

## **CAPITULO I - ANTECEDENTES**

### **1.1. El problema**

#### **1.1.1 Planteamiento.**

La falta de unidades educativas es uno de los problemas que aún enfrenta el sistema educativo en las comunidades, las causas de esta situación son diversas, lo que afecta seriamente a la población provocando un alto porcentaje de analfabetismo, por esta situación es necesaria la construcción de la nueva unidad educativa “Lidia Galarza”, en la comunidad de Saladillo perteneciente al municipio de Caraparí de la provincia Gran Chaco, para mejorar la calidad en la educación y por ende mejorar la calidad de vida de la comunidad en conjunto.

Las principales causas que origina este problema en la comunidad son:

- Deficiencias en la atención escolar
- Déficit de infraestructuras en la comunidad
- Falta de propagación de información para promover la educación
- Falta de interés de la población en organizaciones de apoyo al sector educativo

Este problema trae varias consecuencias improductivas para la sociedad debilitando el progreso socio-económico de las familias de la comunidad, ante esta situación se debe plantear soluciones efectivas para garantizar acciones de mejora en el aprendizaje de la población estudiantil.

#### **1.1.2 Formulación.**

Debido a que la educación es uno de los factores principales para el desarrollo cultural y económico, no debe descuidarse un aspecto esencial por lo que se propone como solución más adecuada a este problema es la construcción de una unidad educativa que cumpla con las condiciones necesarias para que el proceso de enseñanza y aprendizaje se realice de manera satisfactoria y con los beneficios esperados para la población.

### **1.1.3 Sistematización.**

El proceso del proyecto de diseño estructural de la unidad educativa “Carmen Rosa Valdez”, estará enfocado a lograr una solución estructural acorde a las exigencias establecidas.

El proceso del diseño, será desarrollado bajo las siguientes directrices:

- La ejecución de estudios técnicos previos.
- Análisis de información proporcionada y recopilada.
- Definiciones técnicas; elección de las normativas correspondientes, métodos de cálculos, y materiales a ser empleados.
- Configuración estructural, posición y ubicación de las columnas, vigas y demás elementos estructurales.
- Análisis de cargas y obtención de máximos esfuerzos solicitantes.
- Diseño y calculo estructural.
- Generación de documentación.

## **1.2.Objetivos**

### **1.2.1 General.**

- Realizar el cálculo estructural para la construcción de la unidad educativa “Lidia Galarza” en la comunidad de Saladillo perteneciente al Gobierno autónoma municipal de Caraparí de la provincia Gran Chaco, de acuerdo con el proyecto de normativa boliviana NB 1225001 y la norma AISI S100-2007 para estructuras de acero.

### **.1.2.2 Específicos.**

- Realizar el estudio geotécnico en el sitio de emplazamiento de la obra mediante ensayos de campo y de laboratorio.
- Realizar el dimensionamiento de los elementos estructurales (losas, vigas columnas, zapatas) de acuerdo a los requerimientos de la norma boliviana NB 12250001.

- Realizar el diseño de la estructura metálica aplicando el método de diseño AISI-LRFD.
- Realizar el diseño estructural de una escalera autoportante.
- Determinar el presupuesto de la obra gruesa tomando en cuenta los factores, porcentajes de ley, beneficios sociales e impuestos.
- Generar la documentación técnica (especificaciones técnicas, planos, etc.) para la correcta ejecución de la obra.

### **1.3. Justificación**

#### **1.3.1 Técnica.**

Cumplir con la normativa para el diseño estructural para este tipo de estructuras, garantizando la seguridad y confort a los estudiantes. Así como la generación de la documentación necesaria para su correcta ejecución que satisfaga con las necesidades básicas de aprendizaje, calidad humana y equidad en la educación de la sociedad, debido a que la infraestructura física de las unidades educativas contribuye a la formación de los estudiantes, es decir que influye directamente en el aprendizaje y desarrollo integral, por lo que es necesarios la construcción de una nueva unidad educativa con ambientes adecuados que estimulen el aprendizaje.

#### **1.3.2 Académica.**

En cumplimiento al reglamento de proyecto de ingeniería civil asignaturas CIV501 y CIV 502, se elabora el proyecto de diseño estructural de una unidad educativa de manera tal que se pueda demostrar y aplicar los conocimientos apropiados durante el periodo de formación académica, proponiendo una solución técnica que satisfaga las expectativas del programa de ingeniería civil. También por el carácter evaluativo se podrá identificar deficiencias y profundizar los conocimientos ya adquiridos.

#### **1.3.3 Social.**

Se elabora este proyecto como un aporte a la sociedad, considerando las causas y consecuencias que conlleva el no contar con un espacio de enseñanza y aprendizaje para los niños y jóvenes de la comunidad.

Por las muchas razones que afectan en gran manera a la sociedad, ya que la educación es una de las principales herramientas de equidad y transformación social abriendo caminos para un mejor desarrollo en la sociedad. Es claro entonces que la calidad educativa se debe traducir en que la población estudiantil este adecuadamente atendida.

#### **1.4. Alcance del proyecto**

El proyecto contempla el diseño estructural de la unidad educativa, se analizará previamente la información del estudio de suelos y plano topográfico brindado por la institución, y en base a estos documentos se elaborará el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos pertenecientes a la estructura como ser: Fundaciones, columnas, vigas, escaleras de H°A°, losas reticulares, alivianada y también el diseño de la cubierta metálica mediante lo estipulado por la normativa.

Para el estudio de suelos se tomaron las muestras de suelo necesarias para realizar los ensayos de:

- Capacidad portante del suelo a nivel de fundación (SPT).
- Granulometría y Límites de Atterberg.
- Clasificación del suelo AASHTO y SUCS.

En el diseño estructural se plasmará el siguiente contenido: memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, presupuesto, volúmenes de obra y tiempo de ejecución física del proyecto.

El proyecto queda limitado en hacer el cálculo estructural, aclarando que no se realizara el cálculo de ninguna clase de instalación.

##### **1.4.1 Resultados alcanzados.**

De acuerdo a las expectativas del programa de ingeniería civil el proyecto comprende únicamente el diseño y cálculo estructural adecuado para la unidad educativa “Lidia Galarza”, que cumpla con las expectativas de enseñanza y aprendizaje para los estudiantes

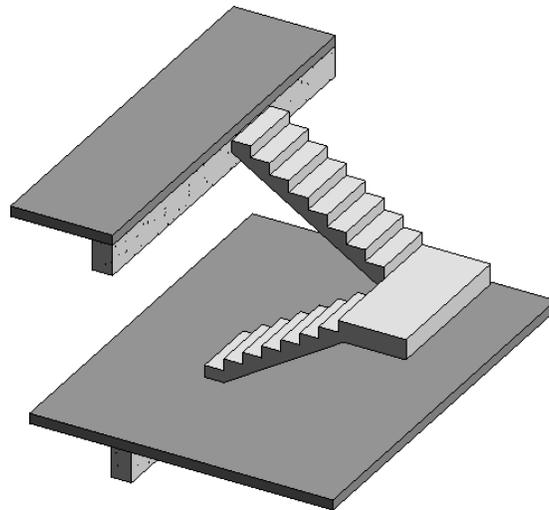
de la comunidad, cumpliendo con las normas vigentes de construcción. Se debe aclarar que no se realizara las instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, de gas y/o cualquier otro diseño distinto al cálculo estructural.

Generación de planos estructurales a detalle, métodos constructivos, especificaciones técnicas, precios unitarios y presupuesto del proyecto.

#### **1.4.2 Aporte académico del estudiante.**

El estudiante propondrá en su proyecto como aporte académico el diseño de “ESCALERAS AUTOPORTANTES”.

Se denomina sistemas de escaleras auto-portante a aquel sistema que se conforma por dos tramos de losas de concreto escalonadas y colocadas en sentido contrario una respecto de otra con un descanso entre ambos tramos (Morales M.R.,2010.,p.7), empotrada solamente en los extremos de sus dos tramos y sin apoyo adicional. (Osers O. T.,2003.,p.76)



*Figura 1.1.* esquema de escalera autoportante. (Fuente: Elaboración propia)

### 1.5. Localización.

El proyecto en estudio está ubicado en la comunidad Saladillo Área Rural de la Localidad de Caraparí, perteneciente al Municipio de Caraparí – Segunda Sección de la Provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija.

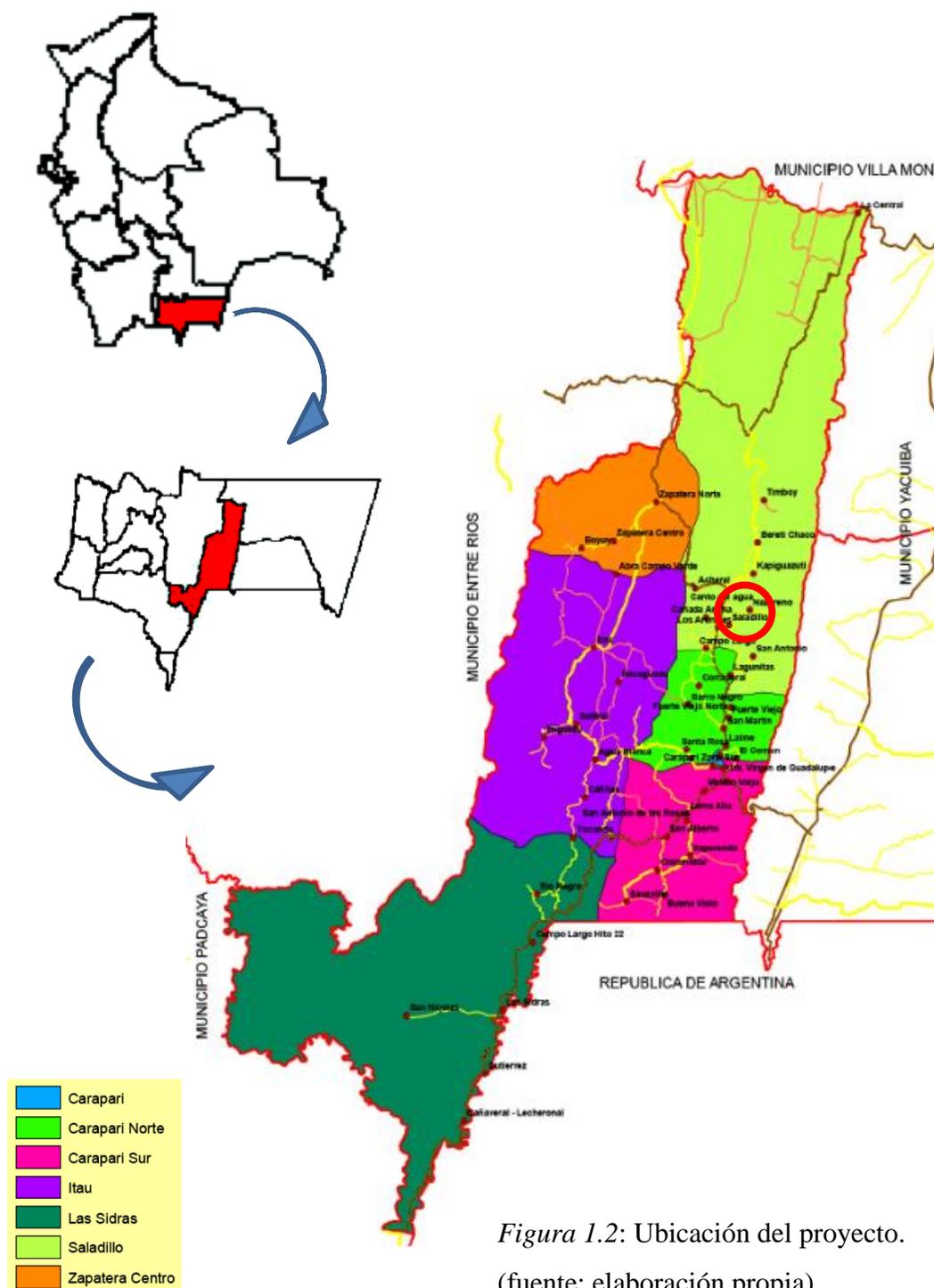


Figura 1.2: Ubicación del proyecto.  
(fuente: elaboración propia)

## **CAPITULO II – MARCO TEÓRICO.**

### **2.1. Estudios técnicos.**

#### **2.1.1. Topografía.**

Se trata de examinar la superficie cuidadosamente teniendo en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, pero también las alteraciones existentes en el terreno y que se deban a la intervención del hombre.

Un levantamiento topográfico consiste en un acopio de datos para poder realizar, con posterioridad, un plano que refleje el mayor detalle y exactitud posible del terreno en cuestión. Además de ser vital para la elaboración del plano del terreno, el levantamiento topográfico es una herramienta muy importante durante los trabajos de edificación porque con ellos se van poniendo las marcas en el terreno que sirven como guía la construcción.

#### **2.1.2. Suelos.**

El estudio de suelos permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y por cierta ubicación de napas de agua (freáticas), si las hubiere.

El estudio de mecánica de suelos, es un documento que determina la resistencia del terreno sobre el que se desplantan las edificaciones, mismo que sirve de base para determinar el tipo de cimentación a usar, la profundidad a la que se debe cimentar y garantizar la estabilidad de la misma. En toda obra de arquitectura o ingeniería, es necesaria e imprescindible la realización de un estudio de suelos, ya que la falta de éste podría hacer colapsar la obra.

### **2.1.3. Arquitectónico.**

Disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos enmarcado dentro de la arquitectura. En esta escala del diseño intervienen factores como los geométrico-espaciales; higiénico-constructivo y estético-formales.

En el diseño arquitectónico confluyen otras esferas o áreas del diseño cuya finalidad es la de proveer de estructuras (diseño estructural) y formas decorativas (diseño de muebles, diseño de interiores, de jardinería, diseño lumínico, a las futuras construcciones.

Es un proceso creativo por excelencia y posee como cometido final la satisfacción de las necesidades de espacios habitables.

## **2.2. Planteamiento estructural.**

### **2.2.1. Conceptos de estructura.**

Se puede definir una estructura, como un conjunto de elementos estructurales ordenados que interactúan entre sí de manera tal que puedan soportar esfuerzos propios y externos, garantizando en todo momento la estabilidad de todo el conjunto.

Un elemento estructural es cada una de las partes que conforman a una estructura, y que cumplen una función específica en la estabilidad de la misma. Los elementos estructurales pueden clasificarse de acuerdo a diferentes criterios, de acuerdo a sus dimensiones, a su uso, su composición

La función que debe cumplir una estructura será la de resistir las cargas actuantes garantizando la seguridad y confort de los usuarios de dicha estructura. Por tanto, el diseño estructural se debe contemplar todos los aspectos necesarios y dar pleno cumplimiento a la normativa establecida en el país.

Rara vez la estructura constituye por sí misma la construcción y lo más frecuente es que este interconectada con otras partes, tales como cerramientos, divisiones e instalaciones. en este sentido, la estructura no debe nunca ser concebida aisladamente, sino que es necesario integrarla desde su concepción inicial en el conjunto del proyecto, de forma que resulte plenamente compatible con la obra (J. Calavera, 1999, p.13).

### **2.2.2. Conceptos de análisis estructural.**

El problema que trata de resolver el Análisis Estructural es la determinación del estado de deformaciones y tensiones que se producen en el interior de la estructura, a consecuencia de todas las acciones actuantes sobre ella. Como consecuencia también se determinan las reacciones que aparecen en la sustentación de la estructura.

Fundamentalmente, el análisis de estructuras busca encontrar la forma que adquiere una estructura al ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros.

Para lograr este objetivo se pueden utilizar métodos analíticos, numéricos. gráficos y experimentales. En los primeros se comienza por la formulación de un modelo matemático al cual se le puedan aplicar los principios y leyes de la Teoría de estructuras, que se verán más adelante. Cuando la solución matemática exacta del modelo es muy complicada o en muchos casos en que se utiliza el computador, se acude a métodos numéricos que permitan obtener la respuesta con suficiente aproximación y mucho menos trabajo.

### **2.2.3. Conceptos de diseño estructural.**

El diseño estructural es una de las áreas donde se desarrolla la ingeniería civil y se realiza a partir de las características mecánicas de los materiales en interacción con las acciones a las que está sometida.

Entendiéndose que una estructura en un conjunto de elementos, y que estos elementos trabajan de manera conjunta, el diseño estructura se puede definir como un estudio de la estabilidad y resistencia de los elementos que componen una estructura tanto individualmente como en conjunto, ante las fuerzas que actúan sobre ella.

Dicho estudio es un “proceso de diseño es tanto creativo como técnico y requiere un conocimiento fundamental de las propiedades de los materiales y de las leyes de la mecánica que rigen la respuesta de los materiales” (R. C. Hibbeler, 2012, p.3). El proceso de diseño puede plantearse de la siguiente manera:

- Definir el tipo de estructura: de acuerdo al diseño arquitectónico y las exigencias de según el tipo de edificación, se definirá el tipo y forma de los elementos estructurales, así como los materiales disponibles en la zona.
- La idealización de la estructura: para un cálculo con relativa sencillez y exactitud es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis, en este punto se establecerá la ubicación de los elementos estructurales.
- Definir las acciones sobre la estructura: las acciones serán definidas de acuerdo a lo que se establece en la norma boliviana.
- Definición y dimensionamiento de los elementos estructurales: será efectuado de acuerdo al siguiente proceso de cálculo:

### **2.3. Normas.**

#### **2.3.1. Para estructuras de hormigón.**

Con la intención de adecuarse a la nueva normativa bolivianas de hormigones para el diseño de las estructura y componentes de hormigón armado, la normativa aplicada será:

Norma NB 1225001:2012 – Hormigón estructural.

Norma NB 1225002:2013 – Acciones sobre las estructuras.

Norma NB 1225003:2014 – Acción del viento.

### 2.3.2. Para estructuras metálicas.

Para la realización del proyecto para los elementos de acero conformado, se optará por la aplicación AISI S100 2007.

## 2.4. Análisis de cargas.

la tarea más importante y difícil encarada por el proyectista de estructuras es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor combinación de éstas que pueda ocurrir en un momento dado.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación. En casos especiales puede ser preciso tener en cuenta acciones de otra clase.

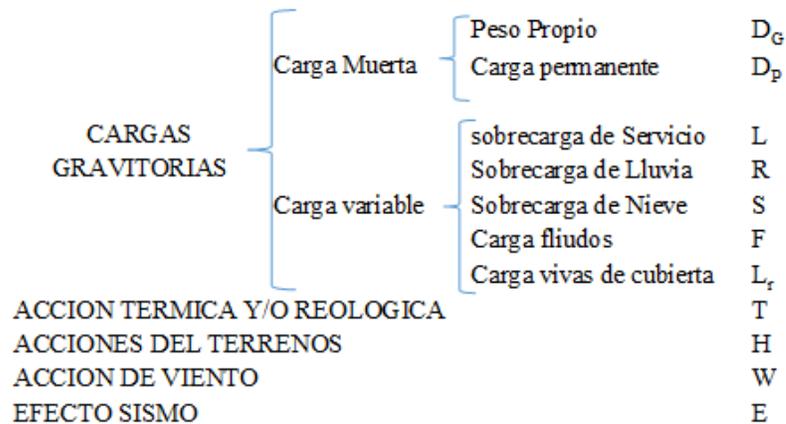


Figura 2.1. Tipos de cargas. (NB 1225002, p.3)

### 2.4.1. Cargas muertas.

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar. Incluyen el peso propio de la estructura en estudio, así como también cualesquiera elementos que están permanentemente unidos a ella. En un edificio con estructura de concreto reforzado, algunas de las cargas muertas son los marcos, muros, pisos, cielos rasos, escaleras, techos y plomería.

Para diseñar una estructura, es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes para considerarlas en el diseño. Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura. Los pesos obtenidos en el diseño deben compararse con los pesos estimados. Si se encuentran grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar usando pesos mejor estimados.

Pueden obtenerse estimaciones razonables de pesos estructurales comparando estructuras de tipo similar o consultando fórmulas y tablas contenidas en la mayoría de los manuales de ingeniería civil.

#### **1.4.1 Cargas vivas.**

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar de magnitud y posición. Éstas incluyen cargas de ocupantes, cargas de materiales en bodegas, cargas de materiales de construcción, cargas de grúas viajeras, cargas de equipo en operación y muchas otras. Por lo general, son cargas inducidas por la gravedad.

#### **2.4.1 Simultaneidad de las cargas.**

En el cálculo de una estructura se considerarán los casos de carga combinadas de acuerdo a lo prescrito en las normas de estructuras de hormigón estructural, metálicas, madera, etc. La resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones siguientes:

1.  $U = 1.4D$
2.  $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3.  $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4.  $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5.  $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6.  $U = 0.9D + 1.0W$
7.  $U = 0.9D + 1.0E$

## **2.5. Métodos de cálculo.**

### **1.4.1 Método para estructuras de hormigón armado.**

#### **2.5.1.1. Método Resistencia última.**

Actualmente existen dos métodos para el diseño de elementos de hormigón armado: el método clásico y el método de estados límites.

