valor de Bs.2446,96 por m²

5.2. Recomendaciones

- Darse el tiempo necesario para hacer un buen análisis de cargas, debido a que es un paso muy importante para la calidad de nuestros resultados finales.
- El software de diseño CYPECAD, solo es una herramienta con que contamos para realizar el diseño, se recomienda siempre verificar algunos elementos para poder tener la certeza que el diseño es óptimo.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la resistencia admisible presente en el terreno utilizando métodos rotatorios.

- Como las secciones utilizadas para la estructura de la cubierta son delgadas, el óxido es un enemigo muy letal que no debemos permitir que ingrese a nuestra estructura, para lo cual deberemos de darle cierta protección mediante el pintado adecuado.
- La soldadura de los elementos metálicos debe estar a cargo de un especialista en el área ya que se necesita una costura continua y de buena calidad.
- Para concluir con el proyecto, se recomienda realizar las respectivas instalaciones eléctricas, sanitarias y de agua potable ya que el presente sólo contempla el diseño estructural.
- Para lograr la resistencia requerida en diseño utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el comportamiento de la estructura.