- **Método clásico.**

El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del hormigón armado. Parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos, al ser sometidos a las cargas de servicio, asume un comportamiento elástico en ambos materiales.

- **Método de los estados límites.**

Este método de cálculo estructural consiste en lograr que los esfuerzos y deformaciones de los elementos estructurales estén dentro de límites definidos como aceptables. se fundamenta en la probabilidad de determinar y analizar la carga que ocasiona en colapso de un elemento estructural. Este método considera el comportamiento inelástico del acero y del hormigón, por tanto, se estima mejor la resistencia de los elementos de una estructura para que cumpla con ciertas condiciones de seguridad, funcionalidad y durabilidad.

Una estructura que alcanza un estado limite, se la considera fuera de servicio, por lo que deja de realizar la función para el cual fue diseñada.

Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1. El diseño por estados limites permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema.
2. Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.

3. Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
4. El método de diseño por estados límites permite evaluar la ductilidad de la estructura.
5. Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga. (Harmsen T.E.,f.,p.3-4).

El diseño de una estructura contempla varias consideraciones, entre las cuales hay dos objetivos principales que deben siempre lograrse, la seguridad y la funcionalidad, por esto el método de los estados límites se clasifican en dos:

- Estados límites de servicio: La estructura debe cumplir con los requisitos de funcionalidad.
- Estados límites últimos: La estructura debe soportar las cargas en condiciones seguras.

### 2.5.1.2. Bases de cálculo.

El diseño completo de una estructura puede establecerse a través de los siguientes pasos:

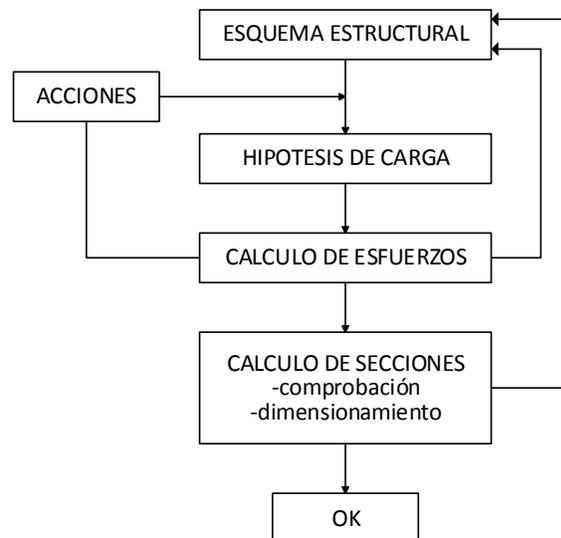


Figura 2.2. Proceso de cálculo de una estructura (Montoya J.M.,2001.,p.211).

- Determinación de la forma general. La forma general para una estructura se selecciona entre varias alternativas posibles. Lo primero que se debe tener en cuenta es el requisito de funcionalidad de una estructura. Deberán examinarse varias consideraciones secundarias, entre ellas los aspectos económicos, estéticos, legales y financieros.
- Investigación de las cargas. La información general de las cargas a poner sobre la estructura viene dada generalmente en las especificaciones y en las normas.
- Análisis de esfuerzos. Una vez definidas las cargas externas, deben hacerse un análisis de esfuerzos con el fin de determinar las fuerzas internas.
- Selección de los distintos elementos. La selección de los materiales y dimensiones de los elementos de una estructura se basa en los resultados del análisis de esfuerzos junto con las condiciones dadas por las especificaciones y normas.
- Dibujo detalles. El paso final es el dibujo y detalles que proporciona la información necesaria para la construcción. (Hsieh. H.Y., s.f., p.1-2).

#### Consideraciones generales para el cálculo:

Debido a la complejidad que presentan las propiedades de los elementos estructurales y para hacer posible la determinación de las tensiones y deformaciones de los cuerpos mediante cálculos numéricos es necesario realizar algunas simplificaciones e idealizaciones de sus características físicas.

a) Elasticidad. -Es la propiedad que tienen los cuerpos de recuperar su forma primitiva al ser descargados. Se admite, dentro de ciertos límites, que los cuerpos son perfectamente elásticos. Así mismo, admitiremos que los cuerpos son isotrópicos, y por ello, sus propiedades elásticas serán iguales en todas las direcciones.

b) Ley de Hooke. - Entre ciertos límites de alargamiento de la barra es proporcionalmente a la fuerza extensora. Si se somete una barra elástica a una fuerza de tracción  $P$  proporcionalidad entre tensiones y alargamientos, siempre que los alargamientos sean pequeños. (Pajon P.J.,s.f.,p.1-2).

### Proceso general de cálculo.

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados.

En consecuencia, el proceso de cálculo consiste en:

- 1° Obtención de efecto  $S_d$ , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- 2° Obtención de la respuesta  $R_d$  de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- 3° El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Dónde:

$S_d$  = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

$R_d$  = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

#### **2.4.1 Método para estructuras metálicas.**

##### **2.5.2.1. Método de LRFD.**

El diseño con factores de carga y resistencia se basan en los conceptos de estado límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estado límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La estructura no sólo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o de trabajo en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella.

#### **2.5.2.2. Bases de cálculo.**

Las especificaciones LRFD se concentra en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y le permitan al proyectista cierta libertad en el área de servicio. Esto no significa que el estado límite de servicio no sea significativo, sino que la consideración más importante (como en todas las especificaciones estructurales) es la seguridad y las propiedades de la gente. Por ello, la seguridad pública no se deja al juicio del proyectista.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio  $Q_u$  se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad  $\phi$  que son casi siempre mayores a 1.0 y se obtienen las “cargas factorizadas” usadas para el diseño de las estructuras. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal  $R_n$  del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia  $\phi$  que es normalmente menor que 1.0; con este factor, el proyectista intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. Además, esos factores se ajustaron un poco para lograr una mayor confiabilidad y uniformidad en el diseño.

La información precedente puede resumirse para un miembro en particular de la manera siguiente: (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga)  $\leq$  (factor de resistencia) (resistencia nominal)

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_i$$

## **2.6. Diseño Estructural.**

### **2.6.1. Cubiertas.**

Es el procedimiento mediante el cual se establecen los elementos que conforman la estructura en cuanto a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en la estructura. La selección de estos elementos se debe basar en su comportamiento adecuado en condiciones de servicio y su capacidad para resistir fuerzas que generen un estado de colapso en la estructura.

El principal objetivo del proceso de diseño aplicado a estructuras de techo es cumplir con lo expuesto en el párrafo anterior junto con la utilización óptima de los materiales y técnicas de construcción disponibles, según las razones expuestas a continuación:

- Un comportamiento adecuado en condiciones de servicio garantiza que los elementos estructurales no presenten inconvenientes o deficiencias en situaciones que, aunque no se ponga en juego la seguridad, afectan el correcto funcionamiento de toda la edificación; por ejemplo, en techos el desprendimiento de la cubierta por la succión debido al viento.
- La capacidad de los elementos para resistir cargas sin llegar al colapso garantiza que estos no presenten fallas graves bajo la acción de tales cargas, o que puedan disminuir su capacidad para resistir nuevas acciones, esto está relacionado con la seguridad de la estructura ante las sollicitaciones sobre ella durante su vida útil; por ejemplo, el pandeo en elementos sometidos a esfuerzos de compresión en armaduras de techos
- Se debe garantizar la utilización óptima de los elementos estructurales que se relacione con los procesos y técnicas más apropiadas para cada material estructural en el montaje de la estructura de techo y de esta manera lograr una reducción en los costos al establecer dimensiones que eviten lo más posible los desperdicios. A su vez el proceso del diseño aplicado a estructuras de techo debe cumplir con otros aspectos relacionados con la edificación completa como:
- Seguridad: asociado a la resistencia, rigidez, peso de los elementos y aspectos de funcionamiento.

- Economía: asociado con la optimización de los costos de construcción, selección adecuada de los elementos estructurales sin sobredimensionarlos, y con el uso moderado de acabados.
- Aspectos estéticos: asociado a todos aquellos factores relacionados con la mejora de la apariencia exterior e interior.

Por lo general, cuando se realiza una revisión de la estructura de techo y sus elementos, se hace en base a estos aspectos en orden prioritario para luego realizar cambios al diseño preliminar, lo cual se verá con detalle más adelante.

### Etapas del proceso de diseño.

El proceso de diseño estructural consiste en una serie de etapas las cuales se muestran a continuación:

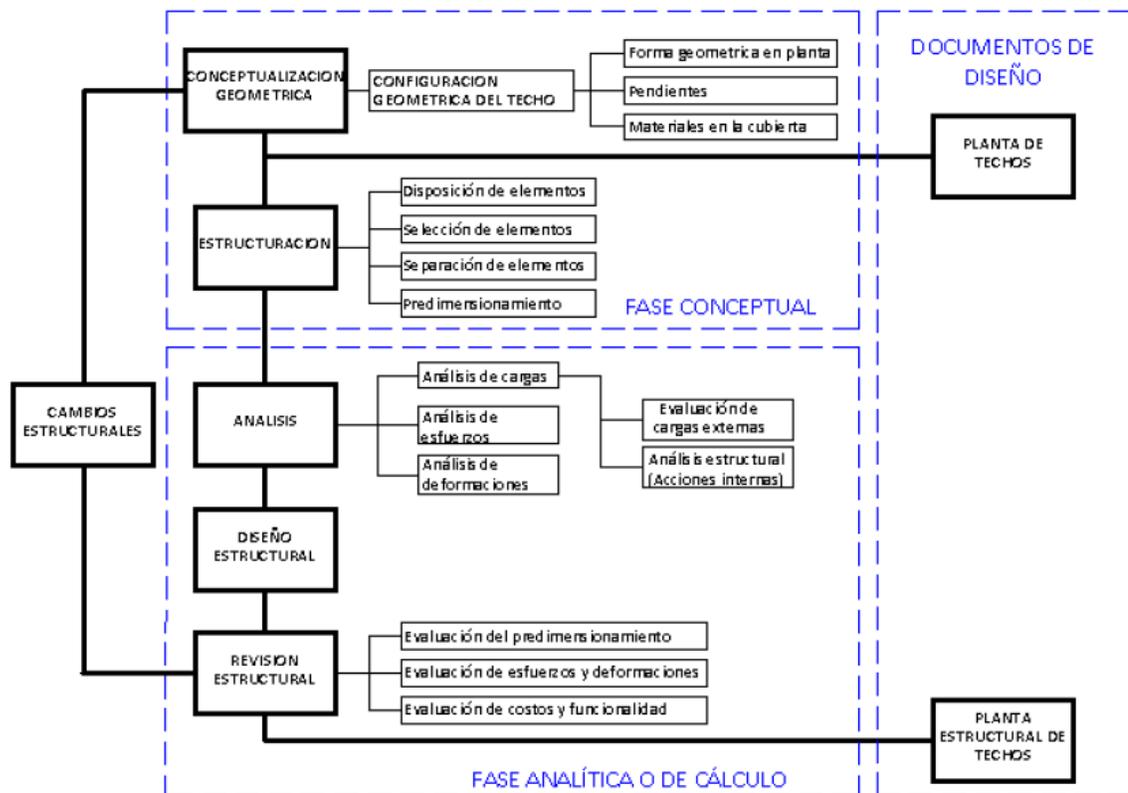


Figura 2.3. estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD (Cruz R.C. ,2012).

### **2.6.2. Losas reticulares.**

Las losas casetonadas son aquellas losas formados por un reticulado de vigas las cuales se vinculan por medio de losas. Es la que se realiza colocando en los intermedios de los nervios estructurales, los que es, ladrillos, polietileno con el fin de reducir el peso de la estructura y el acero en barras concentrados en puntos llamados nervios.

Estas losas son más eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen del concreto con respecto a una losa maciza. Podríamos decir que ante una carga nominal de vivienda u oficina las losas macizas son eficientes para luces pequeñas las aligeradas en una dirección son económicas en luces intermedias, de 3 a 6m y las aligeradas en dos direcciones resultan ser más económicas para luces grandes. La ventaja principal de este tipo de construcciones es además de lo ya mencionado, el ahorro de un importante volumen de materia (hormigón y acero) y por consiguiente una drástica reducción de peso muerto y su costo implícitamente, al mencionar estas ventajas se puede inferir la posibilidad de que existan un menor número de columnas por planta, lo cual se logran mayores superficies útiles y más libertad arquitectónica.

Las solicitaciones de diseño para las losas bidireccionales dependen de las cargas y las condiciones de apoyo. Existen tablas de diseño de losas para las cargas y las condiciones de apoyo (o de carencia de apoyo) más frecuentes (empotramiento o continuidad total; apoyo fijo con posibilidad de rotación; borde libre o voladizo), y en casos de geometrías y cargas excepcionales se pueden utilizar los métodos de las Diferencias Finitas o de los Elementos Finitos.

Existen tablas para el diseño de losas, desarrolladas por diferentes autores, que facilitan el análisis y el diseño de las losas de geometrías y estados de carga más comunes, basadas en la mayor parte de los casos en la Teoría de Placas.

Para el modelamiento de las losas macizas se ha utilizado el Método de los Elementos

Finitos basado en la Teoría de Placas, el mismo que se recomienda para analizar losas macizas de geometrías, estados de carga o condiciones de borde especiales, que no aparezcan en las tablas. Para modelar las losas nervadas se ha utilizado el Análisis Matricial de Estructuras tradicional, para estructuras conformadas por barras rectas espaciales bajo la hipótesis de que el efecto de flexión es dominante sobre las deformaciones de cortante y torsión.

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

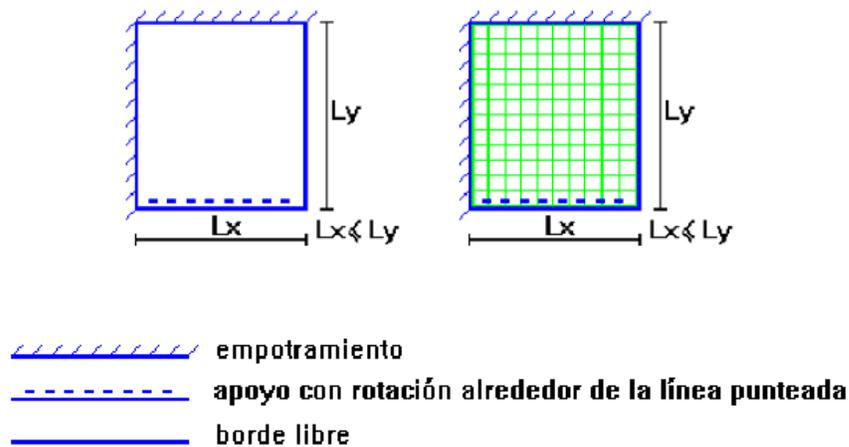


Figura 2.4. condición de apoyos de losa en dos sentidos (Romo P.M. ,2012).

**empotramiento:** se lo emplea para modelar la continuidad de la losa en el borde seleccionado, usualmente proporcionada por otra losa contigua de dimensiones comparables, proporcionada por un muro extremo integrado a la losa como los que se tienen en los subsuelos de las edificaciones, o proporcionada por una viga de borde de gran rigidez torsional (de gran sección y dimensiones transversales).

**Apoyo con rotación alrededor de un eje:** se utiliza para modelar la presencia de una viga de borde de dimensiones normales (de peralte mayor al de la losa, pero no una viga de gran peralte ni una viga de gran sección transversal) sin losa contigua, o para modelar la presencia de un muro no integrado a la losa (usualmente muros de otro material).

**Borde libre:** modela la inexistencia de una viga de borde de mayor peralte que la losa, la inexistencia de una losa contigua, o la inexistencia de un muro integrado a la losa.

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas.
- Relación entre espesor del ala y altura del nervio.
- Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- La luz de la viga ( $l$ ); y la distancia entre nervios ( $a$ ).

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menos valor de  $b$  entre:

$$b \leq \frac{luz}{4} \qquad b \leq b_w + 16h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

Siendo ( $a$ ) la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados.

Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de  $b$  entre:

$$b \leq \frac{luz}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

Siendo  $a$  la distancia libre hasta la viga más cercana.

### 2.6.3. Vigas.

El método de diseño de la actualidad se llamó durante varias décadas diseño por resistencia última; pero como se mencionó, el código ahora usa el término diseño por resistencia. La resistencia de un miembro específico de concreto reforzado es un valor dado por el código y no es necesariamente la verdadera resistencia última del miembro. Por consiguiente, se usa el término más general diseño por resistencia, ya sea referido a la resistencia de vigas, a la resistencia de columnas, a la resistencia al cortante u otras.

- **Principios de cálculo.**

Las pruebas de vigas de concreto reforzado conforman que las deformaciones unitarias varían en proporción a las distancias del eje neutro, aun en los lados de tensión y aun en la cercanía de cargas últimas.

Los esfuerzos de compresión varían aproximadamente en forma lineal hasta que el esfuerzo máximo es igual a aproximadamente  $0.50 f'_c$ . Sin embargo, éste no es el caso cuando los esfuerzos son mayores.

Cuando se alcanza la carga última, las variaciones de las deformaciones unitarias y de los esfuerzos son aproximadamente como se muestra en la figura.

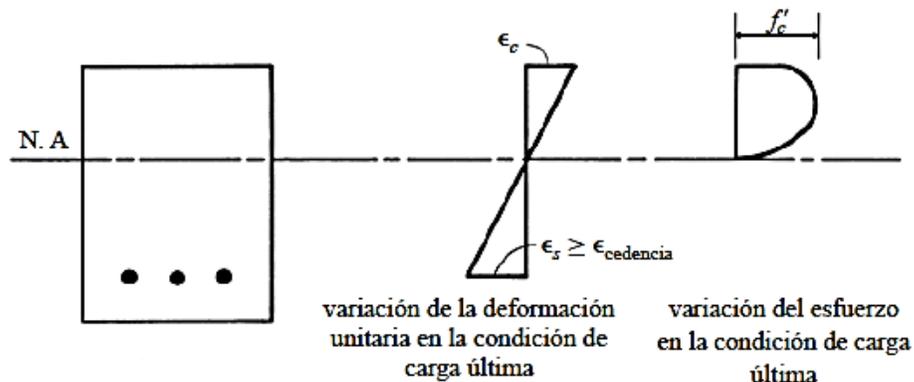


Figura 2.5. Carga ultima. (Mc Corman)

Los esfuerzos de compresión varían desde cero en el eje neutro hasta un valor máximo en la fibra extrema o cerca de ella. La variación real del esfuerzo y la posición real del eje neutro varían de viga en viga dependiendo de variables tales como la magnitud y el historial de las cargas pasadas, de la contracción y el revenimiento del concreto, del tamaño y la separación de las grietas de tensión, de la rapidez de carga, etc.

Si la forma del diagrama de esfuerzos fuera la misma para todas las vigas, no sería difícil deducir un solo conjunto de fórmulas para el comportamiento a flexión. Sin embargo, debido a estas variaciones de los esfuerzos, es necesario sustentar el diseño de resistencia en una combinación de teoría y resultados experimentales.

Aunque la distribución real de esfuerzos dada en la figura 2.7.b puede parecer importante, en la práctica cualquier forma supuesta (rectangular, parabólica, trapezoidal, etc.) se puede usar si las ecuaciones resultantes se comparan favorablemente con los resultados experimentales. Los perfiles más comunes propuestos son el rectángulo, la parábola y el trapecio, con el perfil rectangular usado en este texto como se muestra en la figura 2.7.c siendo el más común.

Si se supone que el concreto se aplasta bajo una deformación unitaria de aproximadamente 0.003 (valor un tanto conservador para la mayoría de los concretos) y que el acero cede bajo  $f_y$ , es posible obtener fórmulas de flexión para vigas, sin conocer la distribución exacta de los esfuerzos. Sin embargo, es necesario conocer el valor de la compresión total y su centroide. Whitney<sup>1</sup> reemplazó el bloque curvo de esfuerzos por un bloque rectangular equivalente de intensidad  $0.85 f'_c$  y altura  $a = \beta_1 c$ , como se muestra en la figura 2.7.c). El área de este bloque rectangular debe ser igual a la del bloque curvo de esfuerzos y los centroides de los dos bloques deben coincidir. Existen suficientes resultados de pruebas en vigas de concreto como para poder obtener la altura del bloque de esfuerzo rectangular equivalente. Por medio de los valores  $b_1$  dados en el código (10.2.7.3) se puede obtener este resultado. Para  $f'_c$  entre 18 MPa y 30 MPa, el factor  $\beta_1$  se debe tomar como 0,85. Para resistencias superiores a 30 MPa,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,008 por cada MPa de aumento sobre 30MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0,65.

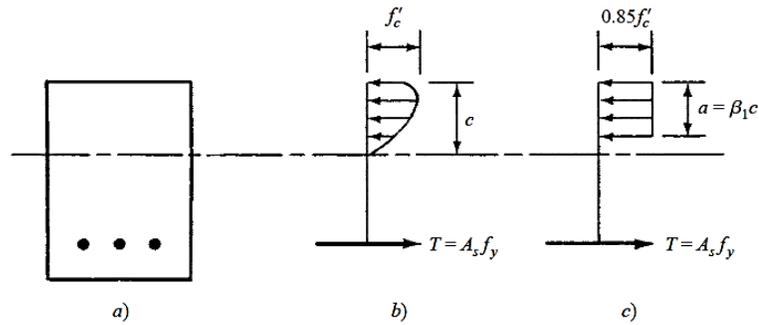


Figura 2.6. alguna forma posible de distribución de esfuerzos. (Mc Corman)

$$\begin{array}{l}
 \text{para } f'_c \leq 30 \text{ MPa:} \\
 \text{para } f'_c > 30 \text{ MPa:}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 \beta_1 = 0,85 \\
 \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 30 \text{ MPa})}{7} \\ \beta_1 \geq 0,65 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Con base en estas hipótesis relativas al bloque de esfuerzos, se pueden escribir fácilmente las ecuaciones de estática para la suma de las fuerzas horizontales y para el momento resistente producido por el par interno. De estas ecuaciones pueden despejarse separadamente los valores de  $a$  y del momento  $M_n$ . Aquí debemos hacer una aclaración referente al término  $M_n$ , porque de otra manera puede ser confuso.  $M_n$  se define como el momento resistente teórico o nominal de una sección. La resistencia útil de un miembro es igual a su resistencia teórica multiplicada por el factor de reducción de resistencia, o sea,  $\phi M_n$ . La resistencia utilizable por flexión de un miembro,  $\phi M_n$ , al menos debe ser igual al momento factorizado calculado,  $M_u$ , causado por las cargas factorizadas

$$M_u \leq \phi M_n$$

Para la deducción de las expresiones de la viga, véase la figura 2.8. Igualando las fuerzas horizontales  $C$  y  $T$  y despejando  $a$ , se obtiene,

$$\begin{aligned}
 0.85f'_c ab &= A_s f_y \\
 a &= \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85f'_c}, \quad \text{donde } \rho = \frac{A_s}{bd} = \text{porcentaje de acero de tensión}
 \end{aligned}$$

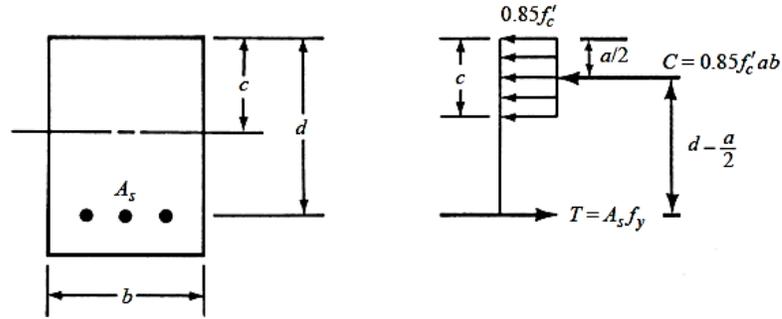


Figura 2.7. bloque de esfuerzo. (Mc Corman)

Como el acero de refuerzo está limitado a una cantidad tal que lo haga ceder antes de que el concreto alcance su resistencia última, el valor del momento nominal  $M_n$  puede escribirse como:

$$M_n = T \left( d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

y la resistencia útil a flexión es:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

#### 2.6.4. Columnas.

Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres siguientes categorías:

Pedestales o bloques cortos a compresión. Si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal. La norma NB1225001 (2.2 y 10.14) establece que un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a  $0.85f'_c$ , donde  $f$  es 0.65. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que  $0.85 f'_c A_g$  será necesario ya sea incrementar el área de la sección transversal del pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado. Columnas cortas de concreto reforzado. Si una columna de concreto reforzado, falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está construida. Consideramos que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado. A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta.

En la práctica no existen las columnas cargadas en forma axial perfecta, pero un análisis de tales miembros proporciona un punto de partida excelente para explicar la teoría del diseño de columnas reales con cargas excéntricas. Varias ideas básicas pueden explicarse para las columnas con carga axial pura y las resistencias obtenidas señalan límites teóricos superiores que pueden verificarse claramente con pruebas reales.

Por estas razones, sólo consideraremos aquí la resistencia última de las columnas. En la falla, la última resistencia teórica o resistencia nominal de una columna corta cargada axialmente puede determinarse con bastante precisión mediante la expresión siguiente, en la que  $A_g$  es el área total del concreto y  $A_{st}$  es el área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal, incluyendo varillas y perfiles de acero:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

#### **2.6.5. Fundaciones.**

Las zapatas de una sola columna generalmente proveen la solución más económica para la cimentación de columnas. Tales zapatas son comúnmente cuadradas en planta, pero también pueden ser rectangulares, circulares u octagonales. Las zapatas rectangulares se usan cuando el espacio disponible o las secciones transversales de las columnas son marcadamente rectangulares. La mayoría de las zapatas constan de losas de espesor constante, como las mostradas en la figura 2.9.(a), pero si los espesores calculados son mayores de 3 o 4 pies, puede ser más económico usar zapatas escalonadas, como se ilustra en la figura 2.9.(b).

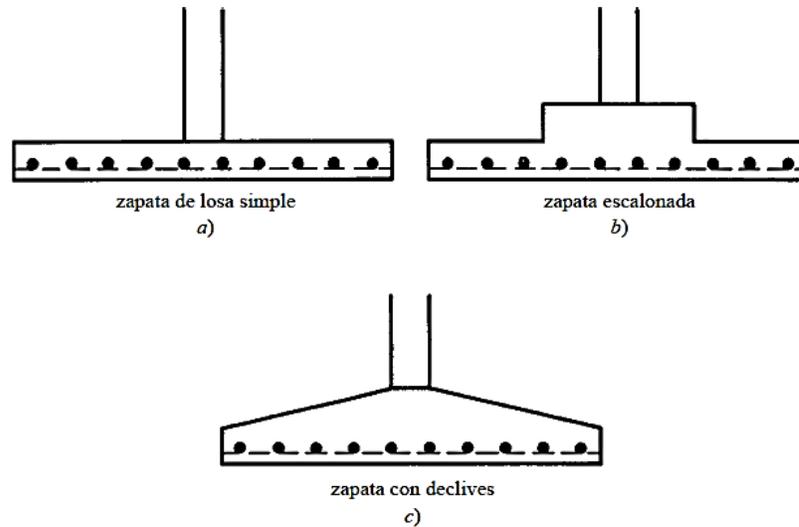


Figura 2.8. forma de zapatas aisladas. (Mc Corman)

Las fuerzas cortantes y los momentos en una zapata son obviamente mayores cerca de la columna, con el resultado de que se requiere un mayor espesor en esa zona en comparación con las partes exteriores de la zapata. Para zapatas muy grandes, como las de estribos de puentes, las zapatas escalonadas pueden proporcionar ahorros considerables en la cantidad de concreto.

- **Fuerzas cortantes**

Deben considerarse dos condiciones debidas al esfuerzo cortante en las zapatas para columnas, independientemente de su forma. La primera es debida al cortante en un sentido o cortante de viga, el cual es el mismo que se considera para las zapatas de muros en la sección anterior. En el siguiente análisis, nos referiremos a la zapata de la figura 2.10. La fuerza cortante total ( $V_{u1}$ ) que se toma a lo largo de la sección 1-1, es igual a la presión neta del suelo  $q_u$  multiplicada por el área sombreada hacia afuera de la misma sección. En la expresión que sigue,  $b_w$  es el ancho total de la zapata. El valor máximo de  $V_{u1}$ , si no se usan estribos, es igual a  $\phi V_c$ , y el espesor máximo requerido es como sigue:

$$d = \frac{V_{u1}}{\phi 2 \sqrt{f'_c} b_w}$$

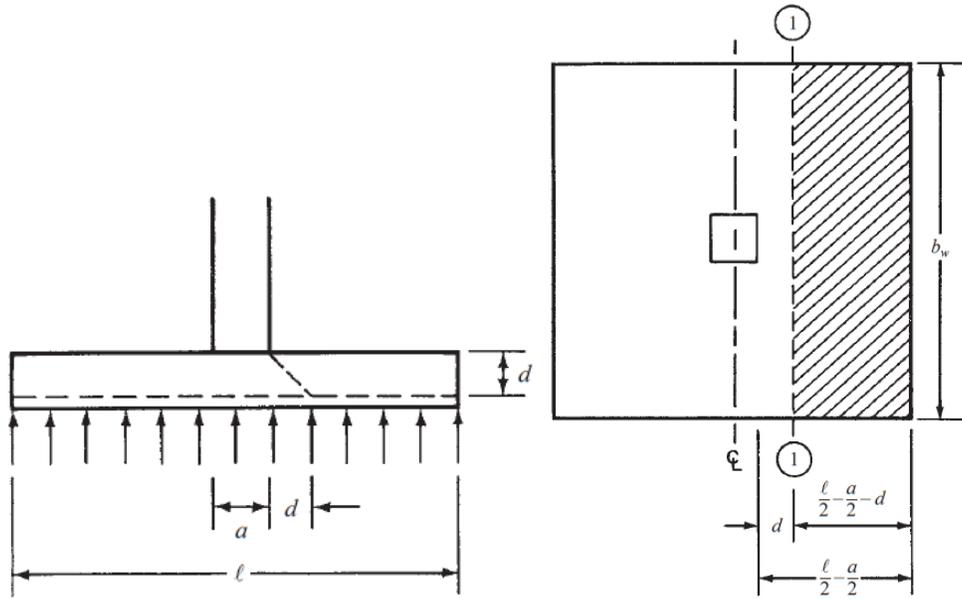


Figura 2.9. cortante en un sentido o cortante de viga. (Mc Corman)

La segunda condición de esfuerzo al corte es la del cortante en dos sentidos o por penetración, véase la figura 2.11. La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de losa, que tiene la forma de una pirámide truncada. La norma NB 1225001 (11.11.1.2) establece que la sección crítica para el cortante en dos sentidos se localiza a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna.

La fuerza cortante  $V_{u2}$  consiste en toda la presión neta hacia arriba que sobre el área sombreada mostrada, es decir, sobre el área fuera de la porción que tiende a ser penetrada. En las expresiones que siguen,  $b_o$  es el perímetro alrededor del área penetrada, igual a  $4(a + d)$  en la figura 2.11.

La resistencia nominal al cortante en dos sentidos  $V_c$  del concreto, se especifica como el menor de los valores obtenidos al sustituir en las ecuaciones aplicables que siguen.

La primera expresión es la resistencia al cortante usual por penetración

$$V_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$$

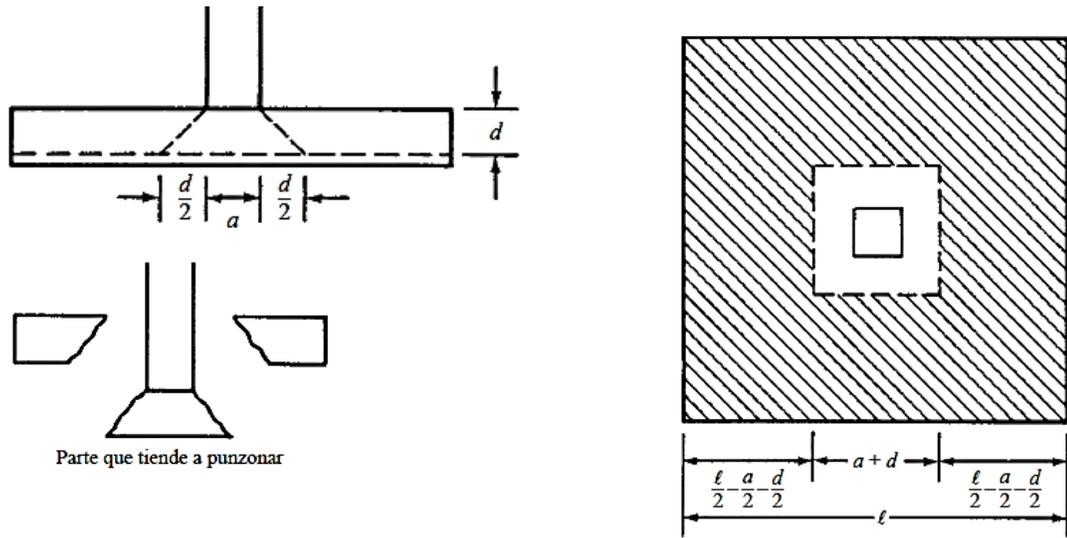


Figura 2.10. cortante en dos sentidos. (Mc Corman)

El esfuerzo cortante en una zapata aumenta conforme decrece la proporción  $b_o/d$ . Para tomar esto en cuenta la norma desarrolló la ecuación 11-34. La ecuación incluye un término  $\alpha_s$  que se usa para tomar en cuenta las variaciones en la proporción. Al aplicar la ecuación,  $\alpha_s$  se toma igual a 40 para columnas interiores (donde el perímetro es de cuatro lados), igual a 30 para columnas de borde (donde el perímetro es de tres lados), e igual a 20 para columnas de esquina (donde el perímetro es de dos lados).

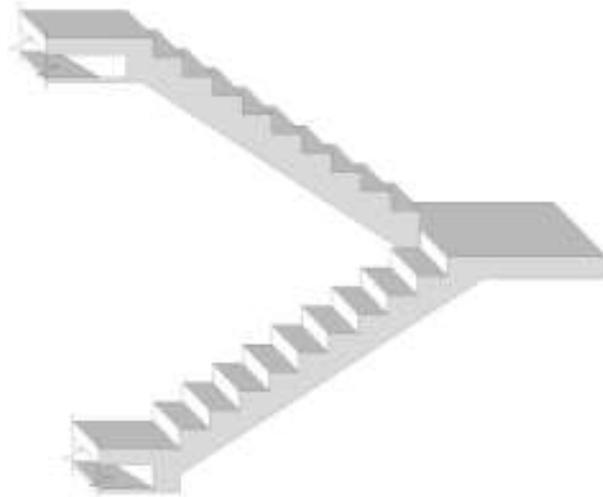
$$V_c = \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

## 2.7. Escaleras Auto-portantes.

Para realizar este tipo de escaleras se considera como un pórtico con un momento en el descanso intermedio transferido entre las ramas por una torsión desarrollada a través del descanso.

El método de análisis usado depende de la condición de soporte del descanso superior. Si la relación horizontal puede ser desarrollada, la clásica distribución de momentos puede ser usada considerando la escalera sin traslación.

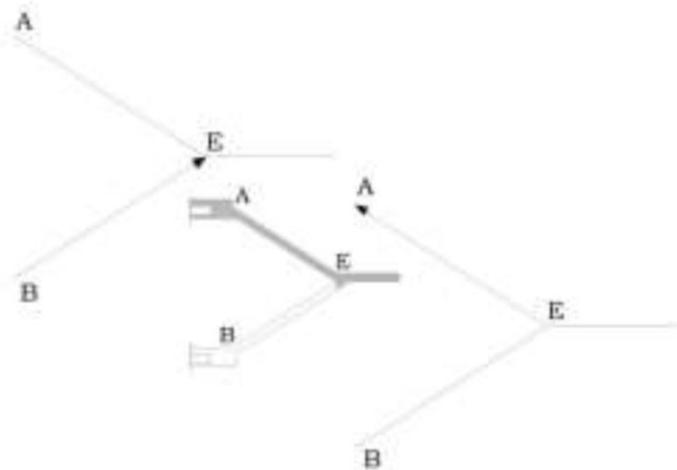
Desde el punto de vista estructural la denominada escalera autoportante, llamada así porque el descanso está en voladizo. La figura 2.11. muestra esquemáticamente la escalera.



*Figura 2.11.* Análisis y diseño de escaleras autoportantes.  
(I.Jorge Segura Franco )

### **2.7.1. Método de cálculo.**

Dentro de las varias posibilidades de análisis, podemos suponer que eliminamos el tramo inferior quedando el esquema estructural siguiente:



*Figura 2.12.* Análisis y diseño de escaleras autoportantes.  
(I.Jorge Segura Franco )

Para el esquema que aparece en la figura 2.12 el problema debería resolverse por la viga A mediante un momento torsional. La existencia del tramo B-E sostiene el tramo AE en el punto E y a su vez el tramo AE actúa como un tensor para soportar los tramos BE.

Por lo tanto, los tramos inclinados pueden considerarse simplemente apoyados en un apoyo común constituido por el nudo E.

Análisis Estructural:

Considerando P como la reacción de cada tramo en voladizo (descansos) en E, la fuerza vertical total es 2P que se descompone en una fuerza de compresión “C” y una fuerza de tracción “T”

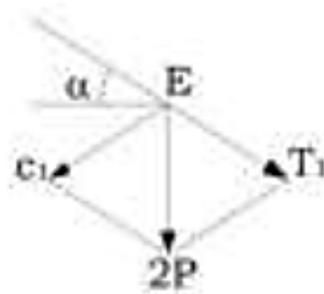


Figura 2.13. Análisis y diseño de escaleras autoportantes. (I.Jorge Segura Franco).

$$C_1 = T_1 = \frac{P}{\text{sen}\alpha}$$

Por otra parte, el voladizo de descanso se apoya en E y allí también se tiene el momento del voladizo correspondiente. Para cada tramo, con M/2, se introducen dos nuevas fuerzas:

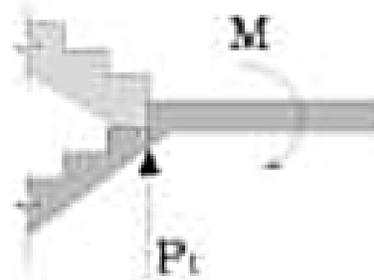
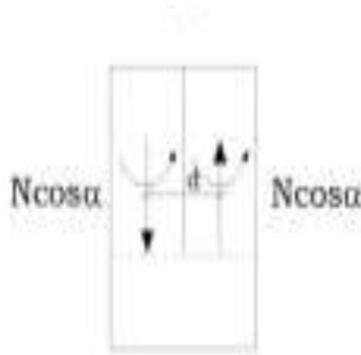


Figura 2.14. Análisis y diseño de escaleras autoportantes. (I.Jorge Segura Franco).

$$C_2 = T_2 = \frac{P_1}{2\text{sen}\alpha}$$

Por lo tanto, cada tramo puede considerarse con un cierto grado de empotramiento en A y B y una articulación en E y la fuerza normal en cada tramo.



*Figura 2.15.* Análisis y diseño de escaleras autoportantes.  
(I.Jorge Segura Franco).

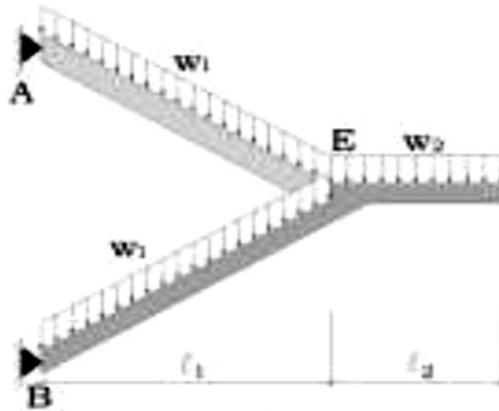
$$N = \frac{1}{\text{sen}\alpha} \left( P + \frac{P_1}{2} \right)$$

La carga de cada tramo  $N \cdot \cos \alpha$  introduce un momento de torsión de  $N \cdot \cos \alpha \cdot d$ , como aparece en la figura 2.15, siendo  $N \cdot \cos \alpha \cdot d/2$ .

### 2.7.2. Simplificaciones.

Para realizar este tipo de escaleras se considera como un pórtico con un momento en el descanso intermedio transferido entre las ramas por una torsión desarrollada a través del descanso.

El método de análisis usado depende de la condición de soporte del descanso superior. Si la relación horizontal puede ser desarrollada, la clásica distribución de momentos puede ser usada considerando la escalera sin traslación.



*Figura 2.16.* Análisis y diseño de escaleras autoportantes. (I.Jorge Segura Franco).

### 2.7.3. Diseño.

Las rampas se la puede diseñar como una viga a flexión, para el cálculo de la escalera autoportante se puede suponer la escalera como un pórtico con un momento en el descanso intermedio transferido entre las ramas por una torsión desarrollada a través del descanso.

Para el diseño de la escalera autoportante, en los tramos se puede realizar como si fuera una viga sometida a esfuerzos de flexión y compresión, el descanso de la escalera a se lo considera como un apoyo articulado, esto para alivianar los esfuerzos de torsión, se coloca una viga plana que conecta los tramos y el descanso, permitiendo una mayor rigidez de la escalera.

La viga plana en el voladizo llega a absorber la mayor cantidad de esfuerzo de torsión.

## 2.8. Estrategias para la ejecución de la obra.

### 2.8.1. Especificaciones técnicas.

Son las especificaciones que definen la calidad de la obra que se desea ejecutar, en términos de calidad y cantidad de los trabajos en general.

En el caso de la realización de estudio o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos, ya que sirven para

definir la calidad del producto, la cual no se puede apreciar de manera visual en los planos, de modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir y que vaya acompañado con los requerimientos evitando así interpretaciones equivocadas.

Su objetivo radica en que en determinado momento ayuda a aclarar un proceso de diseño y/o constructivo.

### **2.8.2. Cuantificación de obra.**

- **Cálculos métricos**

Los cálculos métricos son un estudio minucioso de medición de longitudes, áreas y volúmenes de todos los elementos de una obra. Requieren el manejo de fórmulas geométricas para determinar qué cantidad de materiales y qué cantidad de mano de obra son necesarios para realizar la obra.

El cálculo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático.

Actualmente existen softwares como el Revit, el cual tiene una gran capacidad para realizar cálculos métricos con muy buena precisión, los cuales facilitan y optimizan los resultados de los metrados.

En el caso de aplicar el software Revit para los metrados, se debe tener en cuenta que el modelado de la estructura esté representado en su totalidad y así evitar errores en omisiones de elementos y perder la exactitud a la que se puede llegar aplicando este programa.

- **Precios unitarios**

Precio unitario es el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse por unidad de concepto terminado y ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad, la integración de este requiere del conocimiento técnico de la obra y del marco normativo vigente.

Esto ayuda para obtener un soporte práctico y podrá evaluar el rendimiento de la fuerza de trabajo y del equipo que intervienen en cada concepto, así como el costo de los insumos de acuerdo a cada región económica.

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos). La enumeración de los costos y cargos mencionados para el análisis, cálculo e integración de estos, tiene por objeto cubrir en la forma más amplia posible los recursos necesarios para realizar cada concepto de trabajo.

Los parámetros de cálculo de los precios unitarios están dados de acuerdo a los criterios de las normas básicas de SABS.

- **Presupuesto general de la obra**

Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

## **CAPITULO III – INGENIERÍA DE PROYECTO.**

### **3.1. Estudios técnicos.**

#### **3.1.1. Topografía.**

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la H.A.M. de Caraparí. El terreno cuenta con una superficie útil de 4.564 m<sup>2</sup>, topográficamente el área de emplazamiento cuenta con una superficie relativamente plana. Ver plano de levantamiento en anexo A.

#### **3.1.2. Suelos.**

El estudio de suelos fue realizado por cuenta propia con el apoyo del laboratorio de suelos de la UAJMS. El ensayo se realizó fue de capacidad portante S.P.T. en tres pozos, ubicadas en lugares estratégicos y con profundidad de 1,50m obteniendo una capacidad portante de 0.098MPa.

También se realizó ensayos de caracterización de suelos, dado como resultado un suelo tipo: A-4 (7). Los resultados de dichos ensayos se encuentran en el anexo B.

#### **3.1.3. Arquitectura.**

Se deberá tomar en cuenta los tres módulos que componen la unidad educativa “Lidia Galarza” en la comunidad de Saladillo:

Módulo 1 y módulo 2: Estos módulos constan de 12 aulas grandes de aproximadamente 95 m<sup>2</sup> cada una, 6 aulas en la planta baja y 6 en la primera planta, un área administrativa para secretaria, dirección y sala de profesores que estará situado en la planta baja, 4 baterías de baños, 2 baños ubicados en la planta baja y los otros 2 baños en la primera planta, también consta de un pasillo en forma de L sostenidas por columnas circulares a su alrededor.

El primer módulo abarca un área 320 m<sup>2</sup> y el segundo módulo abarca un are de 346 m<sup>2</sup>.

Módulo 3: Este módulo consta de una cancha poli funcional con graderías aun costado y de un tinglado de perfleria metálica.

Los planos del diseño arquitectónico se encuentran en los anexos G.

### 3.2. Planteamiento estructural.

#### 3.2.1. De cubiertas.

Se plantea como solución una cubierta de calamina sobre cercha de acero, compuesta de perfil de acero conformado tipo canaleta. Esta solución se aplica a los todos los bloques.

El acero que se empleara es:

Acero ASTM A36

Módulo de elasticidad longitudinal  $E = 200\text{GPa}$

Coefficiente de Poissón en periodo elástico  $\mu = 0.3$

Límite de rotura mínimo  $f_u = 400\text{ MPa}$

Límite de fluencia mínimo  $f_y = 250\text{ MPa}$

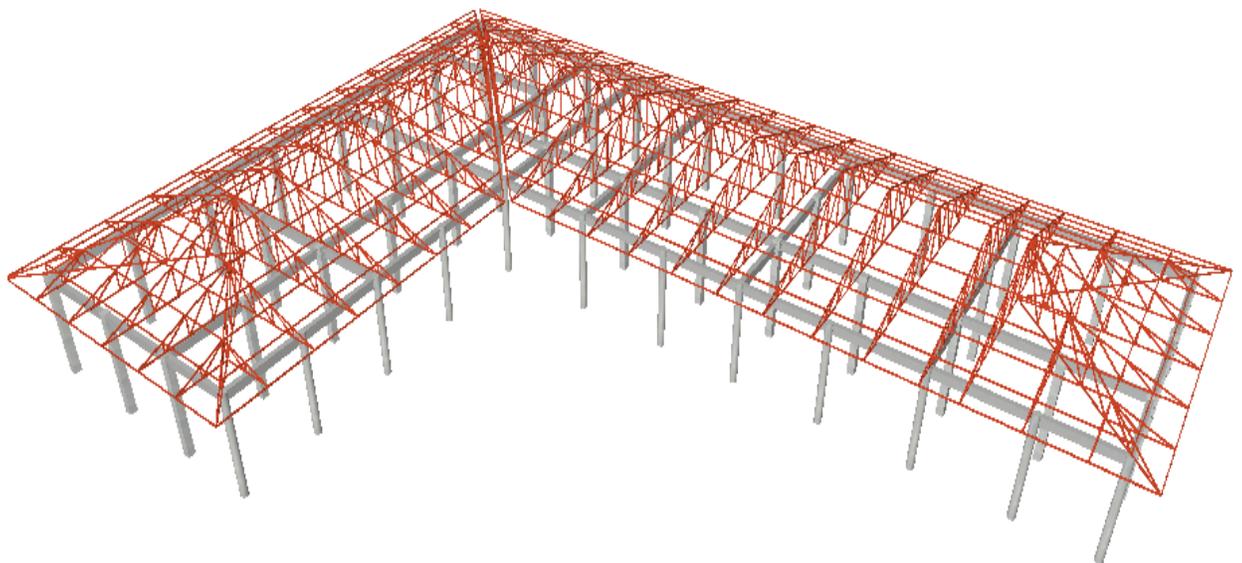


Figura 3.1: modelo de diseño de cubierta del módulo 1 de la unidad educativa. (fuente: elaboración propia)

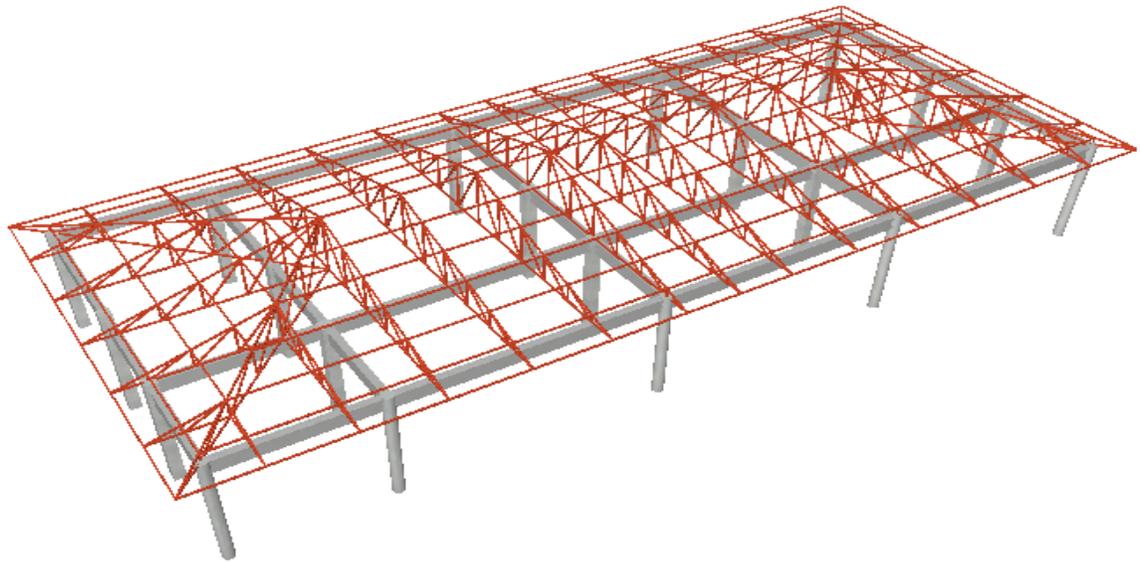


Figura 3.2: modelo de diseño cubierta del módulo 2 de la unidad educativa. (fuente: elaboración propia)

### **3.2.2. De la edificación.**

Fundaciones: Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación a 1.50m.

Columnas: Compuesta por secciones rectangulares y circulares.

Vigas y sobrecimientos: Compuestas de secciones rectangulares.

Entrepisos: Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losa reticular.

Los materiales que se usaran:

Hormigón

Resistencia Característica (a los 28 días)  $f'c = 25 \text{ MPa}$

Acero

Límite de fluencia  $f_y = 400 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad  $E_s = 200 \text{ GPa}$

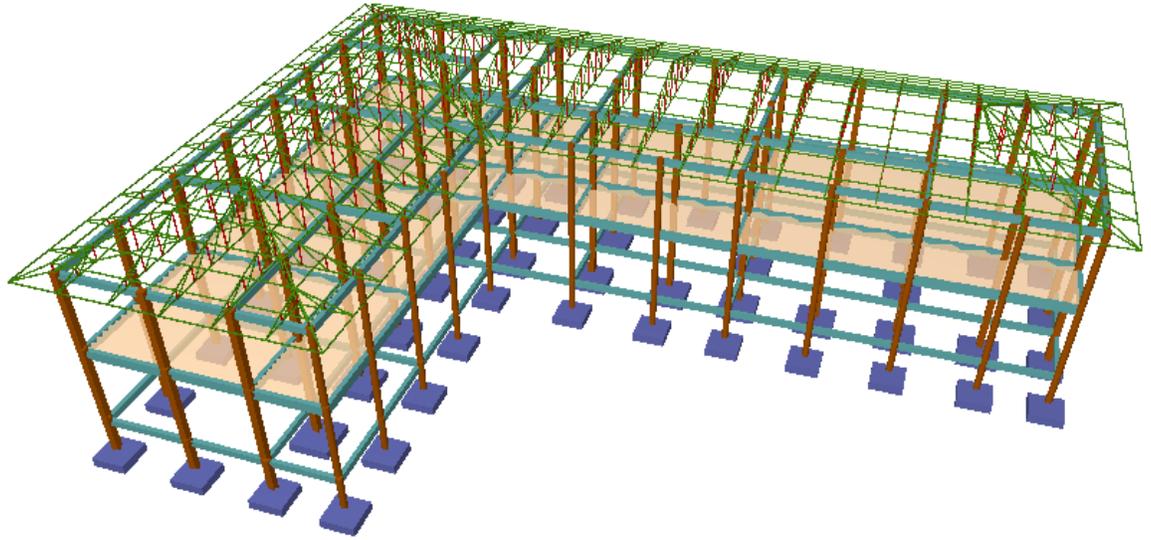


Figura 3.3: modelo de diseño del módulo 1, 2 y 3 de la unidad educativa. (fuente: elaboración propia)

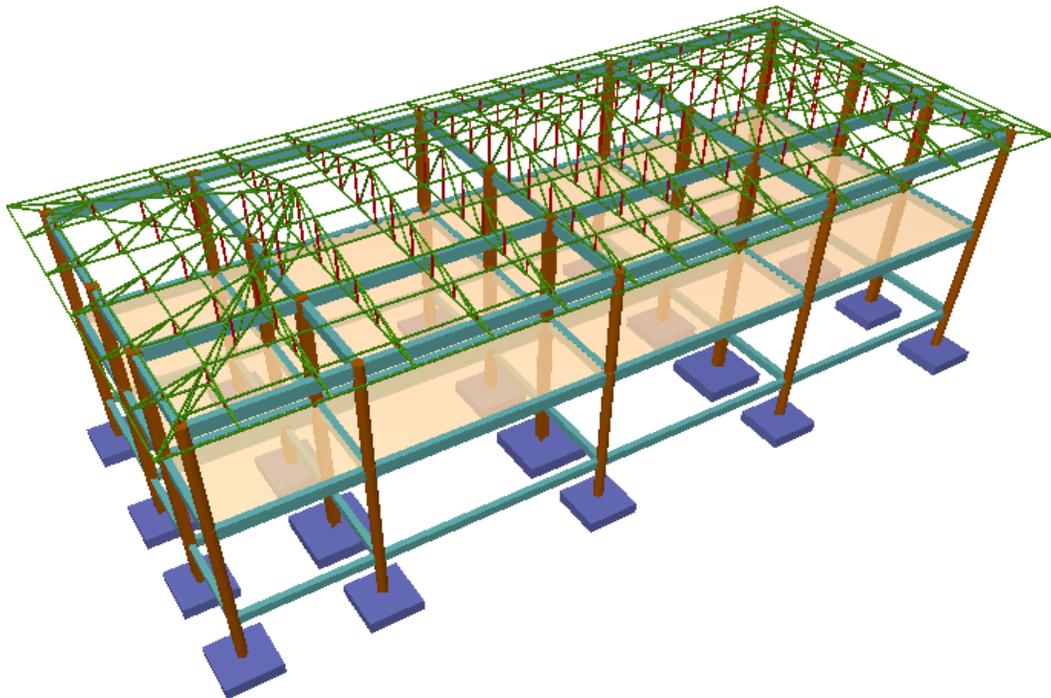


Figura 3.3: modelo de diseño del módulo 1, 2 y 3 de la unidad educativa. (fuente: elaboración propia)

### 3.3. Determinación de cargas.

#### A) CARGAS EN CUBIERTA.

##### Carga permanente ( $D_p$ )

##### Calamina N° 28

Peso calamina: 2.45 kg/m

Ancho efectivo: 0.80 m

Carga permanente:  $D_p = 0.04 \text{ kN/m}^2$

##### Cielo falso.

Carga permanente:  $D_p = 0.2 \text{ kN/m}^2$  (tabla 3.5 - NB1225002)

##### Carga viva de cubierta ( $L_r$ )

$$L_r = 0,96 R_1 R_2 \quad (\text{Ecuación 4.2 NB 1225002})$$

Área tributaria:  $A_t = 332.1 \text{ m}^2$

$R_1 = 1$  para  $A_t \leq 19,0 \text{ m}^2$

$R_1 = 1,2 - 0,01076 A_t$  para  $19,0 \text{ m}^2 < A_t < 56,0 \text{ m}^2$

$R_1 = 0,6$  para  $A_t \geq 56,0 \text{ m}^2$

$$R_1 = 0.60$$

Pendiente de la cubierta:  $i = 5.29 \%$

$R_2 = 1$  para  $F \leq 4,0$

$R_2 = 1,2 - 0,05 F$  para  $4,0 < F < 12,0$

$R_2 = 0,6$  para  $F \geq 12,0$

$$F = 0,12 i$$

$$F = 0.63$$

$$R_2 = 1.00$$

$$L_r = 0.58 \text{ kN/m}^2$$

### Carga de viento (W)

Carga dinámica por acción de viento - procedimiento analítico.

$$q_h = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$$

Tipo de estructura:	Cubierta inclinada
Categoría de estructura:	III - Unidad Educativa
Categoría de exposición:	C - Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas
Altura sobre nivel de terreno:	$z = 7.00$ m
Altura media de techo:	$h = 7.50$ m
Velocidad básica de viento:	$V = 24.00$ m/s
Factor de direccionalidad:	$K_d = 0.85$
Factor de importancia:	$I = 1.15$
Coefficiente de exposición:	$K_h = 0.94$
Factor topográfico:	$K_{zt} = 1.00$

$$a_{hi} = 324.43 \text{ N/m}^2$$

Presión de diseño para edificio de baja altura  $h \leq 20,0$  m.

$$p = q_h \left( (GC_{pf}) - (GC_{pi}) \right)$$

Carga de Viento a Barlovento.

Coefficiente de presión externa:  $GC_{pf} = 0.27$  (Caso A)

Coefficiente de presión externa:  $GC_{pf} = -1.07$  (Caso B)

Coefficiente de presión interna:  $GC_{pi} = 0.18$

$$p = 29.20 \text{ N/m}^2 \quad \mathbf{0.03 \text{ kN/m}^2} \text{ (Caso A)}$$

$$p = -405.54 \text{ N/m}^2 \quad \mathbf{-0.41 \text{ kN/m}^2} \text{ (Caso B)}$$

Carga mínima de viento.

$$W_{min} = \mathbf{0.50 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Carga de viento adoptado: } W = \mathbf{0.50 \text{ kN/m}^2}$$

Carga de Viento a Sotavento.

Coefficiente de presión externa:  $GC_{pf} = -0.53$  (Caso A)

(Tabla 7.2.2.1., NB1225003)

Coefficiente de presión externa:  $GC_{pf} = -0.53$  (Caso B)

Coeficiente de presión interna:  $GC_{pi} = 0.18$

$$p = -230.35 \text{ N/m}^2 \quad \mathbf{-0.23 \text{ kN/m}^2} \text{ (Caso A)}$$

$$p = -230.35 \text{ N/m}^2 \quad \mathbf{-0.23 \text{ kN/m}^2} \text{ (Caso B)}$$

Carga mínima de viento.

$$W_{\min} = \mathbf{0.50 \text{ kN/m}^2}$$

Carga de viento adoptado:  $W = \mathbf{0.50 \text{ kN/m}^2}$

## B) CARGAS EN ESTRUCTURA.

### Carga permanente ( $D_p$ )

#### - Mortero

Peso específico:  $21 \text{ kN/m}^3$

Espesor:  $0.03 \text{ m}$

Peso:  $0.63 \text{ kN/m}^2$

#### - Ligante

Peso específico:  $17 \text{ kN/m}^3$

Espesor:  $0.005 \text{ m}$

Peso:  $0.085 \text{ kN/m}^2$

#### - Cerámico

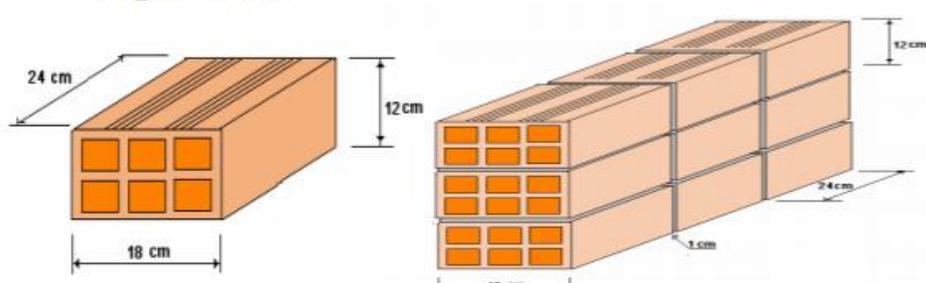
Peso específico:  $18 \text{ kN/m}^3$

Espesor:  $0.008 \text{ m}$

Peso:  $0.144 \text{ kN/m}^2$

Peso Total:  $\mathbf{0.86 \text{ kN/m}^2}$

#### - Carga de muro



$$\begin{aligned}
 N^{\circ} \text{ LADRILLO} &= 32 \text{ pza/m}^2 \\
 PP_{\text{LADRILLO}} &= 3.5 \text{ kg/m}^3 \\
 \gamma_{\text{mortero}} &= 21 \text{ kN/m}^3 \\
 \gamma_{\text{yeso}} &= 12.5 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{LADRILLO}} &= 0.17 \text{ m}^3/\text{m}^2 \\
 V_{\text{muro}} &= 0.20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \\
 V_{\text{mort}} &= 0.03 \text{ m}^3/\text{m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{LADRILLO}} &= 1.10 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{\text{mort}} &= 0.63 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{\text{revest.exterior}} &= 0.21 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{\text{revest.interior}} &= 0.13 \text{ kN/m}^2 \\
 \hline
 \mathbf{P} &= \mathbf{2.06 \text{ kN/m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{altura de muro:} & 3.10 \text{ m} \\
 \mathbf{q} &= \mathbf{6.40 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

#### - Carga de baranda

	L	ø	P (kg/m)	q
Balaustre:	0.96	3.00	4.51	4.33
Barandal:	6.86	2.00	2.39	16.40
Pasamanos:	1.00	3.00	4.51	4.51
			total:	25.24 kg/m
			$\mathbf{q} =$	$\mathbf{0.25 \text{ kN/m}}$

#### Sobre carga de uso. (L)

$$L = 3.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{NB1225002})$$

### 3.4. Diseño Estructural.

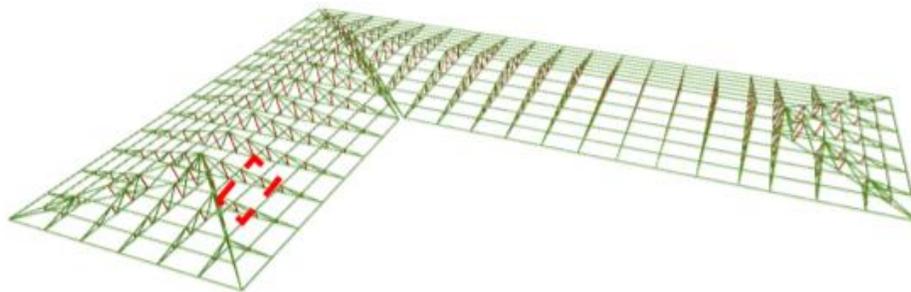
#### 3.4.1. Diseño de cubiertas.

##### A) Diseño de Correas.

Del conjunto de la cubierta, después de realizar el análisis estructural, se elije una correa tipo que será diseñada para resistir los esfuerzos a flexión y cortante.

Barra: **N670/N285**

Longitud de barra:  $L = 2.10 \text{ m}$



Acero: **A36**

Resistencia de fluencia:  $F_y = 250 \text{ MPa}$

Resistencia de rotura:  $F_u = 400 \text{ MPa}$

Modulo elástico:  $E = 200 \text{ GPa}$

##### I) Verificación de la sección.

Se elije una sección: **C60x40x15x2**

Área bruta:  $A_g = 3.12 \text{ cm}^2$

Inercia eje X:  $I_x = 17.76 \text{ cm}^4$

Inercia eje Y:  $I_y = 7.15 \text{ cm}^4$

Canto total:  $H = 60 \text{ mm}$

Canto de ala:  $B = 40 \text{ mm}$

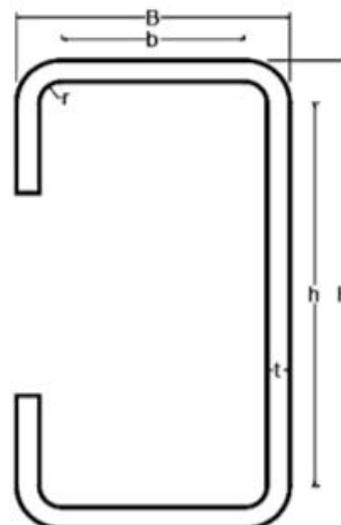
Canto de rigidizador:  $D = 15 \text{ mm}$

Espesor:  $t = 2 \text{ mm}$

Radio de acuerdo:  $r = 2.5 \text{ mm}$

Canto efectivo:  $h = 51 \text{ mm}$

Canto de ala efectivo:  $b = 31 \text{ mm}$



De acuerdo al artículo B.1. de la norma AISI S100 - 2007, se debe verificar si esta cumple con las condiciones mínimas requeridas.

Condición de Ala:  $\frac{b}{t} \leq 60$

$\frac{b}{t} = 15.5$  **Cumple**

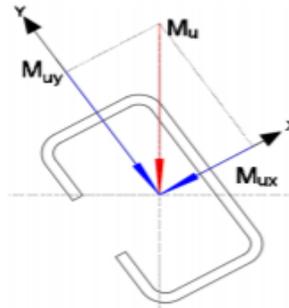
Condición de Alma:  $\frac{h}{t} \leq 200$

$\frac{h}{t} = 25.5$  **Cumple**

## II) Diseño a flexión.

Debido a la inclinación de la cubierta se produce una deflexión es viajada, para ello, el diseño a flexión se considera el sentido mas critico de la descomposición en sus componentes rectangulares de los esfuerzos.

$$M_u \leq \phi M_n$$



Momento ultimo:	$M_u =$	0.61 kN m
Resistencia de fluencia:	$F_y =$	250 MPa
Inercia eje X:	$I_x =$	17.76 cm <sup>4</sup>
Inercia eje Y:	$I_y =$	7.15 cm <sup>4</sup>
inercia producto:	$I_{xy} =$	0 cm <sup>4</sup>
Distancia a fibra extrema:	$X =$	11.84 mm
Distancia a fibra extrema:	$Y =$	30 mm

$$M_n = F_y S_e$$

$$S_e = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y Y - I_{xy} X}$$

Modulo resistente:  $S_e = 5.92 \text{ cm}^3$

Momento nominal:	$M_n =$	1.48 kN m
Factor de minoración:	$\phi =$	0.90
Momento de diseño:	$\phi M_n =$	<b>1.33 kN m</b>
	$M_u =$	<b>0.61 kN m</b>

Cumple

### III) Diseño a cortante.

$$V_u \leq \phi V_n$$

Cortante ultimo:	$V_u =$	0.14 kN
Resistencia de fluencia:	$F_y =$	250 MPa

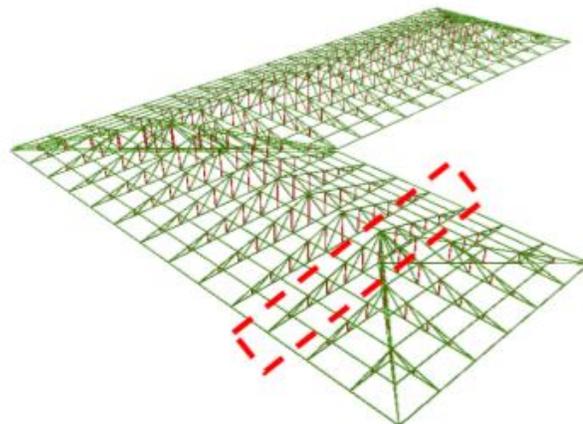
	$A_w = d t_w$	
Alto de alma:	$d =$	55 mm
Espesor de alma:	$t_w =$	2 mm
Área de alma:	$A_w =$	110 mm <sup>2</sup>

	$V_n = 0,6 F_y A_w$	
Cortante nominal:	$V_n =$	16.5 kN
Factor de minoración:	$\phi =$	0.9
Momento de diseño:	$\phi V_n =$	14.85 kN
	$V_u =$	0.14 kN

Cumple

### B) Diseño de Cercha.

Para las cerchas se considera la cercha Tipo 1, que de después del análisis estructural se determina los elementos sometidos a los esfuerzo mas críticos.



Por razones constructivas se opta por que llos elementos de la cercha sean del mismo tipo de sección de perfil.

Acero: A36

Resistencia de fluencia:  $F_y = 250$  MPa

Resistencia de rotura:  $F_u = 400$  MPa

Modulo elástico:  $E = 200$  GPa

### I) Verificación de la sección.

Sección: **C60x40x15x2**

Área bruta:  $A_g = 3.12$  cm<sup>2</sup>

Inercia eje X:  $I_x = 17.76$  cm<sup>4</sup>

Inercia eje Y:  $I_y = 7.15$  cm<sup>4</sup>

Canto total:  $H = 60$  mm

Canto de ala:  $B = 40$  mm

Canto de rigidizador:  $D = 15$  mm

Espesor:  $t = 2$  mm

Radio de acuerdo:  $r = 2.5$  mm

Canto efectivo:  $h = 51$  mm

Canto de ala efectivo:  $b = 31$  mm

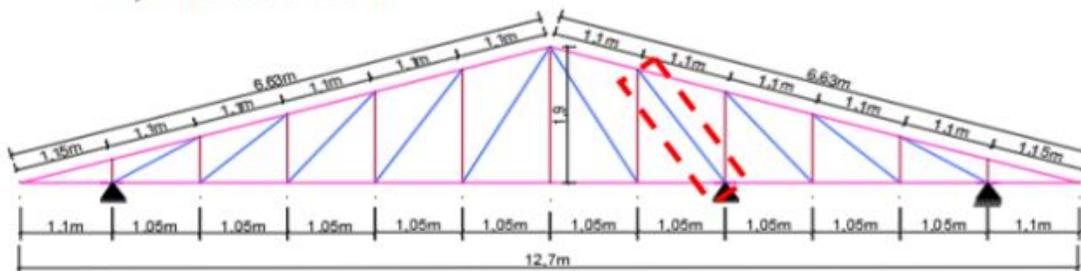
Condición de Ala:  $\frac{b}{t} \leq 60$

$\frac{b}{t} = 15.5$  **Cumple**

Condición de Alma:  $\frac{h}{t} \leq 200$

$\frac{h}{t} = 25.5$  **Cumple**

### II) Diseño a tensión.



Barra: **N674/N244**

Longitud de barra:  $L = 2.16$  m

$$T_u \leq \phi T_n$$

Esfuerzo a tensión última:  $T_u = 5.20 \text{ kN}$

$$T_n = F_y A_g$$

Tensión nominal:  $T_n = 78.00 \text{ kN}$   
 Factor de minoración:  $\phi = 0.90$

Resistencia de diseño:  $\phi T_n = 70.20 \text{ kN}$

$$A_e = A_n U$$

Área neta:  $A_n = 3.12 \text{ cm}^2$   
 Factor de conexión:  $U = 1 \text{ (soldadura)}$

Área efectiva:  $A_e = 3.12 \text{ cm}^2$

$$T_n = F_u A_e$$

Tensión nominal:  $T_n = 124.8 \text{ kN}$   
 Factor de minoración:  $\phi = 0.75$

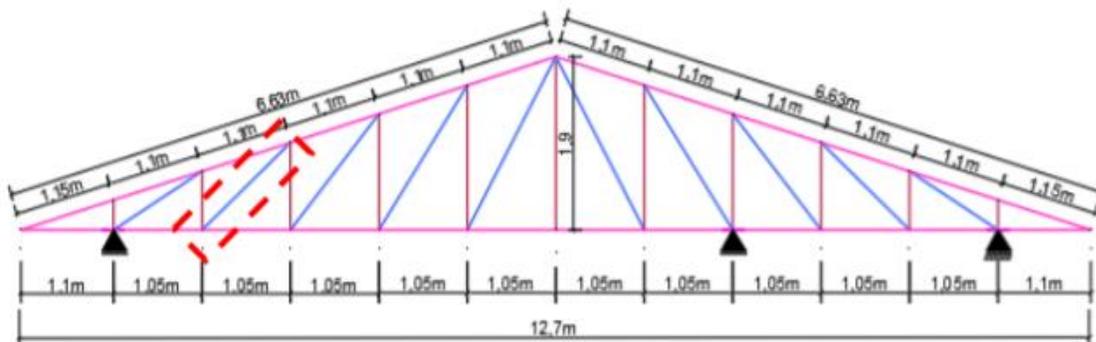
Resistencia de diseño:  $\phi T_n = 93.6 \text{ kN}$

$$\phi T_n = 70.20 \text{ kN}$$

$$T_u = 5.20 \text{ kN}$$

Cumple

### III) Diseño a compresión.



Barra: **N680(CNX)/N676**  
 Longitud de barra:  $L = 1.23 \text{ m}$

$$P_u \leq \phi P_n$$

Esfuerzo a compresión ultimo:  $P_u = 23.43 \text{ kN}$

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

Inercia (mínima):  $I_y = 7.15 \text{ cm}^4$

Área bruta:  $A_g = 3.12 \text{ cm}^2$

Radio (mínimo):  $r_y = 1.51 \text{ cm}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K L}{r}\right)^2}$$

factor de longitud efectiva:  $K = 1.00$

Longitud de barra:  $L = 2.16 \text{ m}$

Tensión d pandeo:  $F_e = 96.96 \text{ MPa}$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

Tensión Crítica:  $F_{cr} = 84.96 \text{ MPa}$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Tensión nominal:  $P_n = 26.51 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.9$

Resistencia de diseño:  $\phi P_n = 23.86 \text{ kN}$

$$P_u = 23.43 \text{ kN}$$

Cumple

### B) Diseño de unión a soldadura.

Esfuerzo a tensión ultima:  $P_u = 10.00 \text{ kN}$

Resistencia de electrodo:  $F_{xx} = 482.63 \text{ MPa}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.6$

Longitud de soldadura:  $L = 11.3 \text{ cm}$

Canto de soldadura 1:  $w_1 = 0.5 \text{ cm}$



**Esfuerzo de tracción.**

$$T_u \leq \phi T_n$$

Esfuerzo a tensión ultima:  $T_u = 3.86 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.75$

Resistencia de diseño:  $\phi T_n = 70.20 \text{ kN}$

Cumple

**Esfuerzo de compresión.**

$$P_u \leq \phi P_n$$

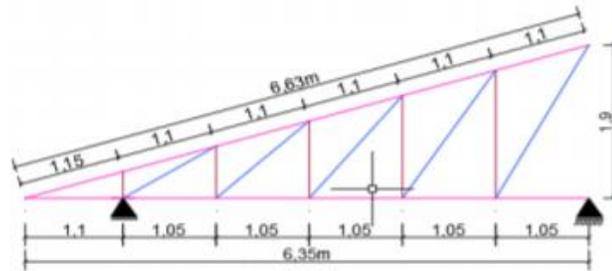
Esfuerzo a compresión ultimo:  $P_u = 12.41 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.9$

Resistencia de diseño:  $\phi P_n = 23.86 \text{ kN}$

Cumple

**TIPO 3**



**Esfuerzo de tracción.**

$$T_u \leq \phi T_n$$

Esfuerzo a tensión ultima:  $T_u = 1.30 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.75$

Resistencia de diseño:  $\phi T_n = 70.20 \text{ kN}$

Cumple

**Esfuerzo de compresión.**

$$P_u \leq \phi P_n$$

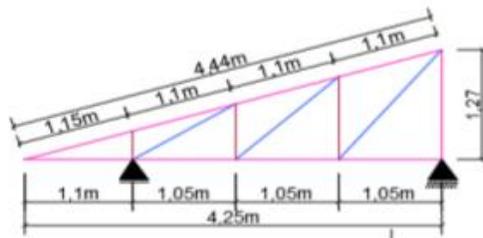
Esfuerzo a compresión ultimo:  $P_u = 3.85 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.9$

Resistencia de diseño:  $\phi P_n = 23.86 \text{ kN}$

Cumple

**TIPO 4**





### Esfuerzo de tracción.

$$T_u \leq \phi T_n$$

Esfuerzo a tensión última:  $T_u = 5.58 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.75$

Resistencia de diseño:  $\phi T_n = 70.20 \text{ kN}$

Cumple

### Esfuerzo de compresión.

$$P_u \leq \phi P_n$$

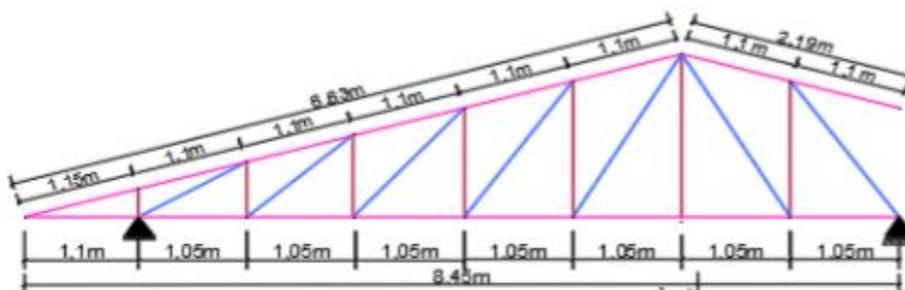
Esfuerzo a compresión último:  $P_u = 1.46 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.9$

Resistencia de diseño:  $\phi P_n = 23.86 \text{ kN}$

Cumple

### TIPO 7



### Esfuerzo de tracción.

$$T_u \leq \phi T_n$$

Esfuerzo a tensión última:  $T_u = 3.19 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.75$

Resistencia de diseño:  $\phi T_n = 70.20 \text{ kN}$

Cumple

### Esfuerzo de compresión.

$$P_u \leq \phi P_n$$

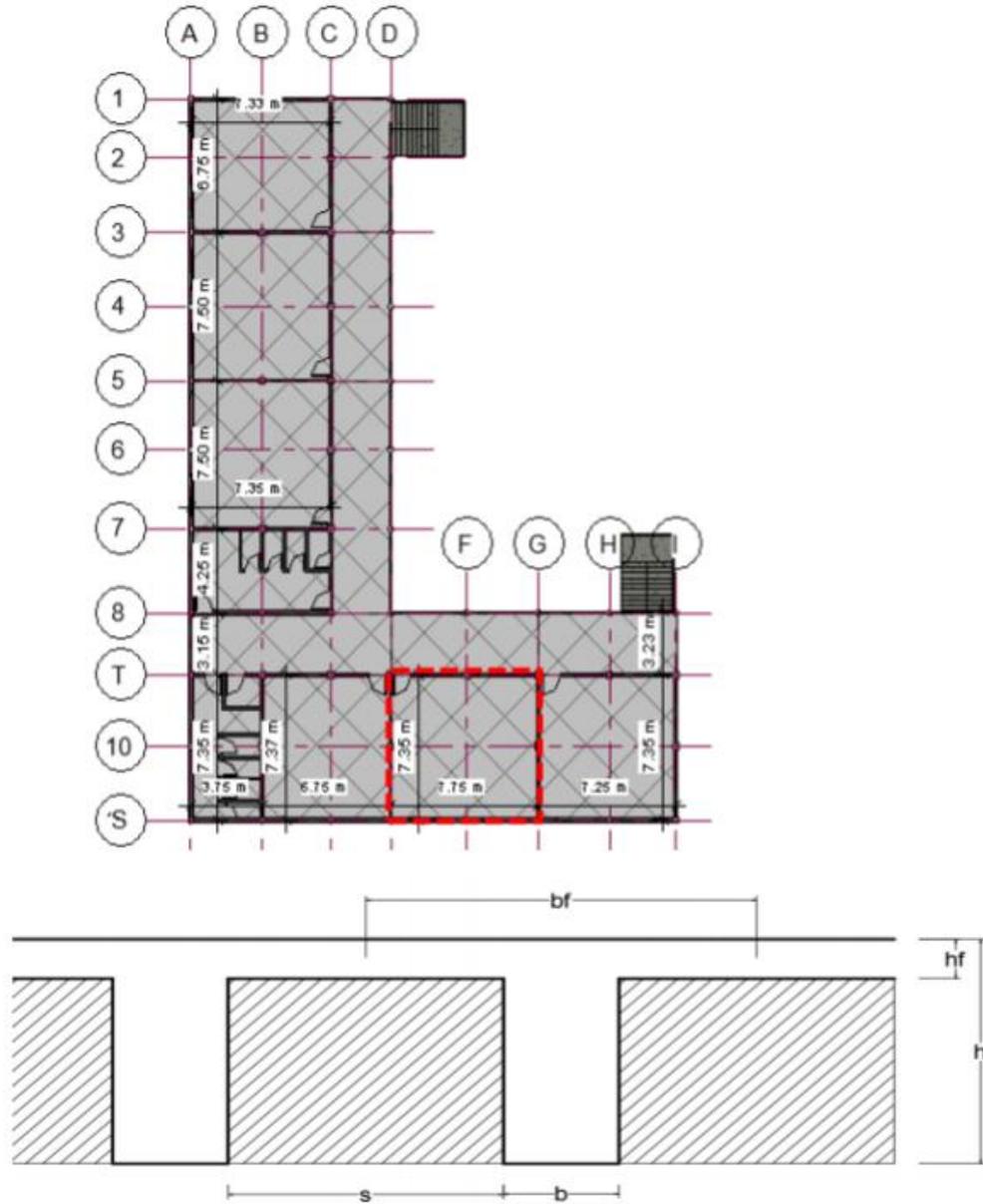
Esfuerzo a compresión último:  $P_u = 13.54 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.9$

Resistencia de diseño:  $\phi P_n = 23.86 \text{ kN}$

Cumple

### 3.4.2. Diseño de losa reticular.



Longitud de losa:	$l_a =$	7.75 m
Longitud de losa:	$l_b =$	7.35 m
Altura de losa:	$h =$	25 cm
Altura de capa de compresión:	$h_f =$	5 cm
Base de nervio:	$b =$	10 cm
Recubrimiento:	$r =$	3 cm
Peralte efectivo:	$d =$	22 cm

### Ancho efectivo de patín

$$\begin{array}{l} \text{Luz de losa: } L = 7.75 \text{ m} \\ \text{Lado de casetón: } s = 40 \text{ cm} \end{array}$$

$$b_f \leq \begin{cases} \frac{1}{4}L \\ (8 h_f)^2 \\ \left(\frac{1}{2}b_{caseton}\right)^2 \end{cases}$$

$$b_{f1} = 193.75 \text{ cm}$$

$$b_{f2} = 80 \text{ cm}$$

$$b_{f3} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho efectivo: } b_f = 50 \text{ cm}$$

### • Cargas.

$$\begin{array}{l} \text{peso } H^\circ = 24.0 \text{ kN/m}^3 \\ l = 1.0 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Patín: } 1.20 \text{ kN/m}^2 \\ \text{PPnervio1: } 0.96 \text{ kN/m}^2 \\ \text{PPnervio2: } 0.77 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Ppacabado: } 0.86 \text{ kN/m}^2 \\ \mathbf{D = 3.79 \text{ kN/m}^2} \\ \mathbf{L = 3.00 \text{ kN/m}^2} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{com1: } 5.30 \text{ kN/m}^2 \\ \text{com2: } 9.34 \text{ kN/m}^2 \\ \mathbf{U = 9.34 \text{ kN/m}^2} \end{array}$$

### • Verificación a cortante.

$$\text{Área de Aporte: } A_{\text{aporte}} = 11.16 \text{ m}^2$$

$$\text{longitud de distribución: } l_m = 7.75 \text{ m}$$

$$\text{Carga ultima: } U = 9.34 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = \frac{A_{aport} U}{L}$$

Cortante ultimo:  $V_u = 13.46 \text{ kN}$

Factor de modificación del concreto:  $\lambda = 1$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d$$

Resistencia a Cortante de concreto:  $V_c = 18.33 \text{ kN}$

Factor de minoración por cortante:  $\phi = 0.75$

Cortante de diseño:  $\phi V_c = 13.75 \text{ kN}$

$V_u = 13.46 \text{ kN}$

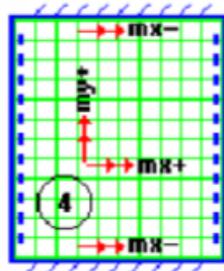
Cumple

• **Determinación de momentos flectores en la losa.**

Carga ultima sobre nervio:  $q_u = 4.67 \text{ kN/m}$

Lado mayor de losa:  $l_y = 7.75 \text{ m}$

Lado menor de losa:  $l_x = 7.35 \text{ m}$



$$m = \frac{l_x}{l_y}$$

$$m = 0.95$$

$m_{y+} = 340.0$

$m_{x-} = 919.0$

$m_{x+} = 469.0$

$$M_i = 0,0001 q m_i l_x$$

Momento positivo en sentido Y:  $M_{y+} = 8.58 \text{ kN-m}$

Momento negativo en sentido X:  $M_{x-} = 23.20 \text{ kN-m}$

Momento positivo en sentido X:  $M_{x+} = 11.84 \text{ kN-m}$

• **Armadura positiva a flexión - Sentido X.**

El diseño de los nervios se inicia haciendo la suposición que el eje neutro se encuentra en el patín.

Factor de minoración flexión:  $\phi = 0.9$

Momento nominal (+):  $M_{n+} = 13.15 \text{ kN-m}$

$$z \geq \begin{cases} 0,9d & z_1 = 19.8 \text{ cm} \\ d - \frac{h_f}{2} & z_2 = 19.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Brazo de palanca:  $z = 19.8 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y z}$$

Área de acero:  $A_s = 1.33 \text{ cm}^2$

$$A_c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c}$$

Área de compresión:  $A_c = 31.26 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_c}{b_f}$$

Altura d bloque de compresión:  $a = 0.63 \text{ cm}$

$$z = d - \frac{a}{2}$$

brazo de palanca:  $z = 21.69$

Iteración 1:

$$A_s = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 28.54 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.57 \text{ cm}$$

$$z = 21.71 \text{ cm}$$

Iteración 2:

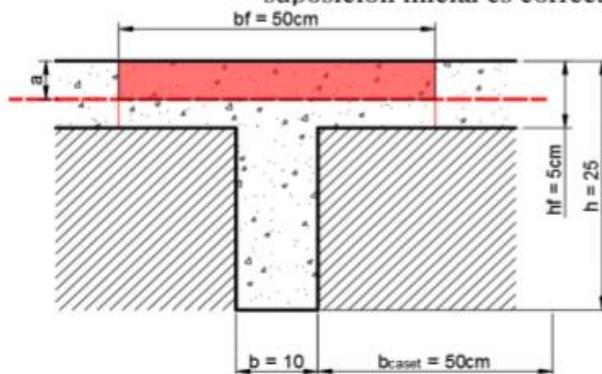
$$A_s = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 28.50 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.57 \text{ cm}$$

$$z = 21.71 \text{ cm}$$

El eje neutro se encuentra en el patín, por tanto la suposición inicial es correcta.



$$A_s = 1.21 \text{ cm}^2$$

**2  $\phi$  10**

• **Armadura negativa a flexión - Sentido X.**

Factor de minoración flexión:  $\phi = 0.9$

Momento nominal (-):  $M_{n-} = 23.20 \text{ kN-m}$

$$a = d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente:  $a = 1.13 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

Área de acero:  $A_s = 2.40 \text{ cm}^2$

Separación entre barras:  $S = 16.67 \text{ cm}$

Separación entre barras asumida:  $S = 15 \text{ cm}$

**Ø 12 c/15cm**

• **Armadura de retracción y temperatura.**

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Cuantía mínima:  $\rho = 0.0015$  Cumpla

$$A_s = \rho b h$$

Área de acero:  $A_s = 0.38 \text{ cm}^2$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 15 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras:  $s = 15 \text{ cm}$

**Ø 10 c/15cm**

• **Armadura positiva a flexión - Sentido Y.**

Factor de minoración flexión:  $\phi = 0.9$

Momento nominal (+):  $M_{n+} = 8.58 \text{ kN-m}$

$$z \geq \begin{cases} 0,9d & z_1 = 19.8 \text{ cm} \\ d - \frac{h_f}{2} & z_2 = 19.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Brazo de palanca:  $z = 19.8 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y z}$$

Área de acero:  $A_s = 0.8668 \text{ cm}^2$

$$A_c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c}$$

Área de compresión:  $A_c = 20.396 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_c}{b_f}$$

Altura d bloque de compresión:  $a = 0.41 \text{ cm}$

$$z = d - \frac{a}{2}$$

brazo de palanca:  $z = 21.80 \text{ cm}$

Iteración 1:

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 18.53 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.37 \text{ cm}$$

$$z = 21.81 \text{ cm}$$

Iteración 2:

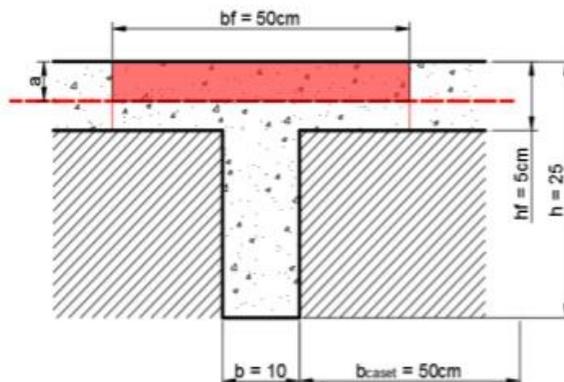
$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 18.51 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.37 \text{ cm}$$

$$z = 21.81 \text{ cm}$$

El eje neutro se encuentra en el patín, por tanto la suposición inicial es correcta.



$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$

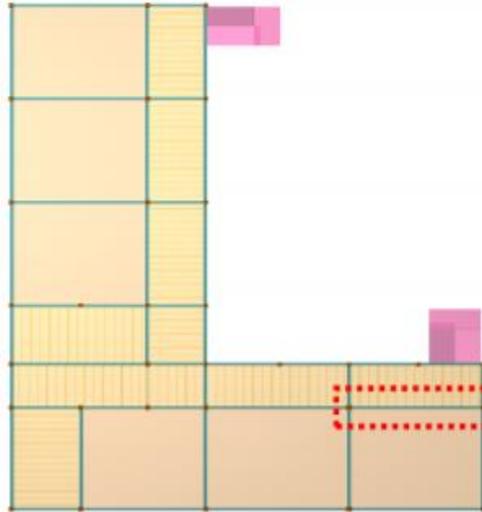
**2  $\phi$  10**

### 3.2.4.3. Diseño de vigas.

Se diseña la viga V-236, ubicada el forjado 2.

La viga se la diseña de acuerdo al método de resistencia ultima y bajos los conceptos de rectángulo de compresión equivalente y de cuantía balanceada.

#### • Predimensionamiento



Longitud de viga:  $L = 7.25 \text{ m}$   
 Resistencia a fluencia del acero:  $f_y = 500 \text{ MPa}$   

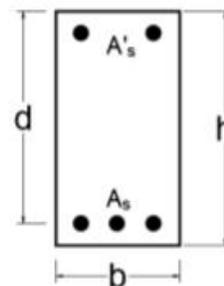
$$h = \frac{L}{21} \left( 0.04 + \frac{f_y}{700} \right)$$
  
 Altura calculada de viga:  $h = 26.041 \text{ cm}$   
 $h = 30 \text{ cm}$

Asumiendo una condicion:  $b = \frac{h}{2}$   
 $b = 15 \text{ cm}$   
 $b = 15 \text{ cm}$

Con las dimensiones establecidas por el pre dimensionamiento, se verifica que no cumplen con las solicitaciones ultimas, por tanto se establece nuevas dimensiones de manera tal que satisfaga con dichas solicitaciones.

Altura de la viga:  $h = 50 \text{ cm}$   
 Base de la viga:  $b = 20 \text{ cm}$   
 Recubrimiento:  $r = 3 \text{ m}$   
 $d' = 4.60 \text{ cm}$   
 Peralte efectivo:  $d = 45.4 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón:  $f'_c = 25 \text{ MPa}$   
 Resistencia a fluencia del acero:  $f_y = 500 \text{ MPa}$   
 Modulo de elasticidad del acero:  $E_s = 200 \text{ GPa}$



### I) Diseño a flexión.

Momento ultimo:  $M_u = 105.92 \text{ kN-m}$

Factor de minoración flexión:  $\phi = 0.9$

Factor de bloque equivalente:  $\beta_1 = 0.85$

$$\rho_b = 0,85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

Cuantía de Acero:  $\rho_b = 0.0197$

$$A_{s1} = \rho_b b d$$

Área de refuerzo a tracción:  $A_{s1} = 17.89 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0,85 f'_c b}$$

Profundidad de bloque equivalente:  $a = 21.05 \text{ cm}$

$$M_{n1} = A_{s1} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Momento nominal:  $M_{n1} = 311.99 \text{ kN-m}$

$$\phi M_{n1} = 280.79 \text{ kN-m}$$

no necesita  
armadura a  
compresion

#### • Armadura necesaria a flexión.

$$a = d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente:  $a = 6.57 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 5.58 \text{ cm}^2$$

#### • Armadura a mínima a flexión.

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d$$

$$A_{smin} = 2.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = 2.54 \text{ cm}^2$$

#### • Armadura a flexión.

$$A_s = 5.58 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \phi 16 + 1 \text{ } \phi 16$$

$$A_{st \text{ real}} = N^{\circ} b A_b$$

$$A_{st \text{ real}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 127.02 \text{ kN-m}$$

Deformación unitaria del concreto:  $\epsilon_{cu} = 0.0030$

Deformación unitaria del acero:  $\epsilon_y = 0.0025$

$$c = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} d$$

$$c = 7.73 \text{ cm}$$

Deformación unitaria del acero a tracción:  $\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \epsilon_{cu}$

$$\epsilon_t = 0.0146 \text{ Fluye}$$

La deformación unitaria del acero en compresión es mayor a 0,005, limite establecido por la norma NB1225001, por tanto se considera como falla dúctil y el coeficiente de minoración será:

$$\phi = 0.90$$

$$\phi M_{n1} = 114.32 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 105.92 \text{ kN-m}$$

Cumple

## II) Diseño a cortante.

Resistencia de acero a corte:  $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$

Resistencia del hormigón:  $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Base de la viga:  $b = 20 \text{ cm}$

Peralte efectivo:  $d = 45.4 \text{ cm}$

Factor de minoración a cortante:  $\phi = 0.75$

### • Verificación.

$$\sqrt{f'_c} < 8,3 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} = 5 \text{ MPa}$$

Cumple

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 0.38 \text{ Cumple}$$

• **Resistencia nominal a cortante del concreto.**

Factor de modificación del concreto:  $\lambda = 1$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d$$

Resistencia nominal del concreto:  $V_c = 75.67 \text{ kN}$

Armadura a flexión:  $A_s = 5.58 \text{ cm}^2$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b d}$$

Cuantía del refuerzo longitudinal:  $\rho_w = 0.0061$

Cortante ultimo:  $V_u = 88.74 \text{ kN}$

Momento ultimo:  $M_u = 105.92 \text{ kN-m}$

$$V_c \leq \left( \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b d$$

Resistencia nominal del concreto:  $V_c = 79.28 \text{ kN}$

$$V_c \leq 0.29 \lambda \sqrt{f'_c} b d$$

Resistencia nominal del concreto:  $V_c = 131.66 \text{ kN}$

Resistencia nominal adoptada:  $V_c = 75.67 \text{ kN}$

$$V_c > 0.33 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 149.82 \text{ kN}$$

Cumple

Resistencia a cortante del hormigon:  $\phi V_c = 56.75 \text{ kN}$

$$V_u = 88.74 \text{ kN}$$

Necesita armadura a cortante

Espaciamiento de armadura a cortante.

$$s \leq \begin{cases} d/2 & 22.7 \text{ cm} \\ 300\text{mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Espaciamiento adoptado:  $s = 15 \text{ cm}$

**Armadura necesaria.**

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_s = 42.653 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{V_s s}{f_{yt} d}$$

$$A_v = 0.34 \text{ cm}^2$$

**Armadura mínima.**

$$A_{vmin} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} \frac{b s}{f_{yt}}$$
$$A_{vmin} = 0.22 \text{ cm}^2$$
$$A_{vmin} \geq 0.34 \frac{b s}{f_{yt}}$$
$$A_{vmin} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada.

$$A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ real}} = N^o_b A_b$$
$$A_{st \text{ real}} = 0.50 \text{ cm}^2$$

**ø 8 c/15cm**

Resistencia nominal del concreto:

$$V_s \leq \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$
$$V_s = 63.90 \text{ kN}$$

$$V_s \leq \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} b d$$
$$V_s = 302.67 \text{ kN}$$

Cumple

Resistencia nominal adoptada:

$$V_s = 63.90 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Resistencia nominal a cortante:

$$V_n = 139.56 \text{ kN}$$
$$\phi V_n = 104.67 \text{ kN}$$
$$V_u = 88.74 \text{ kN}$$

Cumple

**• Estados limites de servicio**

Deformacion inmediata (tabla 9.5(b), NB1225001)

Longitud de viga:

$$L = 7.25 \text{ m}$$

$$\Delta p = \frac{L}{360}$$

Deformacion permisible:

$$\Delta_p = 20.14 \text{ mm}$$

Deformacion activa en viga:

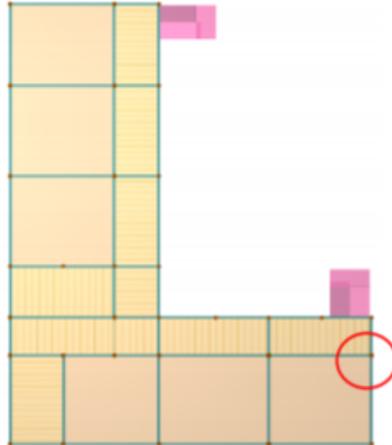
$$\Delta = 15.68 \text{ mm}$$

Cumple

### 3.4.4. Diseño de Columnas.

Para el diseño de una columna se inicia comprobando la condición de esbeltez. La columna será diseñada para soportar una carga axial combinada con momentos en ambos sentidos de la columna.

El diseño arquitectónico cuenta con columnas de sección rectangular y sección circular, sin embargo, se presenta al cálculo de una columna rectangular debido a que presenta una mayor dificultad de cálculo.



#### • Predimensionamiento

$$\begin{aligned} \text{Fuerza axial de servicio: } P_{serv} &= 231.26 \text{ kN} \\ f'_c &= 25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

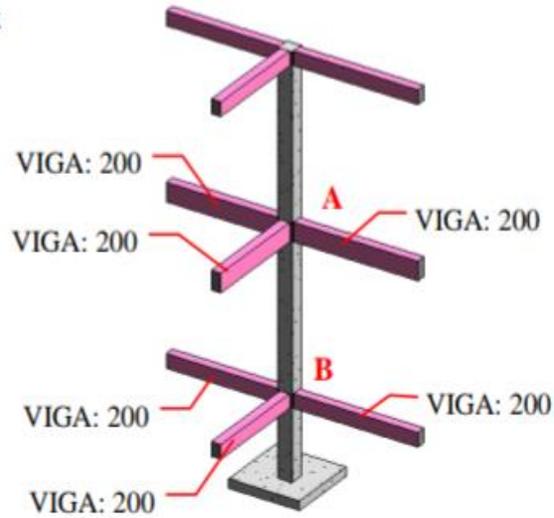
$$\begin{aligned} \text{Para columna centrada } A_g &= \frac{P_{serv}}{0.45 f'_c} \\ A_g &= 205.56 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lado de columna: } b &= 14.337 \text{ cm} \\ \mathbf{b} &= \mathbf{15 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Con las dimensiones establecidas por el pre dimensionamiento, se verifica que no cumplen con las solicitaciones ultimas, por tanto se establece nuevas dimensiones de

$$\begin{aligned} \text{Fuerza axial mayorada: } P_u &= 303.78 \text{ kN} \\ \text{Momento mayorado en X: } M_{ux} &= 30.04 \text{ kN-m} \\ \text{Momento mayorado en Y: } M_{uy} &= 57.58 \text{ kN-m} \\ \text{Ancho de columna: } h &= 30 \text{ cm} \\ \text{Base de columna: } b &= 30 \text{ cm} \\ \text{Longitud libre: } l_u &= 3 \text{ m} \\ \text{Resistencia del hormigón: } f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ \text{Resistencia a fluencia del acero: } f_y &= 500 \text{ MPa} \\ \text{Modulo de elasticidad del acero: } E_s &= 200 \text{ GPa} \end{aligned}$$

• **Determinación del factor k**



Viga:	1	2	3	1	2	3	C1, 2, 3
b =	20	20	20	20	20	20	30
h =	40	50	50	30	30	30	30
$I_x =$	106666.7	208333.3	208333	45000	45000	45000	67500
$I_y =$	26666.67	33333.33	33333	20000	20000	20000	67500
L =	315	725	735	315	725	735	300

Sentido: X

$$\psi_A = 2.9691$$

$$\psi_B = 1.0296$$

$$k_x = 0.90$$

Sentido: X

$$\psi_A = 1.855$$

$$\psi_B = 0.679$$

$$k_y = 0.83$$

**I) En eje X.**

• **Comprobación de esbeltez.**

Factor de longitud efectiva:  $k = 0.90$

Inercia de columna:  $I_g = 67500 \text{ cm}^4$

Área de columna:  $A_g = 900.00 \text{ cm}^2$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Radio de giro:  $r = 8.66 \text{ cm}$

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

Esbeltez:  $\frac{k l_u}{r} = 31.17$  Columna Esbelta

• **Momento amplificado.**

$$M_{2min} = P_u (15 + 0,03 h)$$

$$M_{2-min} = 7.29 \text{ kN-m}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

Modulo de elasticidad del concreto:  $E_c = 23500 \text{ MPa}$

$$P_c = \frac{\pi^2 0,25 E_c I_g}{(k l_u)^2}$$

Carga critica a pandeo:  $P_c = 5369.6 \text{ kN}$

Factor de relación de momentos:  $C_m = 1$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} = 1.08 \text{ Cumple}$$

$$M_{ux} = 30.04 \text{ kN-m}$$

$$M_{2-min} = 7.29 \text{ kN-m}$$

Momento adoptado:  $M_2 = 30.04 \text{ kN-m}$

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

$$M_c = 32.491 \text{ kN-m}$$

$$M_c = M_{cx}$$

Momento amplificado en X:  $M_{cx} = 32.49 \text{ kN-m}$

**II) En eje Y.**

• **Comprobación de esbeltez.**

Factor de longitud efectiva:  $k = 0.83$

Inercia de columna:  $I_g = 67500 \text{ cm}^4$

Área de columna:  $A_g = 900 \text{ cm}^2$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Radio de giro:  $r = 8.66 \text{ cm}$

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

Esbeltez:  $\frac{k l_u}{r} = 28.64 \text{ Columna Esbelta}$

• **Momento amplificado.**

$$M_{2min} = P_u (15 + 0,03 h)$$

$$M_{2-min} = 7.29 \text{ kN-m}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

Modulo de elasticidad del concreto:  $E_c = 23500 \text{ MPa}$

$$P_c = \frac{\pi^2 0,25 E_c I_g}{(k l_u)^2}$$

Carga critica a pandeo:  $P_c = 6363.2 \text{ kN}$

$$C_m = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} = 1.07 \text{ Cumple}$$

$$M_{uy} = 57.58 \text{ kN-m}$$

$$M_{2-min} = 7.29 \text{ kN-m}$$

Momento adoptado:  $M_2 = 57.58 \text{ kN-m}$

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

$$M_c = 61.494 \text{ kN-m}$$

$$M_c = M_{cy}$$

Momento amplificado en Y:  $M_{cy} = 61.49 \text{ kN-m}$

**III) Calculo de armadura longitudinal.**

Fuerza axial mayorada:  $P_u = 303.78 \text{ kN}$

Momento mayorado en X:  $M_{ux} = 32.49 \text{ kN-m}$

Momento mayorado en Y:  $M_{uy} = 61.49 \text{ kN-m}$

Ancho de columna:  $h = 30 \text{ cm}$

Base de columna:  $b = 30 \text{ cm}$

Longitud libre:  $l_u = 3 \text{ m}$

Resistencia del hormigón:  $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia a fluencia del acero:  $f_y = 500 \text{ MPa}$

Modulo de elasticidad del acero:  $E_s = 200 \text{ GPa}$

Recubrimiento:  $r = 4 \text{ cm}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.65$

• **En eje X.**

Diámetro de barra longitudinal:  $d_{be} = 20 \text{ mm}$   
 Diámetro de estribo:  $d_b = 8 \text{ mm}$   
 $d_x = b - 2r - 2d_{be} - d_b$   
 Peralte efectivo:  $d_x = 17.20 \text{ cm}$   

$$\gamma = \frac{d}{b}$$
  
 $\gamma_x = 0.57$

• **En eje Y.**

Diámetro de barra longitudinal:  $d_{be} = 20 \text{ mm}$   
 Diámetro de estribo:  $d_b = 8 \text{ mm}$   
 $d_y = h - 2r - 2d_{be} - d_b$   
 Peralte efectivo:  $d_y = 17.2 \text{ cm}$   

$$\gamma = \frac{d}{h}$$
  
 $\gamma_y = 0.57$

• **Armado.**

Lado debil en Y

$$\gamma = 0.57$$

$$M_{ny} = \left( \frac{M_{ux}}{\phi} + \frac{M_{uy}}{\phi} \right) \frac{b}{h}$$

Momento nominal:  $M_{ny} = 144.59 \text{ kN-m}$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

Fuerza axial nominal:  $P_n = 467.4 \text{ kN}$

$$e = \frac{M_{ny}}{P_n}$$

Excentricidad:  $e = 30.94 \text{ cm}$

Área bruta de columna:  $A_g = 900 \text{ cm}^2$

$$K_n = \frac{P_u}{A_g}$$

Ordenada:  $K_n = 3.38 \text{ MPa}$

$$R_n = \frac{P_u e}{A_g b}$$

Abscisa:  $R_n = 3.48 \text{ MPa}$

Cuantía de acero:  $\rho_g = 0.021$  (Diagrama II.6, CIRSOC 2005)

$$A_{st} = \rho_g b h$$

Área necesaria de acero: Asta = 18.90 cm<sup>2</sup>

$$A_{st \min} = 0,01 A_g$$

$$\text{Asta min} = 9 \text{ cm}^2$$

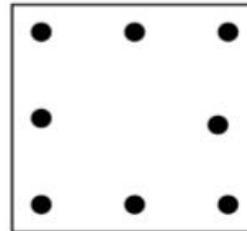
$$A_{st \max} = 0,08 A_g$$

$$\text{Asta max} = 72 \text{ cm}^2$$

Área adoptada: Asta = 18.9 cm<sup>2</sup>  
8 ø 20

$$A_{st \text{ real}} = N^{\circ}_b A_b$$

$$A_{\text{sta real}} = 25.13 \text{ cm}^2$$



#### IV) Verificación.

$$P_0 = 0,80 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Capacidad nominal axial:  $P_0 = 2492.6 \text{ kN}$

##### • En eje X.

$$\gamma_x = 0.57$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

Excentricidad en X:  $e_x = 10.70 \text{ cm}$

$$e_x/b = 0.36$$

Área de refuerzo en X:  $A_{\text{sta } x} = 18.85 \text{ cm}^2$

$$\rho_{gx} = \frac{A_{\text{sta } x}}{b h}$$

Cuantía de acero en X:  $\rho_{gx} = 0.021$

Ordenada para X:  $K_n = 8.8$  (Diagrama II.7, CIRSOC 2005)

$$P_{nx} = \frac{K_n A_g}{\phi}$$

Capacidad nominal con excentricidad X:  $P_{nx} = 1218.5 \text{ kN}$

• En eje Y.

$$\gamma_y = 0.57$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

Excentricidad en Y:  $e_x = 20.24 \text{ cm}$

$$e_y/h = 0.67$$

Área de refuerzo en Y:  $A_{sta y} = 25.13 \text{ cm}^2$

$$\rho_{gy} = \frac{A_{sty}}{b h}$$

Cuantía de acero en Y:  $\rho_{gx} = 0.028$

Ordenada para Y:  $K_n = 9.5$  (Diagrama II.6, CIRSOC 2005)

$$P_{ny} = \frac{K_n A_g}{\phi}$$

Capacidad nominal con excentricidad Y:  $P_{nx} = 1315.4 \text{ kN}$

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} + \frac{1}{P_0}$$

Capacidad nominal de la sección:  $P_{ni} = 504.51 \text{ kN}$

$$\phi P_{ni} = 327.93 \text{ kN}$$

$$P_u = 303.78 \text{ kN}$$

Cumple

V) Verificación de cortante.

Esfuerzo cortante ultimo:  $V_u = 29.3 \text{ kN}$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b d$$

Resistencia cortante del concreto:  $V_c = 54.43 \text{ kN}$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 40.83 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 20.413 \text{ kN}$$

No Cumple

La resistencia a cortante del hormigon es menor a la esfuerzo cortante ultimo por tanto sde debera calcular un espaciamento minima, para la armadura minima establcida por la norma en ene articulo 7.10.5.1, de norma NB1225001

	<b>Ø 8</b>	
Refuerzo a cortante:	$A_v =$	0.25
Esfuerzo cortante faltante:	$V_s =$	8.89 kN
	$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$	
	$s =$	24.32 cm
Espaciamento asumido:	$s =$	<b>25 cm</b>
	$V_s \leq \frac{A_v f_{yt} d}{s}$	
Resistencia nominal del acero:	$V_s =$	8.65 kN
	$V_n = V_c + V_s$	
Resistencia de diseño a cortante:	$\phi V_n =$	<b>31.94 kN</b>
	$V_u =$	<b>29.30 kN</b>

Cumple

Aramadura transversal: **Ø 8c/25cm**

### 3.4.5. Diseño de zapatas.

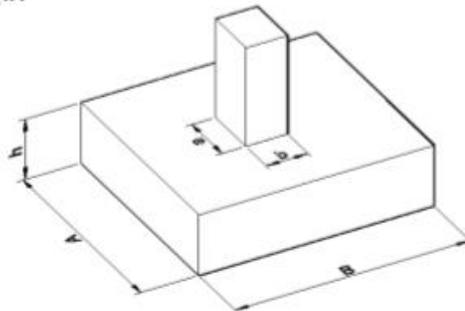
Fuerza axial mayorada:	$P_u = 447.68 \text{ kN}$
Fuerza axial por cargas muertas:	$P_D = 239.07 \text{ kN}$
Fuerza axial por cargas vivas:	$P_L = 100.50 \text{ kN}$
Momento mayorado en X:	$M_{ux} = 2.72 \text{ kN-m}$
Momento por cargas muertas X:	$M_{Dx} = 1.43 \text{ kN-m}$
Momento por cargas vivas X:	$M_{Lx} = 0.63 \text{ kN-m}$
Momento mayorado en Y:	$M_{uy} = 0.32 \text{ kN-m}$
Momento por cargas muertas Y:	$M_{Dy} = 0.14 \text{ kN-m}$
Momento por cargas vivas Y:	$M_{Ly} = 0.09 \text{ kN-m}$

Ancho de columna:	$h' = 30 \text{ cm}$
Base de columna:	$b' = 30 \text{ cm}$
Resistencia del hormigón:	$f'_c = 25 \text{ MPa}$
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y = 500 \text{ MPa}$
Modulo de elasticidad del acero:	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Capacidad portante del terreno:	$q_a = 0.098 \text{ MPa}$
	$\lambda = 1$
Altura de desplante:	$D_f = 1.95 \text{ m}$
Peso específico del concreto:	$\gamma_{H^oA^o} = 24 \text{ kN/m}^3$
Peso específico del terreno:	$\gamma_{su} = 16 \text{ kN/m}^3$

#### I) Dimensionamiento de Zapatas.

Debido a las condiciones del terreno de la fundación se opta por zapatas cuadradas aisladas. La profundidad de fundación de las zapatas es la profundidad a la que se realizó el ensayo de SPT.

Se adopta un peralte de la zapata que sea capaz de resistir los esfuerzos cortantes, y se calcula la armadura de refuerzo para absorber los momentos flectores producidos por el esfuerzo del suelo.



$$A_z = \frac{P_D + P_L}{q_a}$$

Área requerida de zapata:  $A_z = 3.46 \text{ m}^2$   
Lado:  $A = B = 1.86 \text{ m}$   
Lado adoptado:  $A = B = 2.00 \text{ m}$

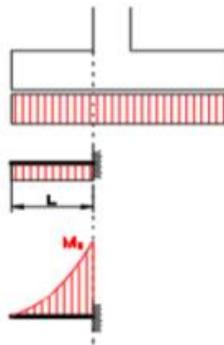
Ancho de zapata:  $A = 2.00 \text{ m}$   
Base de zapata:  $B = 2.00 \text{ m}$   
Altura de zapata:  $h = 45 \text{ cm}$   
Recubrimiento:  $r = 7 \text{ cm}$   
Recubrimiento efectivo:  $d' = 7.6 \text{ cm}$   
Peralte efectivo:  $d = 37.4 \text{ cm}$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A B} \pm \frac{6 M_x}{A B^2} \pm \frac{6 M_y}{B A^2}$$

Esfuerzo en el suelo, punto 1:  $\sigma_1 = 83.17 \text{ kN/m}^2$  **Cumple**  
Esfuerzo en el suelo, punto 2:  $\sigma_2 = 83.53 \text{ kN/m}^2$  **Cumple**  
Esfuerzo en el suelo, punto 3:  $\sigma_3 = 86.26 \text{ kN/m}^2$  **Cumple**  
Esfuerzo en el suelo, punto 4:  $\sigma_4 = 86.61 \text{ kN/m}^2$  **Cumple**

## II) Diseño a flexión

Debido los esfuerzos al suelo, se producen esfuerzos flectores en el talón de la zapata, para el calculo de la armadura de refuerzo se toma la sección del talón como una viga en voladizo



Momento de diseño mayorado:  $M_u = 75.49 \text{ kN-m}$   
Factor de minoración:  $\phi = 0.9$

$$a = d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

$a = 0.53 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 4,51 \text{ cm}^2$$

• **Armadura de retracción y temperatura.**

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Cuantía mínima:  $\rho = 0,0015$  Cumple

$$A_s = \rho b h$$

$$A_s = 11,31 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada:  $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ real}} = N^o_b A_b$$

$$A_{st \text{ real}} = 12,44 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 135 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras:  $s = 15,0 \text{ cm}$

**13  $\phi$  12 c/15cm**

**III) Diseño a cortante.**

Cortante de diseño mayorado:  $V_{u1} = 177,62 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0,75$

$$V_{c1} = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b d$$

$$V_{c1} = 623,33 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c1} = 467,50 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = 177,62 \text{ kN}$$

Cumple

**IV) Diseño a cortante en dos sentidos.**

$$A_{v2} = (b' + d) (h' + d)$$

Área de corte a dos sentidos:  $A_{v2} = 4542,8 \text{ cm}^2$

$$V_p = A_v \frac{P_u}{A B}$$

Cortante a dos sentidos:  $V_p = 50.84 \text{ kN}$

$$V_{u2} = P_u - V_p$$

Cortante efectivo a dos sentidos:  $V_{u2} = 396.84 \text{ kN}$

Factor de minoración:  $\phi = 0.9$

$$b_o = 2(b' + d) + 2(h' + d)$$

Perímetro de corte a dos sentidos:  $b_o = 269.6 \text{ cm}$

$$\beta = \frac{\text{lado mayor columna}}{\text{lado menor columna}}$$

Relación de dimensiones:  $\beta = 1$

Constante para corte:  $\alpha_s = 40 \text{ (Columna interior - NB 1225001)}$

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) b_o d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} b_o d \end{cases}$$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o d$$

Esfuerzo cortante en dos sentidos:  $V_c = 2520.8 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) b_o d$$

Esfuerzo cortante en dos sentidos:  $V_c = 3171.5 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} b_o d$$

Esfuerzo cortante en dos sentidos:  $V_c = 1680.5 \text{ kN}$

Esfuerzo cortante adoptado:  $V_{c2} = 1680.5 \text{ kN}$

$$\phi V_{c2} = 1512.5 \text{ kN}$$

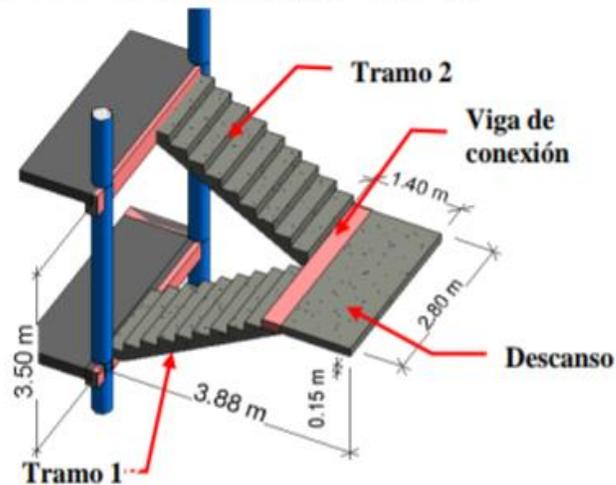
o cortante ultimo en dos sentidos:  $V_{u2} = 396.84 \text{ kN}$

Cumple

### 3.4.6. Diseño de escalera Autoportante. - "APORTE ACADEMICO"

Se elabora el diseño de una escalera autoportante como aporte académico, ya que el diseño de este tipo de elementos no se contempla en el avance académico.

Se denomina sistemas de escaleras auto-portante a aquel sistema que se conforma por dos tramos de losas de concreto escalonadas y colocadas en sentido contrario una respecto de otra con un descanso entre ambos tramos y empotrada solamente en los extremos de sus dos tramos y sin apoyo adicional.



Desnivel:  $H = 3.5 \text{ m}$   
 Ancho del tramo de escalera:  $B = 1.4 \text{ m}$

Huella:  $b = 28 \text{ cm}$   
 Contrahuella:  $h = 17.5 \text{ cm}$

Longitud horizontal del tramo 1:  $L_1 = 2.52 \text{ m}$   
 Longitud inclinada del tramo 1:  $L_{i1} = 2.97 \text{ m}$   
 Longitud horizontal de losa de descanso:  $L = 1.4 \text{ m}$   
 Longitud horizontal del tramo 2:  $L_2 = 2.52 \text{ m}$   
 Longitud inclinada del tramo 2:  $L_{i2} = 2.97 \text{ m}$   
 Longitud total - Primer Tramo:  $L_{n1} = 4.02 \text{ m}$   
 Longitud total - Segundo Tramo:  $L_{n2} = 4.02 \text{ m}$   
 Separación entre rampas:  $m = 0 \text{ cm}$   
 Recubrimiento:  $r = 3 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón:  $f_c = 25 \text{ MPa}$   
 Resistencia a fluencia del acero:  $f_y = 500 \text{ MPa}$   
 Modulo de elasticidad del acero:  $E_s = 200 \text{ GPa}$   
 Peso específico del concreto:  $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24 \text{ kN/m}^3$

## I) Dimensionamiento de losa

El espesor de la escalera se calcula según los requerimientos del artículo 9.5.2.1. de la norma NB 1225001, considerando el mayor valor obtenido

### • Espesor de tramo 1 y 2.

$$t = \frac{l}{20}$$

$$t = 12.60 \text{ cm}$$

### • Espesor de descanso en voladizo.

$$t = \frac{l}{10}$$

$$t = 14.00 \text{ cm}$$

Espesor de losa asumido: **t = 15 cm**

## II) Cargas.

### • Acciones en tramo 1 y 2.

Peso propio losa:  $D_G = 5.04 \text{ kN/m}$

Peso propio escalones:  $D_P = 2.52 \text{ kN/m}$

Peso de acabado:  $D_P = 1.20 \text{ kN/m}$

Sobrecarga de uso:  $L = 5.6 \text{ kN/m}$

### • Acciones en descanso.

Peso propio losa:  $D_G = 5.04 \text{ kN/m}$

Peso de acabado:  $D_P = 1.20 \text{ kN/m}$

Sobrecarga de uso:  $L = 5.60 \text{ kN/m}$

### • Carga ultima.

Com 1:  $w_u = 12.27 \text{ kN/m}$

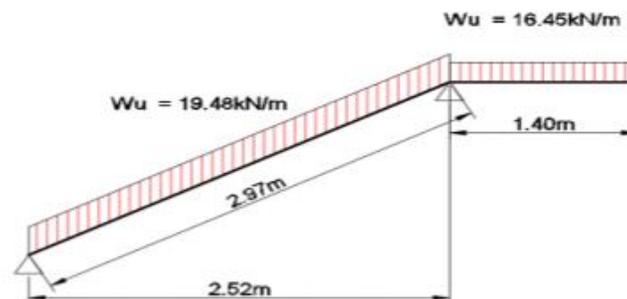
Com 2:  $w_u = 19.48 \text{ kN/m}$

Carga ultima en tramos: **19.48 kN/m**

Com 1:  $w_u = 8.74 \text{ kN/m}$

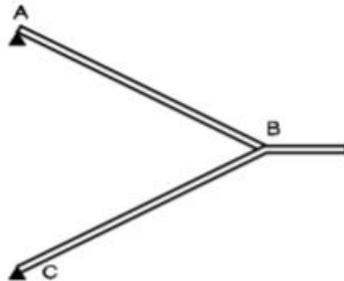
Com 2:  $w_u = 16.45 \text{ kN/m}$

Carga ultima en descanso: **16.45 kN/m**

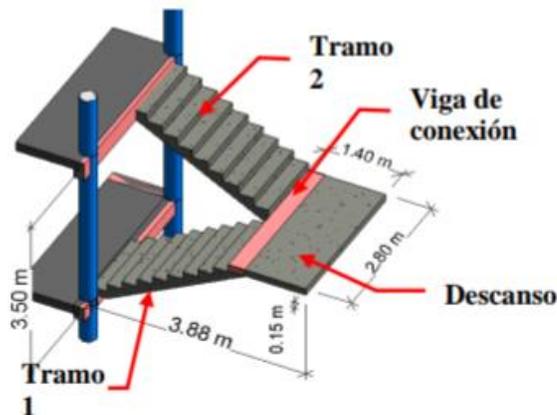


### III) Consideraciones para el diseño

Para facilitar el cálculo de una escalera autoportante se la puede suponer como un pórtico con un momento en el descanso intermedio transferido entre las ramas por una torsión desarrollada a través del descanso.



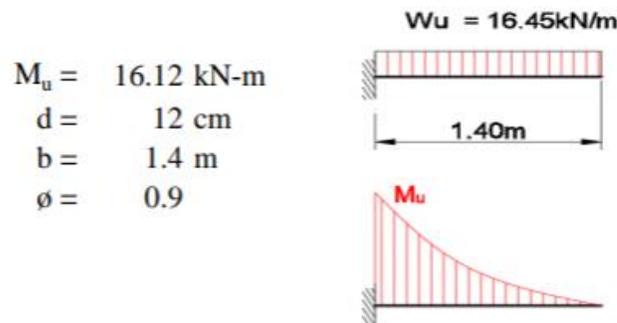
Para el diseño de la escalera autoportante, en los tramos se puede realizar como si fuera una viga sometida a esfuerzos de flexión, el descanso de la escalera se lo considera como un apoyo articulado, esto para alivianar los esfuerzos de torsión, se coloca una viga plana que conecta los tramos y el descanso, permitiendo una mayor rigidez de la escalera.



La viga plana en el voladizo llega a absorber la mayor cantidad de esfuerzo de torsión.

### IV) Diseño de descanso en voladizo.

En el descanso para su diseño se lo considera como una losa en voladizo empotrada en la viga plana y sometida a momentos flectores,



• **Armadura necesaria a flexión.**

$$a = d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente:  $a = 0.51 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

• **Armadura a mínima a flexión.**

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d$$

$$A_{smin} = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = 4.70 \text{ cm}^2$$

• **Armadura a flexión.**

Armadura adoptada:  $A_s = 4.70 \text{ cm}^2$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 45 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras:  $s = 20.0 \text{ cm}$

**8 Ø 10 c/20cm**

• **Armadura de retracción y temperatura.**

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Cuantía mínima:  $\rho = 0.0015$  Cumple

$$A_s = \rho b h$$

Armadura adoptada:  $A_s = 3.1752 \text{ cm}^2$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 45 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras:  $s = 20.0 \text{ cm}$

**Ø 10 c/20cm**

#### IV) Diseño de tramo 1 y 2.

Para el diseño de la escalera autoportante en los tramos se puede realizar como si fuera una viga sometida a esfuerzos de flexión.

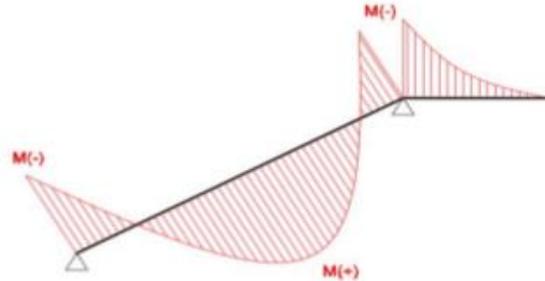
$$M_{u(+)} = 20.614 \text{ kN-m}$$

$$M_{u(-)} = 15.461 \text{ kN-m}$$

$$d = 11.5 \text{ cm}$$

$$b = 1.4 \text{ m}$$

$$\phi = 0.9$$



##### • Armadura necesaria a flexión momento positivo.

$$a = d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente:  $a = 0.69 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 4.10 \text{ cm}^2$$

##### • Armadura a mínima a flexión.

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d$$

$$A_{smin} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = 4.51 \text{ cm}^2$$

##### • Armadura a flexión.

Armadura adoptada:  $A_s = 4.51 \text{ cm}^2$

$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 14.112 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras:  $s = 20.0 \text{ cm}$

**8  $\phi$  10 c/20cm**

##### • Armadura necesaria a flexión momento negativo.

$$a = d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2,35 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Profundidad de bloque equivalente:  $a = 0.51 \text{ cm}$

$$A_s = 0,85 a b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 3,05 \text{ cm}^2$$

• **Armadura a flexión.**

Armadura adoptada:  $A_s = 4,51 \text{ cm}^2$

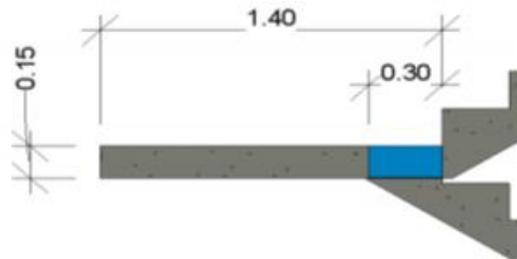
$$s \leq \begin{cases} 3 h_f & 45 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} & 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación entre barras:  $s = 20,0 \text{ cm}$

**8  $\phi$  10 c/20cm**

**V) Diseño de viga en apoyo de descanso.**

En el descanso de la escalera, se lo considera como una un apoyo articulado, esto para alivianar los esfuerzos de torsión, y se coloca una viga plana que conecta los tramos y el descanso permitiendo una mayor rigidez en la escalera.



Los esfuerzos a transmitidos por los tramos producen esfuerzos flectores y torsores en la viga de conexión.

**VI) Diseño a flexión y cortante.**

para los esfuerzos flectores y cortantes s sigue el mismo procedimiento que para el de una viga normal, obteniendo así el refuerzo requerido a flexión y

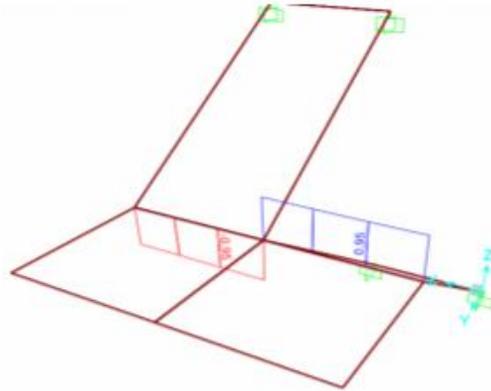
Refuerzo longitudinal:  $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$

Refuerzo transversal:  $A_v = 0,36 \text{ cm}^2$

Espaciamiento:  $s = 15 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_v}{s} = 0,028 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

**VII) Diseño a torsión.**



Momento torsor ultimo:  $T_u = 0.96 \text{ kN}$

**• Verificación de la resistencia a torsión.**

Base de viga:  $b_w = 30 \text{ cm}$

Alto de viga:  $h = 15 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón:  $f'_c = 25 \text{ MPa}$

$r = 3 \text{ cm}$

Factor de minoración a torsión:  $\phi = 0.75$

Factor de modificación del concreto:  $\lambda = 1$

$A_{cp} = b_w h$

Área de la sección:  $A_{cp} = 450 \text{ cm}^2$

$P_{cp} = 2(b_w + h)$

Perímetro de la sección:  $P_{cp} = 90 \text{ cm}$

$T_u \leq \phi \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$

Momento torsor resistente:  $T = 0.70 \text{ kN-m}$

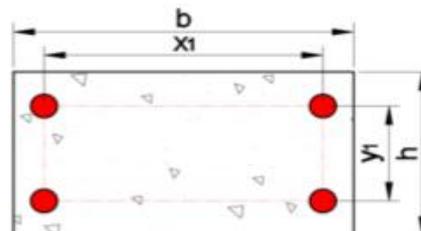
Momento torsor ultimo:  $T_u = 0.96 \text{ kN-m}$

Requiere refuerzo a torsion

**• Propiedades de la sección.**

$x_1 = 24 \text{ cm}$

$y_1 = 9 \text{ cm}$



$$\begin{aligned}
 \text{Área de encerramiento:} & \quad A_{oh} = x_1 y_1 \\
 & \quad A_{oh} = 216 \text{ cm}^2 \\
 \text{Área bruta de encerramiento:} & \quad A_o = 0,85 A_{oh} \\
 & \quad A_o = 183.6 \text{ cm}^2 \\
 \text{Perímetro de encerramiento:} & \quad P_h = 2(x_1 + y_1) \\
 & \quad P_h = 66 \text{ cm} \\
 \text{Peralte efectivo:} & \quad d = 10.6 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

• **Verificación de fisuración en el alma y bielas comprimidas.**

$$\begin{aligned}
 \text{Esfuerzo cortante ultimo:} & \quad V_u = 1.58 \text{ kN} \\
 \text{Momento torsor Ultimo:} & \quad T_u = 0.96 \text{ kN-m} \\
 \text{Resistencia del hormigón:} & \quad f'_c = 25 \text{ MPa} \\
 \text{Base de viga:} & \quad b_w = 30 \text{ cm} \\
 \text{Peralte efectivo:} & \quad d = 10.6 \text{ cm} \\
 \text{Perímetro de encerramiento:} & \quad P_h = 66 \text{ cm} \\
 \text{Área de encerramiento:} & \quad A_{oh} = 216 \text{ cm}^2 \\
 \text{Factor de modificación del concreto:} & \quad \lambda = 1 \\
 & \quad V_c \leq \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} b_w d \\
 \text{Resistencia nominal del concreto:} & \quad V_c = 26.5 \text{ kN} \\
 \text{Factor de minoración a cortante:} & \quad \phi = 0.75 \\
 \text{Resistencia del acero:} & \quad f_{yt} = 420 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right)$$

$$800.38 \text{ kN/m}^2 \quad 3125 \text{ kN/m}^2$$

Cumple

• **Refuerzo transversal por torsión requerido.**

$$\begin{aligned}
 & \quad T_n = \frac{T_u}{\phi} \\
 \text{Momento torsor nominal:} & \quad T_n = 1.28 \text{ kN-m} \\
 \text{Ángulo de diagonales a compresión:} & \quad \theta = 45^\circ \\
 & \quad \frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 A_o f_{yt} \cot \theta} \\
 \text{Área requerida por torsión:} & \quad \frac{A_t}{s} = 0.008 \text{ cm}^2/\text{cm}
 \end{aligned}$$

Área requerida por cortante:  $\frac{A_v}{s} = 0.0279 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$$A_{tv} = \frac{2 A_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

Área transversal requerida:  $A_{tv} = 0.0445 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$$s = 12.708 \text{ cm}$$

Espaciamiento adoptado:  $s = 10 \text{ cm}$

$$\phi 6 \text{ c}/10\text{cm}$$

$$A_v + 2A_t = 0.445 \text{ cm}^2$$

• **Área de refuerzo transversal mínimo.**

$$A_v + 2A_t = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v + 2A_t = 0.2232 \text{ cm}^2$$

$$A_v + A_t \geq 0,34 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v + 2A_t = 0.2381 \text{ cm}^2$$

Cumple

• **Área de refuerzo longitudinal adicional.**

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_l = 0.4601 \text{ cm}^2$$

$$A_{l,min} = \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{12f_y} - \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_{l,min} = 1.4149$$

Refuerzo longitudinal adicional:  $A_l = 1.41 \text{ cm}^2$

Refuerzo longitudinal:  $A_s = 1.01 \text{ cm}^2$

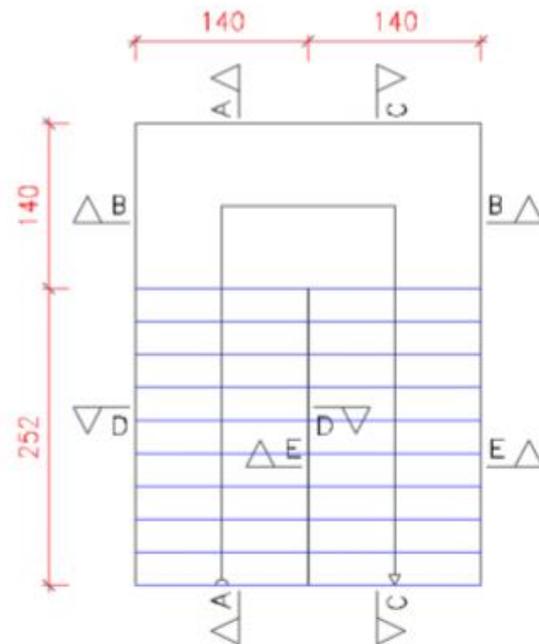
$$A_{sl} = A_s + A_l$$

Armadura longitudinal total:  $A_{sl} = 2.42 \text{ cm}^2$

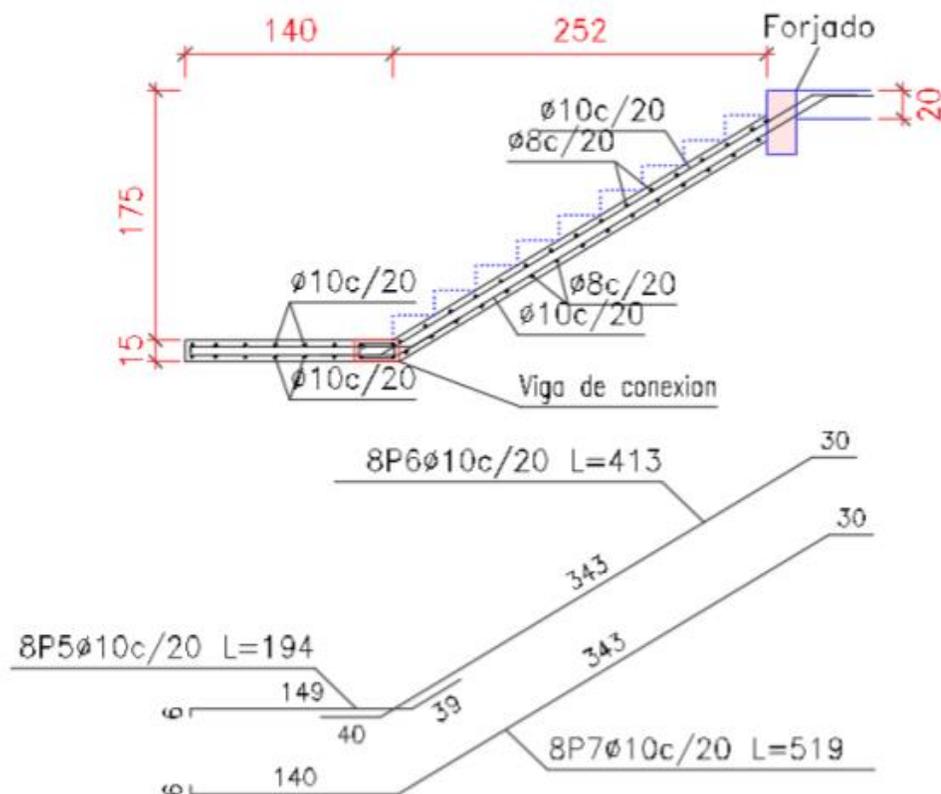
$$2 \phi 16$$

### VIII) Comparacion de resultados con el programa Cypecad

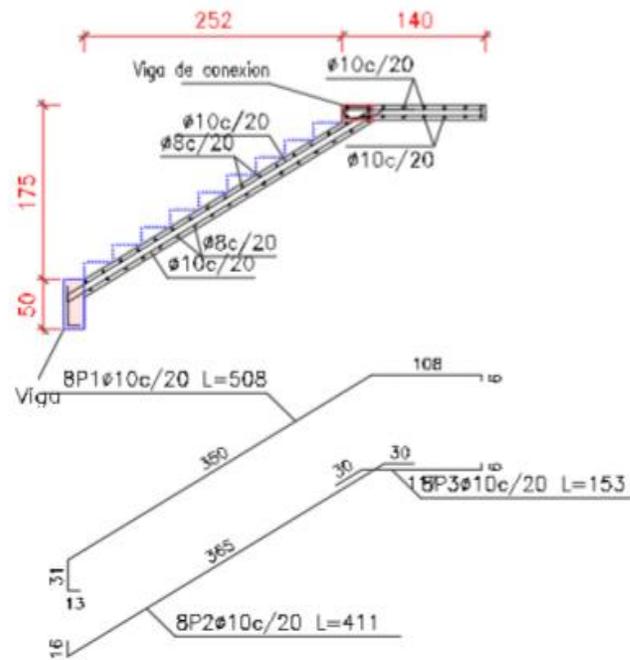
Tramo 1		
Geometría	Ámbito	1.400 m
	Espesor	0.15 m
	Huella	0.280 m
	Contrahuella	0.175 m
	Desnivel que salva	3.50 m
	Nº de escalones	20
	Planta final	Forjado 2
	Planta inicial	Forjado 1
Cargas	Peso propio	3.68 kN/m <sup>2</sup>
	Peldañeado (Realizado con ladrillo)	1.16 kN/m <sup>2</sup>
	Solado	0.86 kN/m <sup>2</sup>
	Barandillas	0.25 kN/m
	Sobrecarga de uso	4.00 kN/m <sup>2</sup>
Materiales	Hormigón	H-25
	Acero	AH-500
	Rec. geométrico	3.0 cm



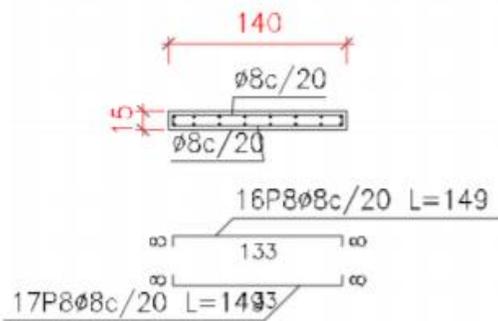
#### Sección C-C



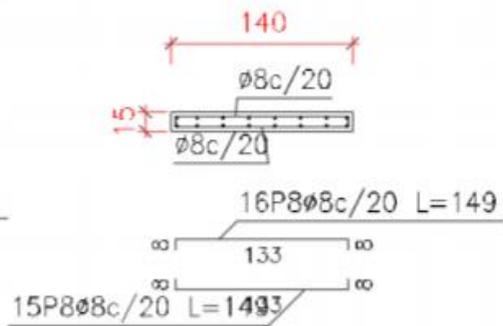
Sección A-A



Sección D-D



Sección E-E



### 3.3. Estrategias para la ejecución de la obra.

#### 3.3.1. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas contemplan las instrucciones para la correcta ejecución de la obra, según lo que establece la norma NB1225001 y los requerimientos del ministerio de obras públicas del estado plurinacional de Bolivia.

Las especificaciones técnicas se encuentran detalladas en el anexo G.

#### 3.3.2. Cuantificación de la obra.

La cuantificación y costo de la obra consiste únicamente en la cuantificación de la obra gruesa (estructura de la edificación).

Dichos volúmenes de obra se encuentran detallados en el anexo D, y el análisis de costos en el anexo E.

<b>MOD</b>	<b>:OBRA GRUESA</b>		
1	Excavación de zapatas (0-1.5 t.blando) c/retroexcavadora	169.62	m <sup>3</sup>
2	Hormigon pobre (1:3:3)	5.47	m <sup>3</sup>
3	Zapatas de H°A° (H-25,AH-500)	43.03	m <sup>3</sup>
4	Sobrecimientos H°A° (H-25,AH-500)	14.94	m <sup>3</sup>
5	Impermeabilización de sobrecimientos	249.01	m <sup>3</sup>
6	Columnas de H°A° (H-25,AH-500)	22.57	m <sup>3</sup>
7	Relleno y compactado manual	122.61	ml
8	Vigas de H°A° (H-25,AH-500)	38.28	m <sup>3</sup>
9	Losa alivianada con viguetas pretesas H°A° (H-25,AH-500)	196.53	m <sup>3</sup>
10	Losa reticular H°A° (H-25,AH-500)	355.50	m <sup>3</sup>
11	Escaleras autoportante de H°A° H°A° (H- 25,AH-500)	4.13	m <sup>3</sup>
12	Muro ladrillo 6h e=15cm (1:5)	470.95	m <sup>2</sup>
13	Muro ladrillo 6h e=20cm (1:5)	700.97	m <sup>2</sup>
14	Dintel de H°A° (H-25,AH-500)	149.30	m <sup>3</sup>
15	Cubierta de calamina sobre estructura metalica	712.00	m <sup>3</sup>

**MOD: 2:OBRA GRUESA**

<b>1</b>	Excavación de zapatas (0-1.5 t.blandoc/retroexcavadora	86.34	m <sup>3</sup>
<b>2</b>	Hormigon pobre (1:3:3)	2.27	m <sup>3</sup>
<b>3</b>	Zapatas de H°A° (H-25,AH-500)	18.58	m <sup>3</sup>
<b>4</b>	Sobrecimientos H°A° (H-25,AH-500)	8.86	m <sup>3</sup>
<b>5</b>	Impermeabilización de sobrecimientos	143.00	ml
<b>6</b>	Columnas de H°A° (H-25,AH-500)	8.23	m <sup>3</sup>
<b>7</b>	Relleno y compactado manual	65.02	m <sup>3</sup>
<b>8</b>	Vigas de H°A° (H-25,AH-500)	25.40	m <sup>3</sup>
<b>9</b>	Losa reticular H°A° (H-25,AH-500)	149.81	m <sup>2</sup>
<b>10</b>	Losa alivianada con viguetas pretesas (H-25,AH-500)	104.65	m <sup>2</sup>
<b>11</b>	Escaleras autoportante de H°A° H°A° (H-25,AH-500)	4.13	m <sup>3</sup>
<b>12</b>	Muro ladrillo 6h e=15cm (1:5)	252.88	m <sup>2</sup>
<b>13</b>	Muro ladrillo 6h e=20cm (1:5)	281.59	m <sup>2</sup>
<b>14</b>	Dintel de H°A° (H-25,AH-500)	73.44	ml
<b>15</b>	Cubierta de calamina sobre estructura metalica	322.00	m <sup>2</sup>

## CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1.CONCLUSIONES.

- Del estudio topográfico realizado se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variaciones de cotas.
- Del estudio de suelos realizado a una profundidad de 1,50m se obtuvo como resultado una capacidad portante del suelo de 0.098MPa, y se pudo verificar la ausencia de nivel freático.
- En las cubiertas, las resistencias de diseño a compresión y a tracción del perfil seleccionado, parecen estar sobre-dimensionado en comparación con los esfuerzos últimos, esto se debe a que el perfil seleccionado es el más pequeño dentro de los perfiles disponibles en el mercado, el pedido o fabricado de perfiles de menores dimensiones implican un costo adicional.
- Se optó por espaciamientos menores a 2.50m de las cerchas y de las correas, con el fin de obtener secciones de perfil pequeños, debido a que esto repercute directamente en el costo.
- La losa con luces considerables se diseñó con losas casetonadas, debido a que las losas con viguetas pretensas son para una longitud máxima de hasta 7m.
- Se pudo observar que la cantidad de acero obtenida es elevada para los distintos elementos (losas columnas, vigas, etc). Pero este valor es razonable debido a que la sobrecarga de uso es elevada 3kN/m<sup>2</sup>, además que las luces de vigas y distancia entre columna y columna son grandes.
- Se puede comprobar que el diseño de la viga está en el estado de falla dúctil, cuando el acero falla antes que el hormigón en compresión como una manera de seguridad, ya que la deformación unitaria del acero en tracción es 0.0134, mayor al límite que establece la norma NB1225001 de 0.005.
- Para el diseño de la escalera autoportante, en los tramos se puede realizar como si fuera una viga sometida a esfuerzos de flexión y compresión.
- En el descanso de la escalera autoportante se lo considera como un apoyo articulado, esto para alivianar los esfuerzos de torsión, se coloca una viga plana que conecta los tramos y el descanso, permitiendo una mayor rigidez de la escalera.

#### **4.2.RECOMENDACIONES:**

- Debido al tipo de suelo de fundación se recomienda la ejecución de obras de protección contra la infiltración de humedad en las fundaciones, ya que este tipo de suelo al ser saturado en demasía podría sufrir asentamientos diferenciales por la distribución de las cargas.
- Se recomienda realizar una verificación en obra mediante un perfil estratigráfico, por debajo del nivel de fundación, para mayor seguridad.
- El presente proyecto fue desarrollado en base a la nueva norma boliviana de hormigón NB 1225001, por tanto, la ejecución del proyecto debe seguir las recomendaciones establecidas en los artículos 3, 4 y 5 de dicha normativa.
- El control de la ejecución del proyecto debe ser realizado por personal técnico y/o profesional calificado.
- La resistencia del hormigón que se considera es de 25MPa, para lograr dicha resistencia se debe utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- En la ejecución se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- Si en el momento de la ejecución se realiza algún cambio de tamaño, posición, y/o materiales diferentes a los especificados, se deberá recalcular la estructura de manera tal que se garantice su estabilidad e integridad ante los cambios.